

Oliver Fischer, Michael Henke,
Hermann Weiher, Sebastian Hock

Innovative Hybridverankerungen von Zuggliedern aus ultra-hochfesten Betonen und Stahl oder faserverstärkten Kunststoffen

F 2913

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung -BMVBS- 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

2014

ISBN 978-3-8167-9286-4

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

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München

Forschungsbericht

Innovative Hybridverankerungen von Zuggliedern aus ultra-hochfesten Betonen und Stahl oder faserverstärkten Kunststoffen

Prof. Oliver Fischer
Michael Henke, M.Sc.
Dr.-Ing. Hermann Weiher
Sebastian Hock, M.Sc.

München, den 28.05.2014

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.
(Aktenzeichen: SF – 10.08.18.7-11.3 / II 3-F20-10-1-173)
Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt bei den Autoren.

Innovative Hybridverankerungen von Zuggliedern aus ultra-hochfesten Betonen und faserverstärkten Kunststoffen

Kurzfassung

Der vorliegende Forschungsbericht befasst sich mit der Entwicklung und Untersuchung von Hybridankerplatten, die eine neue, leichtere und wirtschaftliche Alternative zu den bisher üblicherweise verwendeten massiven Stahlplatten für die Verankerung von Zuggliedern darstellen sollen. Die großen Kräfte aus den Zuggliedern werden dabei durch einen Kern aus ultrahochfestem Beton, der das Verankerungselement (Mutter, Lochscheibe, Ankerkopf) aufnimmt, und einem, den Kern umschnürenden, Zugring aus Stahl oder Faserverbundwerkstoffen aufgenommen und in das darunter liegende Bauwerk weitergeleitet.

Anhand eines Druckstrebenmodells für die Lastverteilung innerhalb der Hybridankerplatte und einer Analogie aus der Geotechnik für die Lastweiterleitung unterhalb der Ankerplatte, wurde eine Vordimensionierung der Hybridankerplatten für statische Einwirkungen gemäß der Europäischen Richtlinie zur Zulassung von Spannverfahren (ETAG 013, [1]) durchgeführt.

Der tatsächliche mechanische Bauteilwiderstand wurde durch ein umfangreiches experimentelles Versuchsprogramm untersucht. Dies umfasste Druckversuche und Lastübertragungsversuche (nach ETAG 013) an Hybridankerplatten unter Variation der Parameter UHPC-Festigkeit, Umschnürungsart, Verankerungsart, Auflagersituation und Hybridankerabmessungen zur Ermittlung des mechanischen Kurzzeitverhaltens sowie Ermüdungsversuche (nach ETAG 013) und Dauerstandversuche zur Bestimmung der Einflüsse aus einer Langzeitbelastung. Neben Hybridankerplatten mit einem außenliegenden Zugring aus Stahl oder Faserverbundkunststoffen wurde hierbei auch eine Variante mit einer einbetonierten Wendelbewehrung als Umschnürung getestet. Zusätzlich zur experimentellen Bestimmung des mechanischen Verhaltens erfolgte für ausgewählte Druckversuche eine Überprüfung der Ergebnisse mit Hilfe von Finite-Elemente-Simulationen mit dem Programm ANSYS 14.5.

Der zu erwartende Bauteilwiderstand der Hybridankerplatten gegen chemische und physikalische Einwirkungen, wie beispielsweise Salze, Säuren, Laugen, Temperatur, Feuchte oder Frost, wurde basierend auf einer umfangreichen Literaturrecherche zu den Dauerhaftigkeitseigenschaften der verwendeten Materialien UHPC, Stahl und Faserverbundkunststoff eingeschätzt und sinnvolle zusätzliche Schutzmaßnahmen wurden herausgearbeitet.

Auf Grundlage der experimentellen und theoretischen Untersuchungen wird anschließend ein Bemessungskonzept vorgestellt, mit dem die erforderlichen Mindestabmessungen für den Außendurchmesser, die Höhe und die Ringdicke der Hyb-

ridankerplatte in Abhängigkeit von der geforderten Bemessungslast bestimmt werden können.

Schließlich werden die gemachten Erfahrungen bei der Fertigung der Hybridankerplatten zusammengefasst und daraus resultierende Vorschläge zur Realisierung einer Serienfertigung vorgestellt. Abschließend wurde eine Wirtschaftlichkeitsberechnung für die Herstellung einer Hybridankerplatte durchgeführt und das Ergebnis wurde mit den Kosten für eine herkömmliche Stahlplatte mit gleicher Bemessungslast verglichen.

Anchoring tendons with innovative composite anchor plates using high strength concrete and fiber reinforced polymers

Abstract

This research report deals with the development and study of composite anchor plates, which shall provide a new, lighter and economical alternative to the traditional massive steel plates used until now for the anchorage of tendons. The big forces from these tendons are absorbed and introduced into the structure by an ultra-high performance concrete (UHPC) core, which houses the anchoring element (nut, washer plate, anchor head), and a steel or fiber reinforced polymer tension ring confining the core.

A pre-dimensioning of the composite anchor plates for static loading according to the Guideline for European Technical Approval of Post-tensioning kits (ETAG 013, [1]) was carried out on the basis of a strut model for load distribution within the composite anchor plate and of an analogy with the Geotechnics for the load introduction below the anchor plate.

The actual mechanical resistance of these plates was analyzed during an extensive experimental testing programme. This programme covered compressive tests and load transfer tests (according to ETAG 013) on composite anchor plates with variation of the following parameters: UHPC compressive strength, type of confinement, type of anchorage, bearing condition and hybrid anchor plate dimensions. These tests allowed the determination of the short-term mechanical behaviour. The influence of long-time loading was studied by means of fatigue tests (according to ETAG 013) and long-duration tests. In addition to composite anchor plates with an outer steel or fiber reinforced polymer tension ring, a further variation of composite anchor plate with a steel spiral embedded in the concrete as confinement was tested. Additionally to the experimental testing of the mechanical behaviour, verification of such results was carried out by means of a Finite Element Model Analysis with the software ANSYS 14.5.

The expected resistance of the composite anchor plates against chemical and physical effects, for instance, against salts, acids, leaching, temperature, humidity or freeze, was assessed by means of an extensive literature research regarding the durability properties of the used materials, namely, UHPC, steel and fiber reinforced polymers. Additional reasonable protection measurements were also planned.

Based on the experimental and theoretical analyses a design concept is subsequently presented. By means of this design concept, the required minimum dimensions for the outer diameter, height and ring thickness for the composite anchor plates can be determined in dependance on the desing loads.

Finally, the experiences during the casting of composite anchor plates are summarised and the resulting suggestions for series manufacturing are presented. Eventually, an evaluation of economic efficiency for the production of composite anchor plates is carried out and the results are compared with the costs for production of steel plates for the same design load.

Inhalt

1	EINLEITUNG	25
1.1	Grundprinzip der Hybridverankerung	25
1.2	Einwirkungen	27
1.2.1	Planmäßige mechanische Belastung	27
1.2.2	Sonstige Einwirkungen	28
1.3	Fragestellung	30
2	HYBRIDANKER	32
2.1	Formfindung	32
2.1.1	Lasteinleitung	32
2.1.2	Lastweiterleitung	34
2.2	Materialien	36
2.2.1	UHPC	36
2.2.2	Stahl	48
2.2.3	Faserverbundwerkstoffe	50
2.3	Vordimensionierung	60
2.3.1	Mechanisches Modell	60
2.3.2	Hybridankerdurchmesser	61
2.3.3	Hybridankerhöhe	62
2.3.4	Umschnürung	63
2.4	FE-Modellierung	65
2.4.1	Preprocessing und Processing	65
2.4.2	Postprocessing bzw. Auswertung der FE-Berechnungen	73
3	EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG BAUTEILWIDERSTAND	83
3.1	Prüfungen	83
3.2	Untersuchungsgegenstand	84
3.2.1	Geometrie	84
3.2.2	Materialien	87
3.3	Versuchsaufbau und Ablauf	90
3.3.1	Druckversuche	90
3.3.2	Druckschwellversuche	91
3.3.3	Ermüdungsversuche	92
3.3.4	Dauerstandversuche	94
3.4	Messungen	97
3.5	Prüfprogramm	99
3.6	Ergebnisse	101
3.6.1	Druckversuche	101
3.6.2	Druckschwellversuche	107

3.6.3	Ermüdungsversuche	110
3.6.4	Dauerstandversuche	117
3.7	Bewertung und Interpretation	121
3.7.1	Druckversuche mit Auflagerung auf Stahl	121
3.7.2	Druckschwellversuche mit Auflagerung auf Beton	138
3.7.3	Ermüdungsversuche mit Auflagerung auf Stahl	147
3.7.4	Dauerstandversuche mit Auflagerung auf Stahl	149
4	THEORETISCHE UNTERSUCHUNG DES BAUTEILWIDERSTANDS.....	154
4.1	Dauerhaftigkeit von UHPC	154
4.1.1	Porosität.....	155
4.1.2	Wasseraufnahme und Diffusionswiderstand	155
4.1.3	Korrosionsschutz	156
4.1.4	Widerstand gegen physikalischen Angriff	158
4.1.5	Widerstand gegen chemischen Angriff	164
4.2	Korrosionsschutz von Stahl.....	171
4.2.1	Allgemeines und Korrosivitätskategorien	171
4.2.2	Korrosionsschutzmaßnahmen	174
4.3	Dauerhaftigkeit von FVK	180
4.3.1	Feuchte	180
4.3.2	Alkalität	182
4.3.3	Temperatur	183
4.3.4	UV-Strahlung und Alterung	184
4.3.5	Zusammenfassung	184
5	BEMESSUNG	186
5.1	Sicherheitskonzept	186
5.1.1	Einwirkungsseite	186
5.1.2	Widerstandsseite.....	187
5.1.3	Erforderliche Kapazität	188
5.2	Beispielbemessung.....	189
5.2.1	Randbedingungen.....	189
5.2.2	Hybridankerdurchmesser.....	190
5.2.3	Hybridankerhöhe	191
5.2.4	Abmessungen Umschnürung.....	192
5.2.5	Zusammenfassung	194
6	FERTIGUNG	195
6.1	Erfahrungen aus der Versuchskörperherstellung.....	195
6.2	Schalung und Formteile.....	196
6.3	Gerätschaften.....	197
6.4	Personal.....	199

7	WIRTSCHAFTLICHKEIT	200
7.1	Auswahl der Materialien	200
7.1.1	Füllmaterial	200
7.1.2	Umschnürung	200
7.2	Herstellung.....	202
7.3	Sonstiges	205
8	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	206
8.1	Zusammenfassung.....	206
8.1.1	Grundlagen.....	206
8.1.2	Mechanischer Bauteilwiderstand	206
8.1.3	Chemischer und physikalischer Bauteilwiderstand.....	209
8.1.4	Wirtschaftlichkeit	210
8.2	Ausblick.....	210
9	LITERATUR.....	211
A	VERSUCHSERGEBNISSE	219
A.1	Druckversuche.....	219
A.2	Druckschwellversuche.....	247
A.3	Dauerstandversuche.....	263
B	ANHANG.....	270
C	ANHANG 2: KONSTRUKTIONSWERKSTOFFE.....	297
C.1	Ultrahochfester Beton	297
C.1.1	Allgemeines.....	297
C.1.2	Mischungszusammensetzung, Frischbetoneigenschaften	300
C.1.3	Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul	302
C.1.4	Dauerhaftigkeit.....	305
C.1.5	Schwindverhalten, Kriechverhalten und Dauerstandfestigkeit	328
C.1.6	Verhalten unter thermischen Beanspruchungen.....	343
C.1.7	Mehraxiale Druckfestigkeiten	347
C.1.8	Ermüdungsfestigkeit.....	352
C.2	Stahl.....	357
C.2.1	Mechanische und physikalische Eigenschaften.....	357
C.2.2	Korrosion.....	358

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1: Einwirkungen nach ETAG 013.....	27
Tabelle 2.1: Rezeptur des verwendeten UHPCs im Vergleich zur Mischung B4Q und B5Q aus dem SPP 1182 der DFG	38
Tabelle 2.2: Frischbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q	39
Tabelle 2.3: Festbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q.....	39
Tabelle 2.4: Chemische Zusammensetzung nach der Schmelzanalyse für Erzeugnisdicken ≤ 120 mm [65]	49
Tabelle 2.5: Mechanische Eigenschaften der Hohlprofile aus unlegierten Baustählen [65].....	49
Tabelle 2.6: Eigenschaften von Fasern aus [85]	51
Tabelle 2.7: Eigenschaften verschiedener Harze aus [85]	52
Tabelle 2.8: Eigenschaften von Faserverbundkunststoffen aus [85]	53
Tabelle 2.9: Rechnerisch erforderliche Außendurchmesser	61
Tabelle 2.10: Rechnerisch erforderliche Hybridankerhöhe	62
Tabelle 2.11: Rechnerisch erforderliche Ringdicke bei einer Umschnürung mit Stahlring aus S355 ..	64
Tabelle 3.1: Verwendete Prüfkörpergeometrie.....	85
Tabelle 3.2: Abmessungen der Betonkörper.....	86
Tabelle 3.3: Inhaltsstoffe der verwendeten UHPC-Mischung	87
Tabelle 3.4: Mindestwerte der charakteristischen Eigenschaften der verwendeten Stähle.....	88
Tabelle 3.5: Physikalische Eigenschaften des GFK-Wickelrohrs bei 24°	88
Tabelle 3.6: Physikalische Eigenschaften des CFK-Wickelrohrs.....	88
Tabelle 3.7: Messungen während der Versuchsdurchführung.....	97
Tabelle 3.8: Prüfprogramm-Teil 1	99
Tabelle 3.9: Prüfprogramm-Teil 2	100
Tabelle 3.10: UHPC-Würfeldruckfestigkeiten Druckversuche	121
Tabelle 3.11: Einfluss der Bauteilhöhe auf die Bruchlast bei ansonsten gleichen Randbedingungen	124
Tabelle 3.12: Einfluss der Auflagersituation auf den Wirkungsgrad.....	125
Tabelle 3.13: Maximallast unter Variation des Öffnungsdurchmessers	126
Tabelle 3.14: Einfluss der Betonkörperabmessungen auf die Maximallast und die Dehnung.....	139
Tabelle 3.15: Einfluss der Betonfestigkeit auf den Wirkungsgrad	140
Tabelle 3.16: UHPC-Schäden an den getesteten Hybridankerplatten.....	147
Tabelle 3.17: Versuchsdaten der 1.Versuchsserie und der zugehörigen Druckversuche.....	149
Tabelle 3.18: Versuchsdaten der 2.Versuchsreihe und der zugehörigen Druckversuche	151
Tabelle 3.19: Versuchsdaten der Druckversuche vor den Dauerstandversuchen und nach den Dauerstandversuchen.....	153
Tabelle 4.1: Porositätsmessungen aus [33].....	155
Tabelle 4.2: Kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten aus [33]	156
Tabelle 4.3: Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [-] aus [33]	156
Tabelle 4.4: Abwitterungsmengen der B3Q-Mischung nach Frost-Tausalz-Beanspruchung aus [11]161	
Tabelle 4.5: Zeitabhängige Korrosionstiefen von UHPC und Normalbeton C30/37 nach Einlagerung in Salzsäure mit unterschiedlichen pH-Werten aus [34].....	168
Tabelle 4.6: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Schwefelsäure mit unterschiedlichen pH-Werten aus [33]	169
Tabelle 4.7: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Milchsäure mit einem pH-Wert von 4 aus [33]	169
Tabelle 4.8: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in eine ammoniumnitrat-haltige Lösung mit unterschiedlichen Konzentrationen aus [33]	169

Tabelle 4.9: Beschreibung typischer atmosphärischer Umgebungen im Zusammenhang mit der Abschätzung von Korrosivitätskategorien aus [75].....	172
Tabelle 4.10: Kategorien für Wasser und Erdreich aus [77].....	173
Tabelle 4.11: Schutzdauer für unterschiedliche Zinküberzüge in unterschiedlichen Korrosivitätskategorien aus [72] (Auszug aus Tabelle B.17 im Anhang)	177
Tabelle 5.1: Einwirkungen aus Versuchen nach ETAG 013	186
Tabelle 5.2: Beiwerte zur Bestimmung des Materialwiderstands der einzelnen Komponenten	187
Tabelle 5.3: Randbedingungen Bemessung.....	190
Tabelle 5.4: Bemessung Hybridanker: erforderlicher Außendurchmesser	191
Tabelle 5.5: Bemessung Hybridanker: Bestimmung Durchstanzwiderstand.....	192
Tabelle 5.6: Bemessung Hybridanker: erforderliche Hybridankerhöhe	192
Tabelle 5.7: Bemessung Hybridanker: Bestimmung Kapazität Umschnürung.....	193
Tabelle 5.8: Bemessung Hybridanker: erforderliche Stahlringdicke	193
Tabelle 5.9: Bemessung Hybridanker: Hybridankerabmessungen für 1,15 F_{pk}	194
Tabelle 5.10: Bemessung Hybridanker: Hybridankerabmessungen für 1,3 F_{pk}	194
Tabelle 7.1: Vergleich Gesamtkosten verschiedener Umschnürungen für Hybridanker	201
Tabelle 7.2: Vergleich Hybridanker und Stahlplatte für Wirtschaftlichkeitsberechnung	202
Tabelle 7.3: Materialkosten Hybridanker	203
Tabelle 7.4: Betriebsmittel bei der Hybridankerherstellung	203
Tabelle 7.5: Personalkosten bei der Hybridankerherstellung	204
Tabelle 7.6: Gesamtkosten der Hybridankerherstellung.....	204
Tabelle 8.1: Bemessung Hybridanker: Hybridankerabmessungen für 1,3 F_{pk}	209
Tabelle B.1: Versuchswerte, Druckmeridian, B5Q aus[60]	270
Tabelle B.2: Ergebnisse der dreiaxialen Ermüdungsuntersuchungen aus [54]	271
Tabelle B.3: Berechnete Befeuchtungsdauer und ausgewählte klimatologische Kenndaten für verschiedene Klimate (aus: ISO 9223: 1992) aus [77]	272
Tabelle B.4: Korrosivitätskategorien für atmosphärische Umgebungsbedingungen und Beispiele für typische Umgebungen aus [77]	273
Tabelle B.5: Beschreibung typischer atmosphärischer Umgebungen im Zusammenhang mit der Abschätzung von Korrosivitätskategorien aus [75].....	275
Tabelle B.6: Vorbereitungsgrade für die primäre (ganzflächige) Oberflächenvorbereitung aus [79]	276
Tabelle B.7: Vorbereitungsgrade für die sekundäre (partielle) Oberflächenvorbereitung aus [79]....	277
Tabelle B.8: Zusammenfassende Tabelle der Beschichtungssysteme für die Korrosivitätskategorien C2, C3, C4, C5-I und C5-M [80].....	279
Tabelle B.9: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorie C2 aus [80]	281
Tabelle B.10: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorie C3 aus [80]	282
Tabelle B.11: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorie C4 aus [80]	283
Tabelle B.12: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorien C5-I und C5-M aus [80].....	284
Tabelle B.13: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Kategorien Im1, Im2, Im3 aus [80]	285
Tabelle B.14: Beschichtungssysteme für feuerverzinkten Stahl für die Korrosivitätskategorien C2 bis C5-I und C5-M aus [80]	286
Tabelle B.15: Beschichtungssysteme für thermisch gespritzte Metalloberflächen für die Korrosivitätskategorien C4, C5-I, C5-M und die Kategorien Im1 bis Im3 aus [80]	287
Tabelle B.16: Mindestschichtdicke und Masse von Zinküberzügen auf Prüfteilen, die nicht geschleudert werden aus [71]	287

Tabelle B.17: Schutzdauer für unterschiedliche Zinküberzüge in unterschiedlichen Korrosivitätskategorien aus [72].....	287
Tabelle C.1: Rezeptur des verwendeten UHPCs im Vergleich zur Mischung B4Q und B5Q aus dem SPP 1182 der DFG	301
Tabelle C.2: Frischbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q	301
Tabelle C.3: Festbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q	303
Tabelle C.4: Porositätsmessungen aus [33]	306
Tabelle C.5: Kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten aus [33]	307
Tabelle C.6: Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [-] aus [33]	308
Tabelle C.7: Diffusionswiderstand im elektrischen Feld [-] aus [33]	308
Tabelle C.8: Abwitterungsmengen von UHPC nach Frost-Tausalz-Beanspruchung aus [11]	314
Tabelle C.9: Korrosionstiefen nach 6 und 80 Wochen für UHPC und Normalbeton aus [34]	324
Tabelle C.10: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Schwefelsäure mit unterschiedlichen pH-Werten aus [33]	326
Tabelle C.11: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Milchsäure mit einem pH-Wert von 4 aus [33]	326
Tabelle C.12: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in eine ammoniumnitrathaltige Lösung mit unterschiedlichen Konzentrationen aus [33]	327
Tabelle C.13: Chemische Zusammensetzung nach der Schmelzanalyse für Erzeugnisdicken ≤ 120 mm [65]	357
Tabelle C.14: Mechanische Eigenschaften der Hohlprofile aus unlegierten Baustählen [65]	357
Tabelle C.15: Beschreibung typischer atmosphärischer Umgebungen im Zusammenhang mit der Abschätzung von Korrosivitätskategorien aus [75]	360
Tabelle C.16: Kategorien für Wasser und Erdreich aus [77]	361
Tabelle C.17: Schutzdauer für unterschiedliche Zinküberzüge in unterschiedlichen Korrosivitätskategorien aus [72] (Auszug aus Tabelle B.17 im Anhang)	369

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Wirkprinzip der Hybridankerplatten (links: Verankerung eines Stabs mit Kugelbundmutter, rechts: Verankerung von Litzen über Keilträger)	25
Abbildung 1.2: Korrosion des Spannankerkopfs, [106]	29
Abbildung 2.1: Konstruktion der Auflagerfläche für Kugelbundmutter.....	33
Abbildung 2.2: Auflagerung von flachen Ankermuttern mit aufgesetzter oder einbetonierter Unterlegscheibe	33
Abbildung 2.3: Schematische Darstellung des Kontakts zwischen Kugelbundmutter und UHPC unter Belastung (Schlupf), [95]	34
Abbildung 2.4: Analogie aus der Geotechnik zur Spannungsverteilung, [95].....	35
Abbildung 2.5: Bruchverhalten von UHPC mit und ohne Stahlfasern aus [11]	37
Abbildung 2.6: Festigkeiten von B4Q-2,5, B4Q-0,9 und B4Q-0,0 unter zweiachsender Druckspannung; links: Absolutwerte; rechts; normierte Werte aus [63]	41
Abbildung 2.7: Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$), B5Q aus [60]	42
Abbildung 2.8: Vergleichende Darstellung der Mittelwertkurven von normalfesten und ultrahochfesten Betonen mit konstanter bezogener Unterspannung von $S_U = 0,05$ aus [57].....	43
Abbildung 2.9: links: Vergleich der Gesamtschwindverformung der wärmebehandelten UHPC ohne Stahlfasern aus [11]; rechts: Gemessene autogene und Trocknungsschwindverformungen der Grobkornmischung B5Q im Vergleich zur für UHPC nicht gültigen Vorhersage nach DIN 1045-1 aus [40]	46
Abbildung 2.10: links: zeitliche Entwicklung der Kriechzahl von hochfestem Beton und UHPC aus [45]; rechts: Beziehung zwischen Kriechverformung und Belastungsniveau aus [45].....	47
Abbildung 2.11: links: Kriechmaß unversiegelter und versiegelter Probekörper der Mischung B5Q für unterschiedliche Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von jeweils 30% aus [40]; rechts: Nichtlinearität des Betonkriechens für die Mischung B5Q anhand der Versuche bei Belastungsgraden von 30% und 60% nach einer Belastungsdauer von 100 Tagen in Abhängigkeit des Belastungsalters.....	48
Abbildung 2.12: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung (für Zug und Druck)	50
Abbildung 2.13: Spannungs-Dehnungsbereiche von Fasermaterialien (HM – hochmodulige Faser; LM – niedrigmodulige Faser, HS – hochfeste Faser) aus [85]	51
Abbildung 2.14: Versagensarten von FVK aufgrund unterschiedlicher Spannungszustände aus [93].	55
Abbildung 2.15: Keilbruch durch Querdruckbeanspruchung aus [88]	55
Abbildung 2.16: Beginn einer Delamination ausgehend von einem Zwischenfaserbruch aus [88].....	56
Abbildung 2.17: Ermüdungsfestigkeit bei Zugschwellbelastung von Epoxidharz ohne und mit Faserverstärkungen bei Raumtemperatur und einem Verhältnis $R = \sigma_u / \sigma_o = 0$ (Faservolumenanteil der UD-Einzelschichten: 0,5 bis 0,6) aus [89].....	59
Abbildung 2.18: Randbedingungen zur Bestimmung der Geometrie der Hybridankerplatten, [95]	60
Abbildung 2.19: Geometrische Randbedingungen zur Bestimmung der Hybridankerhöhe	62
Abbildung 2.20: Spezifische Schubbelastung bei Versagen des Hybridankers durch Durchstanzen ...	63
Abbildung 2.21: 2D-Modell einer Hybridankerplatte mit Kugelbundmutter und Stahlauflegerplatte (Kugelbundmutter = lila; UHPC-Kern = hellblau; Ring = rot; Auflagerplatte = blau).....	66
Abbildung 2.22: Elementtyp Plane182 aus [100]	66
Abbildung 2.23: Verfestigungs- und lineare Entfestigungsfunktionen von law14, mlaw = 0 (links – Druckbereich; rechts- Zugbereich) aus [101]	68
Abbildung 2.24: Verfestigungs- und exponentielle Entfestigungsfunktionen von law14, mlaw = 1 (links – Druckbereich; rechts- Zugbereich) aus [101]	69
Abbildung 2.25: Beispielnetz für ein FE-Modell eines Hybridankers mit einer Höhe von 70 mm	72
Abbildung 2.26: Vergleich der Kraft-Maschinenweg-Kurven der FE-Berechnung und des Versuchs 1.5	73
Abbildung 2.27: Spannungen in x-Richtung	74

Abbildung 2.28: Spannungen in y-Richtung	75
Abbildung 2.29: Spannungen in z-Richtung.....	75
Abbildung 2.30: Verschiebungsfigur.....	76
Abbildung 2.31: Plastische Dehnungen.....	77
Abbildung 2.32: Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven aus der FE-Berechnung für unterschiedliche Hybridankerhöhen	78
Abbildung 2.33: Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven aus der FE-Berechnung für unterschiedliche Ringdicken.....	79
Abbildung 2.34: Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven aus der FE-Berechnung für unterschiedliche Auflagersituationen	81
Abbildung 2.35: Plastische Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 40 mm .	81
Abbildung 2.36: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm	82
Abbildung 3.1: Abmessungen Hybridanker mit Ringumschnürung für Kugelbundmuttern, Geometrie G1	84
Abbildung 3.2: Abmessungen Hybridanker mit Wendelumschnürung für Kugelbundmuttern, Geometrie G2	84
Abbildung 3.3: Abmessungen Hybridanker mit Ringumschnürung für flache Verankerungen, Geometrie G3	84
Abbildung 3.4: Bewehrung des Betonkörpers für Versuch 2.6	86
Abbildung 3.5: Hybridankerplatten für Stabzugglieder mit Kugelbundmutter während und nach dem Betoniervorgang	89
Abbildung 3.6: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau Druckversuch.....	90
Abbildung 3.7: Versuchsabläufe für Kapazitätsprüfungen.....	91
Abbildung 3.8: Exemplarischer und Schematischer Versuchsaufbau für Druckschwellversuche.....	91
Abbildung 3.9: Versuchsablauf für Druckschwellversuche mit Angabe der Messzeitpunkte.....	92
Abbildung 3.10: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau 1 für Ermüdungsversuche (FAT-1).....	93
Abbildung 3.11: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau 2 für Ermüdungsversuche (FAT-2).....	93
Abbildung 3.12: Versuchsablauf für Ermüdungsversuche mit Angabe der Messzeitpunkte.....	94
Abbildung 3.13: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau für Dauerstandversuche	95
Abbildung 3.14: Versuchsablauf für Dauerstandversuche	95
Abbildung 3.15: Exemplarische und schematische Darstellung der Dauerstände (DAV-2)	96
Abbildung 3.16: Anordnung der Wegaufnehmer für die Verformungsmessung am Beispiel von Versuch 1.19.....	98
Abbildung 3.17: Anordnungsvarianten der Dehnmessstreifen auf dem Stahlring des Hybridankers...	98
Abbildung 3.18: Verteilung der Messpunkte am Betonkörper in Anlehnung an ETAG013, [1].....	98
Abbildung 3.19: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.1	102
Abbildung 3.20: Oberseite Versuchskörper 1.1 nach Versuchsende.....	102
Abbildung 3.21: Unterseite Versuchskörper 1.1 nach Versuchsende.....	102
Abbildung 3.22: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.6	103
Abbildung 3.23: Stahlringdehnungen Versuch 1.6.....	103
Abbildung 3.24: Verformung Versuch 1.6	103
Abbildung 3.25: Oberseite Versuchskörper 1.6 nach Versuchsende.....	103
Abbildung 3.26: Unterseite Versuchskörper 1.6 nach Versuchsende.....	103
Abbildung 3.27: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.18	104
Abbildung 3.28: Oberseite Versuchskörper 1.18 nach Versuchsende.....	104
Abbildung 3.29: Unterseite Versuchskörper 1.18 nach Versuchsende.....	104
Abbildung 3.30: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.26	105
Abbildung 3.31: Oberseite Versuchskörper 1.26 nach Versuchsende	105

Abbildung 3.32: Unterseite Versuchskörper 1.26 nach Versuchsende.....	105
Abbildung 3.33: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.29	106
Abbildung 3.34: Rissmessung UHPC an Versuchskörper 1.29.....	106
Abbildung 3.35: Oberseite Versuchskörper 1.29 nach Versuchsende	106
Abbildung 3.36: Unterseite Versuchskörper 1.29 nach Versuchsende.....	106
Abbildung 3.37: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.1	108
Abbildung 3.38: Stahlringdehnungen Versuch 2.1.....	108
Abbildung 3.39: Oberseite Versuchskörper 2.1 nach Versuchsende.....	108
Abbildung 3.40: Unterseite Versuchskörper 2.1 nach Versuchsende.....	108
Abbildung 3.41: Betonkörperdehnungen Versuch 2.1.....	109
Abbildung 3.42: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.1	109
Abbildung 3.43: Oberseite Betonkörper 2.1 nach Versuchsende	109
Abbildung 3.44: Seite Betonkörper 2.1 nach Versuchsende	109
Abbildung 3.45: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastaufbringung Versuch 3.1	111
Abbildung 3.46: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastwechsel Versuch 3.1	111
Abbildung 3.47: Kraft-Weg-Diagramm bei der Lastaufbringung Versuch 3.1	112
Abbildung 3.48: Oberseite Versuchskörper 3.1 nach Versuchsende.....	112
Abbildung 3.49: Unterseite Versuchskörper 3.1 nach Versuchsende.....	112
Abbildung 3.50: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastaufbringung Versuch 3.2	113
Abbildung 3.51: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastwechsel Versuch 3.2	113
Abbildung 3.52: Oberseite Versuchskörper 3.2 nach Versuchsende.....	114
Abbildung 3.53: Unterseite Versuchskörper 3.2 nach Versuchsende.....	114
Abbildung 3.54: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastaufbringung Versuch 3.3	115
Abbildung 3.55: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastwechsel Versuch 3.3	115
Abbildung 3.56: Kraft-Weg-Diagramm bei der Lastaufbringung Versuch 3.3	116
Abbildung 3.57: Oberseite Versuchskörper 3.3 nach Versuchsende.....	116
Abbildung 3.58: Unterseite Versuchskörper 3.3 nach Versuchsende.....	116
Abbildung 3.59: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.1	118
Abbildung 3.60: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.1.....	118
Abbildung 3.61: Weg-Zeit-Diagramm Versuch 4.1	119
Abbildung 3.62: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 4.1	119
Abbildung 3.63: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.1.....	120
Abbildung 3.64: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.1.....	120
Abbildung 3.65: Oberseite Versuchskörper 4.1 nach Versuchsende.....	120
Abbildung 3.66: Unterseite Versuchskörper 4.1 nach Versuchsende.....	120
Abbildung 3.67: Kraft-Weg-Diagramm für die Versuche 1.24 und 1.26	122
Abbildung 3.68: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche 1.13 und 1.14 zur Bestimmung des Einflusses der Bauteilhöhe.....	123
Abbildung 3.69: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche 1.15 bis 1.17 zur Bestimmung des Einflusses der Bauteilhöhe.....	123
Abbildung 3.70: Kraft-Weg-Kurve für die Versuche 1.19 bis 1.22.....	124
Abbildung 3.71: Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.9 bis 1.12.....	125
Abbildung 3.72: Mögliche Bruchkanten bei kleiner und großer Öffnung im Untergrund	126
Abbildung 3.73: Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.6 und 1.8.....	127
Abbildung 3.74: Gegenüberstellung Kraft-Weg-Kurve für Verankerung mit flacher Mutter und Kugelbundmutter.....	127

Abbildung 3.75: Kraft-Weg-Diagramm: Vergleich Stahl- und CFK-Umschnürung im Druckversuch	128
Abbildung 3.76: Kraft-Weg Diagramm aus Versuch 1.18	129
Abbildung 3.77: Vergleich der Kraft-Weg-Kurven von Hybridankern mit Stahlringumschnürung und Wendelbewehrung	130
Abbildung 3.78: Ringzugkraft und zugehörige Dehnung für verschiedene Umschnürungswerkstoffe mit Referenzdicke 10 mm.....	131
Abbildung 3.79: Erforderliche Ringzugkraft und zugehörige Grenzdehnung für verschiedene Umschnürungswerkstoffe	132
Abbildung 3.80: Dehnungen im Stahlring bei Versuch 1.7 und 1.8	133
Abbildung 3.81: Durchbiegungsmessung bei den Versuchen 1.7 und 1.8	134
Abbildung 3.82: Versagen Oberseite Versuch 1.7.....	135
Abbildung 3.83: Versagen Unterseite Versuch 1.8	135
Abbildung 3.84: Versagen Oberseite Versuch 1.20.....	135
Abbildung 3.85: Versagen Unterseite Versuch 1.20	135
Abbildung 3.86: Versagen Oberseite Versuch 1.18.....	135
Abbildung 3.87: Versagen Unterseite Versuch 1.24	135
Abbildung 3.88: Versagen Oberseite Versuch 1.17.....	136
Abbildung 3.89: Versagen Unterseite Versuch 1.17	136
Abbildung 3.90: Versagen Oberseite Versuch 1.15.....	136
Abbildung 3.91: Kraft-Weg-Beziehungen für die Variation der Betonkörperabmessungen	138
Abbildung 3.92: Kraft-Weg-Kurven bei Variation der Betonfestigkeit für die Versuche 2.5 und 2.6	139
Abbildung 3.93: Versagen Oberseite Betonkörper Versuch 2.4.....	141
Abbildung 3.94: Oberseite Hybridanker nach Ende Versuch 2.3	141
Abbildung 3.95: Unterseite Hybridanker nach Ende Versuch 2.3.....	141
Abbildung 3.96: Spaltzugversagen bei Versuch 2.2.....	141
Abbildung 3.97: Oberseite Hybridanker nach Versuch 2.8	142
Abbildung 3.98: Unterseite Hybridanker nach Versuch 2.8	142
Abbildung 3.99: Kraft-Weg-Kurve für Auflagerung auf Beton und Auflagerung auf Stahl	143
Abbildung 3.100: Vergleich der Stahlringdehnungen bei Stahlaulagerung und Betonauf Lagerung ..	144
Abbildung 3.101: Verformung der einzelnen Komponenten Stahlring, UHPC-Füllung, Kugelbundmutter und Betonuntergrund bei Versuch 2.9	145
Abbildung 3.102: Schematische Darstellung Formfindung Kugelbundmutter	145
Abbildung 3.103: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.1	150
Abbildung 3.104: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.2.....	151
Abbildung 3.105: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.3.....	152
Abbildung 3.106: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.4.....	152
Abbildung 4.1: links: Chlorideindringtiefe von UHPC nach unterschiedlichen Zeiträumen im Vergleich zu einem Normalbeton C30/37 und einem hochfesten Beton C90/105 aus [34] rechts: Chlorideindringtiefe von wassergelagertem UHPC, wärmebehandeltem UHPC _{90°C} und faserfreiem UHPC _{n.f.} nach 16 Monaten aus [35]	158
Abbildung 4.2: Dehnungsmessung eines Normalbetons [Beton] und der Mischung B4Q, (Wasserlagerung mit Vorschädigung [WL-ges], Wärmebehandlung mit Vorschädigung [WB-ges], Wasserlagerung ohne Vorschädigung [WL-unges], Wärmebehandlung ohne Vorschädigung [WB-unges]) aus [19]	159
Abbildung 4.3: Abwitterung der Serie B4Q/ M2Q ohne Fasern nach verschiedener Wärmebehandlung im CDF-Test aus [26]	162
Abbildung 4.4: Festigkeitsentwicklung von UHPC im Vergleich zu hochfestem Beton und den berechneten Werten nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 für Normalbeton und hochfesten Beton aus [46]	163

Abbildung 4.5: Zeitabhängige Korrosionstiefe von wassergelagertem UHPC, wärmebehandeltem UHPC _{90°C} und faserfreiem UHPC _{n.f.} bei Salzsäureangriff (pH-Wert = 3) aus [35]	168
Abbildung 5.1: Spezifische Schubbelastung beim Versagen des Hybridankers durch Durchstanzen	191
Abbildung 6.1: Formteil und Stahlring als Schalungselemente.....	196
Abbildung 6.2: Schnitt und Draufsicht Schalungssatz für Serienfertigung	197
Abbildung 6.3: Prüfmaschine von Zwick Roell, [107].....	198
Abbildung 6.4: Rütteltisch CS36 von Wacker Neuson concrete solutions, [108]	198
Abbildung 6.5: Temperofen, Will und Hahnenstein GmbH, [109]	199
Abbildung A.1: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.2	219
Abbildung A.2: Oberseite Versuchskörper 1.2 nach Versuchsende	219
Abbildung A.3: Unterseite Versuchskörper 1.2 nach Versuchsende.....	219
Abbildung A.4: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.3	220
Abbildung A.5: Oberseite Versuchskörper 1.3 nach Versuchsende	220
Abbildung A.6: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.4	221
Abbildung A.7: Oberseite Versuchskörper 1.4 nach Versuchsende	221
Abbildung A.8: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.5	222
Abbildung A.9: Stahlringdehnungen Versuch 1.5.....	222
Abbildung A.10: Verformungen Versuch 1.5.....	222
Abbildung A.11: Oberseite Versuchskörper 1.5 nach Versuchsende	222
Abbildung A.12: Unterseite Versuchskörper 1.5 nach Versuchsende	222
Abbildung A.13: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.7	223
Abbildung A.14: Stahlringdehnungen Versuch 1.7.....	223
Abbildung A.15: Verformung Versuch 1.7	223
Abbildung A.16: Oberseite Versuchskörper 1.7 nach Versuchsende	223
Abbildung A.17: Unterseite Versuchskörper 1.7 nach Versuchsende	223
Abbildung A.18: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.8	224
Abbildung A.19: Stahlringdehnungen Versuch 1.8.....	224
Abbildung A.20: Verformung Versuch 1.8	224
Abbildung A.21: Oberseite Versuchskörper 1.8 nach Versuchsende	224
Abbildung A.22: Unterseite Versuchskörper 1.8 nach Versuchsende	224
Abbildung A.23: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.9	225
Abbildung A.24: Oberseite Versuchskörper 1.9 nach Versuchsende	225
Abbildung A.25: Unterseite Versuchskörper 1.9 nach Versuchsende.....	225
Abbildung A.26: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.10	226
Abbildung A.27: Oberseite Versuchskörper 1.10 nach Versuchsende	226
Abbildung A.28: Unterseite Versuchskörper 1.10 nach Versuchsende	226
Abbildung A.29: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.11	227
Abbildung A.30: Oberseite Versuchskörper 1.11 nach Versuchsende	227
Abbildung A.31: Unterseite Versuchskörper 1.11 nach Versuchsende.....	227
Abbildung A.32: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.12	228
Abbildung A.33: Oberseite Versuchskörper 1.12 nach Versuchsende	228
Abbildung A.34: Unterseite Versuchskörper 1.12 nach Versuchsende	228
Abbildung A.35: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.13	229
Abbildung A.36: Oberseite Versuchskörper 1.13 nach Versuchsende	229
Abbildung A.37: Unterseite Versuchskörper 1.13 nach Versuchsende.....	229
Abbildung A.38: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.14	230
Abbildung A.39: Oberseite Versuchskörper 1.14 nach Versuchsende	230
Abbildung A.40: Unterseite Versuchskörper 1.14 nach Versuchsende.....	230

Abbildung A.41: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.15	231
Abbildung A.42: Oberseite Versuchskörper 1.15 nach Versuchsende	231
Abbildung A.43: Unterseite Versuchskörper 1.15 nach Versuchsende	231
Abbildung A.44: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.16	232
Abbildung A.45: Oberseite Versuchskörper 1.16 nach Versuchsende	232
Abbildung A.46: Unterseite Versuchskörper 1.16 nach Versuchsende	232
Abbildung A.47: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.17	233
Abbildung A.48: Oberseite Versuchskörper 1.17 nach Versuchsende	233
Abbildung A.49: Unterseite Versuchskörper 1.17 nach Versuchsende	233
Abbildung A.50: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.19	234
Abbildung A.51: Stahlringdehnungen Versuch 1.19	234
Abbildung A.52: Verformung Versuch 1.19	234
Abbildung A.53: Oberseite Versuchskörper 1.19 nach Versuchsende	234
Abbildung A.54: Unterseite Versuchskörper 1.19 nach Versuchsende	234
Abbildung A.55: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.20	235
Abbildung A.56: Stahlringdehnungen Versuch 1.20	235
Abbildung A.57: Verformung Versuch 1.20	235
Abbildung A.58: Oberseite Versuchskörper 1.20 nach Versuchsende	235
Abbildung A.59: Unterseite Versuchskörper 1.20 nach Versuchsende	235
Abbildung A.60: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.21	236
Abbildung A.61: Stahlringdehnungen Versuch 1.21	236
Abbildung A.62: Verformung Versuch 1.21	236
Abbildung A.63: Oberseite Versuchskörper 1.21 nach Versuchsende	236
Abbildung A.64: Unterseite Versuchskörper 1.21 nach Versuchsende	236
Abbildung A.65: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.22	237
Abbildung A.66: Stahlringdehnungen Versuch 1.22	237
Abbildung A.67: Verformung Versuch 1.22	237
Abbildung A.68: Oberseite Versuchskörper 1.22 nach Versuchsende	237
Abbildung A.69: Unterseite Versuchskörper 1.22 nach Versuchsende	237
Abbildung A.70: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.23	238
Abbildung A.71: Oberseite Versuchskörper 1.23 nach Versuchsende	238
Abbildung A.72: Unterseite Versuchskörper 1.23 nach Versuchsende	238
Abbildung A.73: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.24	239
Abbildung A.74: Oberseite Versuchskörper 1.24 nach Versuchsende	239
Abbildung A.75: Unterseite Versuchskörper 1.24 nach Versuchsende	239
Abbildung A.76: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.25	240
Abbildung A.77: Oberseite Versuchskörper 1.25 nach Versuchsende	240
Abbildung A.78: Unterseite Versuchskörper 1.25 nach Versuchsende	240
Abbildung A.79: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.27	241
Abbildung A.80: Oberseite Versuchskörper 1.27 nach Versuchsende	241
Abbildung A.81: Unterseite Versuchskörper 1.27 nach Versuchsende	241
Abbildung A.82: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.28	242
Abbildung A.83: Oberseite Versuchskörper 1.28 nach Versuchsende	242
Abbildung A.84: Unterseite Versuchskörper 1.28 nach Versuchsende	242
Abbildung A.85: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.30	243
Abbildung A.86: Oberseite Versuchskörper 1.30 nach Versuchsende	243
Abbildung A.87: Unterseite Versuchskörper 1.30 nach Versuchsende	243
Abbildung A.88: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.31	244

Abbildung A.89: Oberseite Versuchskörper 1.31 nach Versuchsende	244
Abbildung A.90: Unterseite Versuchskörper 1.31 nach Versuchsende	244
Abbildung A.91: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.32	245
Abbildung A.92: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.33	246
Abbildung A.93: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.2	247
Abbildung A.94: Oberseite Versuchskörper 2.2 nach Versuchsende	247
Abbildung A.95: Unterseite Versuchskörper 2.2 nach Versuchsende	247
Abbildung A.96: Betonkörperdehnungen Versuch 2.2.....	248
Abbildung A.97: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.2	248
Abbildung A.98: Seite A Betonkörper 2.2 nach Versuchsende.....	248
Abbildung A.99: Seite B Betonkörper 2.2 nach Versuchsende	248
Abbildung A.100: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.3	249
Abbildung A.101: Oberseite Versuchskörper 2.3 nach Versuchsende	249
Abbildung A.102: Unterseite Versuchskörper 2.3 nach Versuchsende	249
Abbildung A.103: Betonkörperdehnungen Versuch 2.3.....	250
Abbildung A.104: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.3	250
Abbildung A.105: Oberseite Betonkörper 2.3 nach Versuchsende	250
Abbildung A.106: Seite Betonkörper 2.3 nach Versuchsende.....	250
Abbildung A.107: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.4	251
Abbildung A.108: Oberseite Versuchskörper 2.4 nach Versuchsende	251
Abbildung A.109: Unterseite Versuchskörper 2.4 nach Versuchsende	251
Abbildung A.110: Betonkörperdehnungen Versuch 2.4.....	252
Abbildung A.111: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.4	252
Abbildung A.112: Oberseite Betonkörper 2.4 nach Versuchsende	252
Abbildung A.113: Seite Betonkörper 2.4 nach Versuchsende.....	252
Abbildung A.114: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.5	253
Abbildung A.115: Stahlringdehnungen Versuch 2.5.....	253
Abbildung A.116: Oberseite Versuchskörper 2.5 nach Versuchsende	253
Abbildung A.117: Unterseite Versuchskörper 2.5 nach Versuchsende	253
Abbildung A.118: Betonkörperdehnungen Versuch 2.5.....	254
Abbildung A.119: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.5	254
Abbildung A.120: Oberseite Betonkörper 2.5 nach Versuchsende	254
Abbildung A.121: Seite Betonkörper 2.5 nach Versuchsende.....	254
Abbildung A.122: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.6	255
Abbildung A.123: Oberseite Versuchskörper 2.6 nach Versuchsende	255
Abbildung A.124: Unterseite Versuchskörper 2.6 nach Versuchsende	255
Abbildung A.125: Betonkörperdehnungen Versuch 2.6.....	256
Abbildung A.126: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.6	256
Abbildung A.127: Oberseite Betonkörper 2.6 nach Versuchsende	256
Abbildung A.128: Seite Betonkörper 2.6 nach Versuchsende.....	256
Abbildung A.129: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.7	257
Abbildung A.130: Stahlringdehnungen Versuch 2.7	257
Abbildung A.131: Oberseite Versuchskörper 2.7 nach Versuchsende	257
Abbildung A.132: Unterseite Versuchskörper 2.7 nach Versuchsende	257
Abbildung A.133: Betonkörperdehnungen Versuch 2.7.....	258
Abbildung A.134: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.7	258
Abbildung A.135: Oberseite Betonkörper 2.7 nach Versuchsende	258
Abbildung A.136: Seite Betonkörper 2.7 nach Versuchsende.....	258

Abbildung A.137: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.8	259
Abbildung A.138: Oberseite Versuchskörper 2.8 nach Versuchsende	259
Abbildung A.139: Unterseite Versuchskörper 2.8 nach Versuchsende	259
Abbildung A.140: Betonkörperdehnungen Versuch 2.8.....	260
Abbildung A.141: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.8	260
Abbildung A.142: Oberseite Betonkörper 2.8 nach Versuchsende	260
Abbildung A.143: Seite Betonkörper 2.8 nach Versuchsende.....	260
Abbildung A.144: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.9	261
Abbildung A.145: Stahlringdehnungen Versuch 2.9	261
Abbildung A.146: Oberseite Versuchskörper 2.9 nach Versuchsende	261
Abbildung A.147: Unterseite Versuchskörper 2.9 nach 10. Oberlast.....	261
Abbildung A.148: Betonkörperdehnungen Versuch 2.9.....	262
Abbildung A.149: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.9	262
Abbildung A.150: Oberseite Betonkörper 2.9 nach Versuchsende	262
Abbildung A.151: Seite Betonkörper 2.9 nach Versuchsende.....	262
Abbildung A.152: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.2.....	263
Abbildung A.153: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.2	263
Abbildung A.154: Weg-Zeit-Diagramm Versuch 4.2	264
Abbildung A.155: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 4.2	264
Abbildung A.156: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm vor Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2	265
Abbildung A.157: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm nach Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2 ..	265
Abbildung A.158: Kraft-Weg-Diagramm vor Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2.....	265
Abbildung A.159: Kraft-Weg-Diagramm nach Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2.....	265
Abbildung A.160: Oberseite Versuchskörper 4.2 nach Versuchsende	265
Abbildung A.161: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.3.....	266
Abbildung A.162: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.3	266
Abbildung A.163: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Seite 1 Versuch 4.3	267
Abbildung A.164: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Seite 2 Versuch 4.3	267
Abbildung A.165: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.3	267
Abbildung A.166: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.3	267
Abbildung A.167: Oberseite Versuchskörper 4.3 nach Versuchsende	267
Abbildung A.168: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.4.....	268
Abbildung A.169: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.4	268
Abbildung A.170: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.4	269
Abbildung A.171: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.4	269
Abbildung A.172: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.4	269
Abbildung A.173: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.4	269
Abbildung A.174: Oberseite Versuchskörper 4.4 nach Versuchsende	269
Abbildung B.1: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70 \text{ mm}$	289
Abbildung B.2: Zweite Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70 \text{ mm}$	289
Abbildung B.3: Dritte Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70 \text{ mm}$	290
Abbildung B.4: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 50 \text{ mm}$	290
Abbildung B.5: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 50 \text{ mm}$	291
Abbildung B.6: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 50 \text{ mm}$	291
Abbildung B.7: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 100 \text{ mm}$	292
Abbildung B.8: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 100 \text{ mm}$	292
Abbildung B.9: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 100 \text{ mm}$	293
Abbildung B.10: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70 \text{ mm}$ und Lochradius = 50 mm	293

Abbildung B.11: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm ..	294
Abbildung B.12: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm	294
Abbildung B.13: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Ringdicke = 10 mm ..	295
Abbildung B.14: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Ringdicke = 10 mm	295
Abbildung B.15: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Ringdicke = 10 mm	296
Abbildung C.1: Bruchverhalten von UHPC mit und ohne Stahlfasern aus [11].....	298
Abbildung C.2: Tastversuche zur Bestimmung der Wärmebehandlungsdauer (Würfeldruckfestigkeit)	304
Abbildung C.3: Tastversuche zur Festigkeitsentwicklung (Würfeldruckfestigkeit).....	305
Abbildung C.4: Kapillare Wasseraufnahme der UHPCs (linke Skala) und des Referenzmörtels (rechte Skala) aus [33].....	307
Abbildung C.5: Chlorideindringtiefe von UHPC nach unterschiedlichen Zeiträumen im Vergleich zu einem Normalbeton C30/37 und einem hochfesten Beton C90/105 aus [34].....	309
Abbildung C.6: Chlorideindringtiefe von wassergelagertem UHPC, wärmebehandeltem UHPC _{90°C} und faserfreiem UHPC _{n.f.} nach 16 Monaten aus [35]	309
Abbildung C.7: Dehnungsmessung eines Normalbetons [Beton] und der Mischung B4Q, (Wasserlagerung mit Vorschädigung [WL-ges], Wärmebehandlung mit Vorschädigung [WB-ges], Wasserlagerung ohne Vorschädigung [WL-unges], Wärmebehandlung ohne Vorschädigung [WB-unges]) aus [19]	312
Abbildung C.8: Abwitterungsmengen der unterschiedlichen UHPC nach dem CDF-Test (G = Granit, D = Diabas, F = Stahlfasern, N = nicht wärmebehandelt, H = wärmebehandelt) aus[29].....	315
Abbildung C.9: Innere Schädigung ausgedrückt durch den Verlauf des relativen dynamischen E-Moduls bestimmt aus Messungen der Ultraschalllaufzeit aus [29]	316
Abbildung C.10: Abwitterung der Serie M2Q mit und ohne Fasern (M1, M2) (LP > 3%) ohne Wärmebehandlung im CDF-/ CIF-Test aus [26]	317
Abbildung C.11: Abwitterung der Serie B4Q/ M2Q ohne Fasern nach verschiedener Wärmebehandlung im CDF-Test aus [26].....	317
Abbildung C.12: Vergleich der Kombinationsdiagramme - E-Modul, Feuchteaufnahme und Testdauer - von Referenzserien (B4Q) und deren Variation mit Hüttensandmehl (B4Q-75HüS) und Flugasche (B4Q-10FA) in Kombination mit unterschiedlicher Wärmebehandlung bzw. Vorschädigung (WB0, WB1 und WB2) aus [27].....	319
Abbildung C.13: Entwicklung der Korrosionstiefe c von UHPC und C30/37 bei Säureangriff aus [34]	325
Abbildung C.14: Zeitabhängige Korrosionstiefe nach chemischem Angriff durch Salzsäure mit einem pH-Wert von 3 aus [35]	325
Abbildung C.15: Vergleich der Schädigungstiefen nach stationärer (Badversuch) und zyklischer Einlagerung in Schwefelsäure mit einem pH-Wert von 3 aus [33]	328
Abbildung C.16: Vergleich der Schädigungstiefen nach stationärer (Badversuch) und zyklischer Einlagerung in ammoniumnitrathaltige Lösung mit einer Konzentration von 11250 mg/l aus [33] ..	328
Abbildung C.17: Untersuchungen verschiedener Forschungsteams zum autogenen Schwinden von UHPC ab time-zero aus [42].....	331
Abbildung C.18. Autogene Schwindverformungen von unterschiedlichen UHPC-Mischungen mit und ohne Stahlfasern aus[11]	332
Abbildung C.19: Vergleich der Gesamtschwindverformung der wärmebehandelten UHPC ohne Stahlfasern aus [11]	333
Abbildung C.20: Vergleich der Gesamtschwindverformung der im Normklima gelagerten Betone ohne Stahlfasern aus [11]	333
Abbildung C.21: Gemessene und berechnete autogene Schwindverformungen der Mischung B4Q aufgetragen über das wirksame Alter t_e aus [38]	334

Abbildung C.22: Gemessene autogene und Trocknungsschwindverformungen der Feinkornmischung M2Q (links) und der Grobkornmischung B5Q (rechts) im Vergleich zur für UHPC nicht gültigen Vorhersage nach DIN 1045-1 aus [40].....	335
Abbildung C.23: Einfluss der Probekörpergröße auf die Schwindverformungen der Mischungen M2Q (links) und B5Q (rechts) aus [40].....	336
Abbildung C.24: Schwindbereinigte Kriechverformungen der Mischungen M1Q und B3Q bei 30% bzw. 45% der Bruchlast aus [11].....	338
Abbildung C.25: Entwicklung der Kriechzahlen der Mischungen M1Q und B3Q bei 30% bzw. 45% der Bruchlast aus [11].....	338
Abbildung C.26: Kriechverformung von freiem und abgedichtetem UHPC (links) und zeitliche Entwicklung der Kriechzahl von hochfestem Beton und UHPC (rechts) aus [45].....	339
Abbildung C.27: Beziehung zwischen Kriechverformung und Belastungsniveau aus [45].....	340
Abbildung C.28: Kriechmaß der Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) in Abhängigkeit vom Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von 30% aus [40].....	341
Abbildung C.29: Kriechmaß unversiegelter und versiegelter Probekörper der Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) für unterschiedliche Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von jeweils 30% aus [40].....	342
Abbildung C.30: Nichtlinearität des Betonkriechens für die Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) anhand der Versuche bei Belastungsgraden von 30% und 60% nach einer Belastungsdauer von 100 Tagen in Abhängigkeit des Belastungsalters.....	342
Abbildung C.31: Dauerstandgrenze der Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) im Alter von 28 d aus [40].....	343
Abbildung C.32: Altersabhängiger Wärmeausdehnungskoeffizient α_T beim B4Q aus [37].....	344
Abbildung C.33: Brandversuche zur Abplatzungsproblematik der B5Q Mischung unter der Einheitstemperaturkurve an Prismen 20/20/60 cm mit unterschiedlichem PP-Fasergehalt aus [46]..	345
Abbildung C.34: Festigkeitsentwicklung von UHPC im Vergleich zu hochfestem Beton und den berechneten Werten nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 für Normalbeton und hochfesten Beton aus [46].....	346
Abbildung C.35: Totale Deformationen der Probekörper aus B5Q bei unterschiedlichen Belastungsgraden und Temperaturen aus [46].....	346
Abbildung C.36: Festigkeit von Hochleistungsbeton mit gesteigerter Duktilität im Vergleich zu faserlosem Normal- und Hochleistungsbeton; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte (aus [61]).....	348
Abbildung C.37: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von ultrahochfestem Beton mit unterschiedlichen Fasergehalten unter einaxialer Belastung (links) und zweiaxialer Belastung (rechts) aus [63].....	349
Abbildung C.38: Festigkeiten von B4Q-2,5, B4Q-0,9 und B4Q-0,0 unter zweiaxialer Druckspannung; links: Absolutwerte; rechts; normierte Werte aus [63].....	350
Abbildung C.39: Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$), B5Q aus [60].....	351
Abbildung C.40: Abbildung der Versuchswerte in der Rendulic-Ebene, B5Q aus [60].....	351
Abbildung C.41: Vergleichende Darstellung der Mittelwertkurven von normalfesten und ultrahochfesten Betonen mit konstanter bezogener Unterspannung von $S_U = 0,05$ aus [57].....	353
Abbildung C.42: Dreiaxial und einaxiale Wöhlerlinien für UHPC bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit aus [51].....	356
Abbildung C.43: Dreiaxiale und einaxiale Wöhlerlinien von UHPC bezogen auf die dreiaxiale Druckfestigkeit aus [54].....	356
Abbildung C.44: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung (für Zug und Druck).....	358
Abbildung C.45: Kurzalgorithmus für die Spezifikation von Beschichtungssystemen in Anlehnung an DIN EN ISO 12944-8 aus [69].....	367

1 Einleitung

1.1 Grundprinzip der Hybridverankerung

Die Verwendung von Zuggliedern findet in vielen Bereichen des konstruktiven Ingenieurbaus Anwendung, z.B. im Brückenbau, bei Betondecken, Betonträgern, Dachkonstruktionen, Türmen und Behältern sowie in der Geotechnik bei der Sicherung von Baugruben oder auch als Mikropfahl. Allen Zuggliedern ist gemein, dass sie über Verankerungselemente wie Muttern oder Lochscheiben und eine zugehörige „Unterlegscheibe“ (Stahlplatte) auf dem oder im Bauwerk verankert werden müssen. Zur Sicherstellung der zerstörungsfreien Lastübertragung der großen Kräfte aus dem Zugglied müssen die bisher verwendeten Stahlplatten sehr massiv ausgebildet werden.

Hybridanker sollen für die Verankerung von Zuggliedern inklusive der Lasteinleitungszone neue, leichtere, wirtschaftlichere und ressourcenschonende Alternativen zu den bisher verwendeten Stahlplatten darstellen. Um dies zu erreichen wird ein hochfester mineralischer Füllwerkstoff mit einem Werkstoff hoher Zugfestigkeit umschnürt. Der mineralische Werkstoff kann das Verankerungselement (Mutter, Lochscheibe, Ankerkopf) aufnehmen und die großen Kräfte aus dem verankerten Zugglied in die Umschnürung und das darunter liegende Bauwerk weiterleiten. Das grundsätzliche Wirkprinzip ist in Abbildung 1.1 dargestellt.

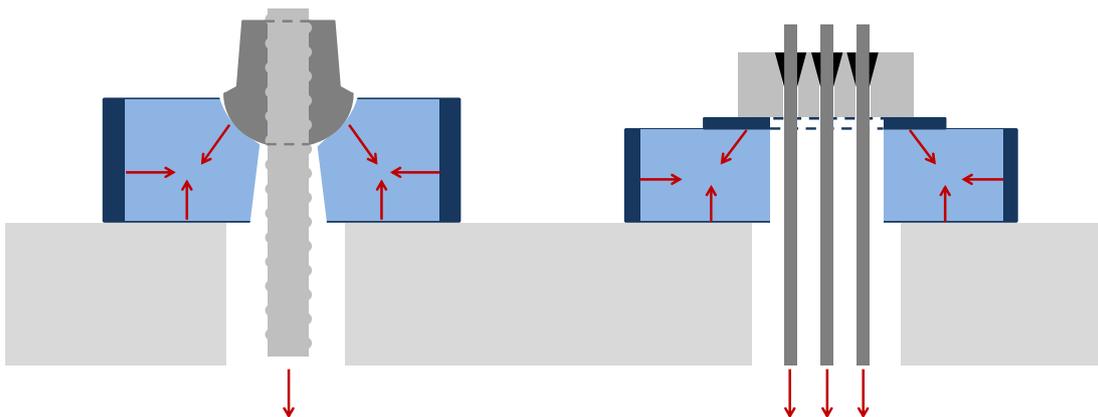


Abbildung 1.1: Wirkprinzip der Hybridankerplatten (links: Verankerung eines Stabs mit Kugelbundmutter, rechts: Verankerung von Litzen über Keilträger)

Hybridankerplatten dienen somit grundsätzlich der Lastweiterleitung und Lastverteilung von hochfesten Zuggliedern auf das darunter liegende Bauwerk. Die Verwendung des mineralischen Werkstoffs und die Reduzierung des benötigten Stahls füh-

ren zu einer erheblichen Reduzierung des Gewichts und ermöglichen somit ein verbessertes Handling vor allem in Zwangspositionen aber auch in der Herstellung.

Der Herstellungsprozess mit der Verwendung eines fließfähigen und aushärtenden Füllwerkstoffs ermöglicht durch eine flexible Formgebung die optimale Aufnahme des jeweiligen Verankerungselements (z.B. Kugelbundmutter) sowie die Integration von Einbauteilen wie beispielsweise Verpressschläuchen oder Hülsen zur Befestigung einer Kappe. Hybridankerplatten weisen dadurch eine sehr hohe Flexibilität auf. Die kosten- und energieintensive Bearbeitung von Stahlbauteilen oder Gussformen zur Erstellung der Aussparungen oder Anschlüsse kann entfallen.

Durch die Entwicklung und Forschung im Bereich des Ultrahochfesten Betons (UHPC) in den letzten Jahren ist es möglich, ein Produkt von extrem hoher Druckfestigkeit (bis $> 200 \text{ N/mm}^2$) und dichtem Gefüge mit hoher Qualität reproduzierbar herzustellen. Der Einsatz von Stahlfasern kann die Zugfestigkeit des UHPC erhöhen, die Rissbreite minimieren und zu einem besseren Nachbruchverhalten durch eine erhöhte Duktilität führen.

Durch den Einsatz einer Umschnürung aus Faserverbundwerkstoffen oder innen liegendem Betonstahl kann die Hybridankerplatte korrosionsunempfindlich ausgebildet werden. Bei einer Verwendung von außen liegenden Stahlringen als Umschnürung ergeben sich im Vergleich zur Stahlplatte nur wenige vor Korrosion zu schützende Oberflächenanteile. Die Langlebigkeit durch die Kombination von korrosionsunbedenklichen Werkstoffen trägt der ständig steigenden Anforderung nach größeren Nutzungszeiträumen für Ingenieurbauwerke Rechnung.

1.2 Einwirkungen

Je nach Anwendung können sich für Hybridankerplatten unterschiedliche Beanspruchungen und somit Einwirkungen ergeben. Neben Belastungen aus dem Zugglied beziehungsweise aus den Lasten, die auf das Bauwerk einwirken und vom Zugglied auf die Verankerung übertragen werden müssen, sind auch chemische, thermische oder sonstige Einwirkungen zu beachten. Für den Einsatz von Spannverfahren hat die Europäische Organisation für Technische Zulassung (European Organization for Technical Approval, EOTA) eine Richtlinie veröffentlicht (European Technical Approval Guide 013, ETAG013, [1]), die für Spannsysteme und deren Komponenten die notwendigen Belastungsprüfungen enthält. Daneben gibt es z.B. das fib bulletin 30, [94], oder auch die Empfehlungen des Post Tensioning Institute, [3], wobei die ETAG013 für diesen Zweck das umfassendste Dokument darstellt.

1.2.1 Planmäßige mechanische Belastung

Für Belastungen aus der Verankerung von Zuggliedern stellt die ETAG013 das maßgebende Dokument dar. Hier werden die zu ertragenden Belastungen auf die Nennbruchlast des Stabes bezogen, und überschreiten für die durchzuführenden Prüfungen deutlich die in den Bemessungsvorschriften und Zulassungen der einzelnen Spannsysteme angegebenen maximal zulässigen Vorspannkkräfte.

Bezogen auf die Ankerplatte sollen die Prüfungen die Eignung zur Aufnahme des Verankerungselements und der Lasteinleitung in das Bauwerk sowie der dynamischen Widerstandsfähigkeit sicherstellen. Dazu schreibt die ETAG 013 Lastübertragungsprüfungen, statische Zugprüfungen und dynamische Prüfungen vor. Nachfolgende Tabelle 1.1 gibt einen Überblick über die nach ETAG 013 erforderlichen Belastungen bezogen auf die Nennbruchlast F_{pk} oder die Istbruchlast F_{pm} des Zugglieds für eine erfolgreiche Versuchsdurchführung.

Tabelle 1.1: Einwirkungen nach ETAG 013

Versuch	Lastwechsel	Belastung	Prüfkriterium
Lastübertragungsversuch	mind. 10	1,1 oder 1,3 F_{pk}	Lastübertragung auf den Bauwerksbeton
statischer Zugversuch	0 oder 1	1,0 F_{pm} (max. 1,15 F_{pk})	Schlupf des Zugglieds und der Verankerung und Stabilisierung des Systems

Ermüdungsversuch	2×10^6	Oberlast $0,65 F_{pk}$ Schwingbreite 80 MPa	Widerstand gegen Ermüdung und Stabilisierung des Systems
------------------	-----------------	--	--

Daraus ergibt sich für die Anwendung der Hybridankerplatten kurzfristig eine maximale Belastung der bis zu 1,3-fachen Nennbruchlast des Zugglieds. Langfristig sind Lastwechsel unter eine Schwingbreite von 80 MPa zu ertragen.

Die oben beschriebenen Prüfungen decken die in der Regel auf der Lastseite vorhandenen Einwirkungen für Spannsysteme ab. Jedoch kann bei Sonderanwendungen beispielsweise auch mit anderen ermüdungswirksamen Belastungen zu rechnen sein als bei der Vorspannung von Brücken, Decken oder Behältern. So fordern andere Dokumente, wie beispielsweise das fib bulletin 30, [94], bei Schrägseilsystemen aus Spannstahl für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit bei gleicher Lastwechselzahl eine erhöhte Schwingbreite (Draht und Litze: 200 MPa, Stab: 110 MPa).

1.2.2 Sonstige Einwirkungen

Thermische Einwirkungen bewirken in der Regel Verformungen des Bauwerks und somit eine Zunahme oder Abnahme der Belastung auf die Verankerung. Aber auch direkte thermische Beanspruchung des Verankerungsbereichs kann durch Sonneneinstrahlung oder Brand hervorgerufen werden. Da Hybridankerplatten aus mehreren verschiedenen Werkstoffen bestehen, müssen unterschiedliche Wärmeverhalten berücksichtigt werden. Auch bei schnellen Temperaturwechseln muss die Tragfähigkeit gewährleistet werden.

Durch Frost/Tau-Wechsel können poröse Strukturen stark beansprucht werden. Beim Gefrieren erfährt Wasser eine Volumenausdehnung um ca. 9 %, wodurch bei fehlendem Platz zur Ausdehnung eine Sprengwirkung entsteht.

Im Bereich von Straßenbrücken ist mit dem Einsatz von Tausalzmitteln zu rechnen, welche die Korrosionsgefahr bei der Verwendung von Stahlteilen erhöhen. Im Bereich von Hafengebäuden ist im Meerwasserbereich mit einer Belastung durch Salzwasser zu rechnen. Im Bereich des Stahlbetonbaus wird hierbei auf eine ausreichende Betondeckung zurückgegriffen. Bei der Verwendung eines UHPC mit einer höheren Festigkeit und Dichte ergeben sich jedoch andere Randbedingungen.



Abbildung 1.2: Korrosion des Spannankerkopfs, [106]

Weitere Einwirkungen können sich aus dem Transport der Hybridankerplatten auf die Baustelle ergeben. Durch unachtsame Behandlung kann beispielsweise ein eventuell aufgebracht Korrosionsschutz beschädigt werden. Auch Vandalismus kann diese Art von Schäden hervorrufen.

1.3 Fragestellung

Hinsichtlich der Verwendung in der Praxis ergeben sich diverse Fragestellungen, die sowohl für die verwendeten Materialien an sich als auch für die hybride Verbindung in Form einer Ankerplatte zu untersuchen sind.

Um eine Untersuchung der Hybridankerplatten durch Versuche und Finite Elemente Berechnungen zu ermöglichen, steht zu Beginn die Formfindung des Bauteils. Dazu werden die spezifischen Einwirkungen für Verankerungen von Zuggliedern benötigt. Daraufhin lässt sich die Aufnahme des Verankerungselements (z.B. Kugelbundmutter) lösen. Dafür sind genaue Überlegungen zum erwarteten mechanischen Verhalten und das Aufstellen von Modellen notwendig. Eine darauffolgende Prototypenfertigung ermöglicht die Durchführung erster Versuche und gegebenenfalls eine Modifizierung des Bauteils bzw. auch der verwendeten Werkstoffe. Die Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchen dienen zudem der Verifizierung der gewählten mechanischen Modelle sowie der Eingangsparameter für eine Berechnung mit Finite Elemente.

Die verwendeten Materialien für den mineralischen Kern und die Umschnürung müssen bezüglich der in der Praxis zu erwartenden Einwirkungen, der Wirtschaftlichkeit und der Handhabbarkeit untersucht werden, um eine geeignete Wahl treffen zu können. Für den mineralischen Kern sollen unter anderem

- mechanischer Widerstand
- Verarbeitungseigenschaften
- Langzeitstabilität
- Versagensverhalten,

für die Umschnürung unter anderem

- mechanischer Widerstand
- Langzeitstabilität
- Verfügbarkeit
- Kosten

untersucht werden und in Verbindung mit Prototypenversuchen und Finite Elemente Untersuchungen optimiert werden. Als mineralische Füllung wird in erster Linie ein ultrahochfester Beton (UHPC) mit Faserverstärkung untersucht, daneben besteht die Möglichkeit hochfeste Vergussmörtel mit verschiedenen Zuschlägen zu verwenden. Für die Umschnürung zur Aufnahme der Ringzugkräfte sollen Stahl und Betonstahl

sowie glasfaser- und kohlefaserverstärkte Kunststoffe auf Ihre Eignung geprüft werden.

Für die spätere Produktion von Hybridankerplatten sollen Bezug nehmend auf die gewählten Werkstoffe und deren Eigenschaften sowie auf die Erfahrungen aus den Prototypenversuchen Folgerungen für eine maschinelle Fertigungslinie und mögliche Produktionsverfahren gezogen werden. Die Verarbeitbarkeit, Verfügbarkeit und Kosten der gewählten Werkstoffe müssen bezüglich dieser Fragestellung untersucht werden.

Durch Kriechen des mineralischen Werkstoffes reduziert sich die aufnehmbare Belastung. Für Normalbeton wird daher bei der Bemessung ein Beiwert zu Berücksichtigung der verminderten Dauerstandfestigkeit eingerechnet. Für eine Dimensionierung der Hybridankerplatte gemäß den lastbedingten Einwirkungen muss daher ebenfalls die Dauerstandfestigkeit bekannt sein.

2 Hybridanker

2.1 Formfindung

Aufbauend auf der Formfindung der Hybridankerplatten können Versuche durchgeführt und die nachfolgend gewählten Modelle verifiziert werden. Da sich die Untersuchungen und Versuche auf die Verankerung von Stäben mit Kugelbundmuttern konzentrieren, soll die Formfindung hierfür ausführlicher behandelt werden. Die mögliche Ausbildung der Hybridankerplatten für die Verankerung von Litzen, Drähten oder Stäben mit flacher Anker Mutter wird in ihren Grundzügen dargestellt.

2.1.1 Lasteinleitung

2.1.1.1 Lasteinleitung bei Kugelbundmuttern

Die Verankerung von Stäben mit Kugelbundmuttern erfolgt bei der Verwendung von Stahlplatten über konische Aussparungen. Das Konzept sieht vor, die Kugelbundmutter direkt in eine sphärische Aussparung im UHPC aufzulagern. Einbauteile im Auflagerbereich aus Stahl oder neue Muttergeometrien können aus wirtschaftlichen und funktionalen Gründen ausgeschlossen werden.

Der Auflagerbereich für Kugelbundmuttern sollte so gestaltet sein, dass eine Verdrehung der Mutter immer noch möglich ist, um in der Praxis kleinere Abweichungen der geplanten Stabneigung aufnehmen zu können. Der Radius der Aussparung ist dabei größer als der Radius des Kugelbunds, wodurch genügend Spiel vorhanden ist, um Ungenauigkeiten in der Oberfläche und Geometrie der Kugelbundmuttern auszugleichen. Für die Auflagerung vor Beginn der Belastung wird eine ideale Auflagerlinie entlang des Kugelbunds angenommen.

Nachfolgend zeigt Abbildung 2.1 die geometrische Konstruktion des Auflagerbereichs. Durch die Bestimmung einer ideellen Auflagerlinie, die von der Geometrie der Kugelbundmuttern abhängig ist, lässt sich für jede Stabgröße die erforderliche Lasteinleitungsgeometrie ermitteln.

Bei einer möglichen Schiefstellung des Stabes und einer damit einhergehenden Verdrehung der Kugelbundmutter bleibt die ideelle Auflagerlinie erhalten. Unterhalb der sphärischen Aussparung muss die Öffnung in der Hybridankerplatte den Durchgang des Zuggliedes und gegebenenfalls die Schiefstellung des Stabes ermöglichen.

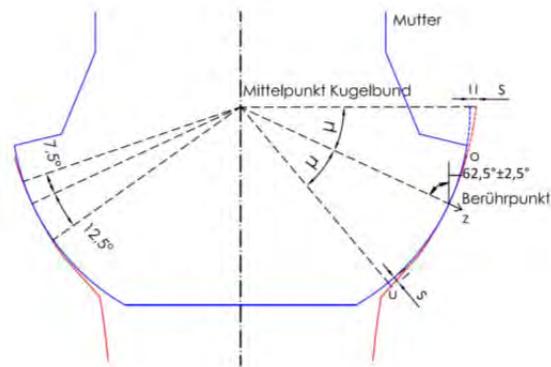


Abbildung 2.1: Konstruktion der Auflagerfläche für Kugelbundmuttern

2.1.1.2 Lasteinleitung bei flachen Verankerungen

Bei Litzenspanngliedern werden in den Lochscheiben die Litzen über Keile verankert. Die große Steifigkeit des Keilträgers aus Stahl verhindert eine zu große Aufweitung und damit einen zu großen Keilschlupf. Dennoch ist weiterhin eine Auflagerplatte zur Übertragung der Kräfte auf das Bauwerk nötig, um dieses nicht zu beschädigen.

Bei Drahtzuggliedern ist das Prinzip ähnlich, da hier die einzelnen Drähte über den Ankerkopf mit zugehöriger Koppelhülse verankert werden. Die Koppelhülse überträgt entsprechend mit Hilfe einer Ankerplatte die hohen Kräfte auf das Bauwerk.

Spannstäbe können auch über gerade Muttern verankert werden. Wie für die anderen Systeme wird eine zusätzliche Ankerplatte zur Kraftübertragung benötigt.

Auf Grund der in der Regel sehr hohen Pressungen unterhalb der Lochscheiben, Ankerhülsen und geraden Anker Muttern sieht das Konzept für die Hybridanker eine Zwischenschaltung einer Unterlegscheibe aus Stahl zur Verminderung der Beanspruchung des UHPC vor. Nachfolgend ist Ausbildung der Hybridanker für flache Verankerungen am Beispiel von geraden Anker Muttern in Abbildung 2.2 dargestellt.

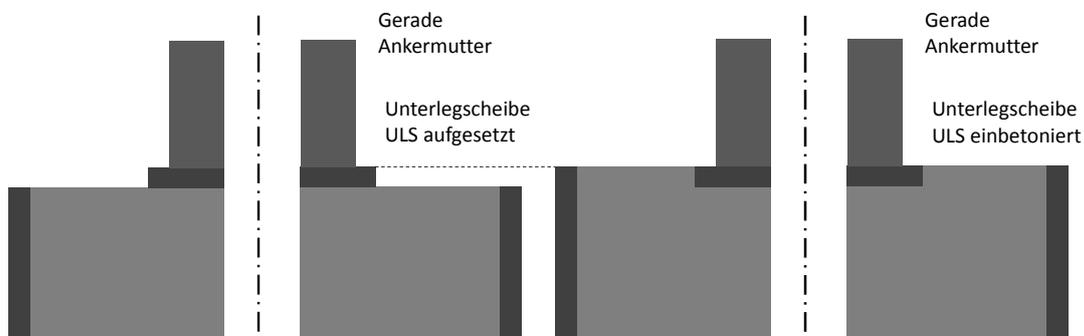


Abbildung 2.2: Auflagerung von flachen Anker Muttern mit aufgesetzter oder einbetonierter Unterlegscheibe

Bei der Verwendung von flachen Verankerungen entfällt der Aspekt der Verdrehbarkeit. Die Oberseite des Hybridankers muss derartig gestaltet werden, dass eine Platzierung der Unterlegscheibe oder auch einer Lochscheibe (bei ausreichendem Durchmesser) möglich ist. Dabei ist zu beachten, dass bei manchen Spannsystemen die Lochscheiben mit einem Absatz versehen sind. Bei der Verwendung von Unterlegscheiben können diese entweder direkt auf den UHPC aufgesetzt werden oder bereits bei der Herstellung in den UHPC integriert werden.

Wie bei der Ausführung für Kugelbundmutter muss die Öffnung unterhalb der Auflagerung einen Durchgang des Spannglieds ermöglichen.

2.1.2 Lastweiterleitung

Über die Kugelbundmutter in der sphärischen Aussparung oder die zwischengeschaltete Unterlegscheibe werden die Kräfte in den UHPC weitergeleitet.

Bei Belastung wird die Kugelbundmutter oder die Unterlegscheibe in die Hybridankerplatte gedrückt. Dabei wird die Mikrorauigkeit der Oberfläche zerstört. Mit Steigerung der Belastung und somit der Spannungen im Kontaktbereich zwischen Kugelbundmutter und UHPC verformen sich diese, um die eingeleitete Kraft auf eine größere Kontaktfläche zu verteilen (vgl. Abbildung 2.3). Bei der Verwendung von Unterlegscheiben erfolgt sofort mit Belastungssteigerung eine Verteilung der Last auf eine größere Fläche wobei sich die äußeren Bereiche der Unterlegscheiben bei Erreichen der Streckgrenze des Stahls oder großen Verformungen des UHPCs dem Lastabtrag entziehen.

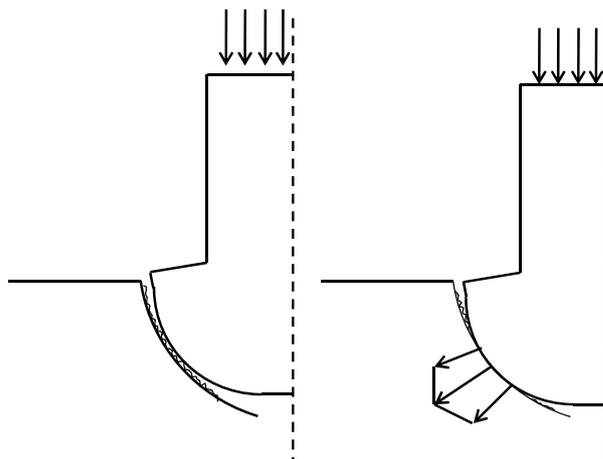


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung des Kontakts zwischen Kugelbundmutter und UHPC unter Belastung (Schlupf), [95]

Geht man von einem einfachen Stabwerkmodell wie in Abbildung 1.1 aus, entstehen durch die Einleitung der Kräfte über Kugelbundmuttern oder Unterlegscheiben Zugkräfte im UHPC. Da UHPC als mineralischer Werkstoff trotz einer möglichen Ver-

stärkung mit Stahlfasern nur eine vergleichsweise geringe Zugfestigkeit aufweist, kann er diese Zugkräfte bei größeren Belastungen nicht aufnehmen. Die Kräfte müssen durch eine Umschnürung oder Bewehrung abgetragen werden. Als Materialien mit hoher Zugfestigkeit können Stahl und Faserverbundwerkstoffe verwendet werden. Bei allen Materialien ist die Herstellung von Rundrohren üblich, wodurch eine kreisrunde Form der Hybridankerplatten einfach herstellbar ist. Unter dem Gesichtspunkt einer rotationssymmetrischen Lasteinleitung und der Aufnahme von Spaltzugkräften über Ringzugspannungen stellt dies eine sinnvolle Lösung dar. Bei der Verwendung von Betonstahl in Form von Wendeln ergibt sich ebenfalls eine Kreisform für die Hybridanker.

Für eine Verwendung in der Praxis muss eine schadensfreie Lastübertragung auf das Bauwerk ermöglicht werden. Im Bereich von Spannverfahren ist beispielsweise für die Erlangung einer Zulassung der Nachweis auf Betonkörpern nach ETAG 013 zu erbringen. Hierbei sind je nach Bewehrungsgrad des Bauwerksbetons im Lasteinleitungsbereich verschiedene Kriterien zu erfüllen. Kurzzeitig kann die Belastung im Versuch mehr als das 1,3-fache der Nennbruchlast des Zugglieds betragen. Im praktischen Einsatz sind nur im Ausnahmefall Belastungen in Höhe der für Zugglieder zulässigen Überfestigkeiten zu erwarten (bis 1,15-fache Nennbruchlast des Zugglieds).

Um die Spannungsverteilung zwischen Hybridankerplatte und Bauwerk näher zu beschreiben, wird eine Analogie aus der Geotechnik verwendet. Die in Abbildung 2.4 dargestellte Spannungsverteilung für starre Körper auf weichem Untergrund kann analog für diesen Fall betrachtet werden. Die Hybridankerplatte stellt einen starren Körper dar, der auf einen wesentlich weicherem Bauwerksbeton aufgesetzt wird.

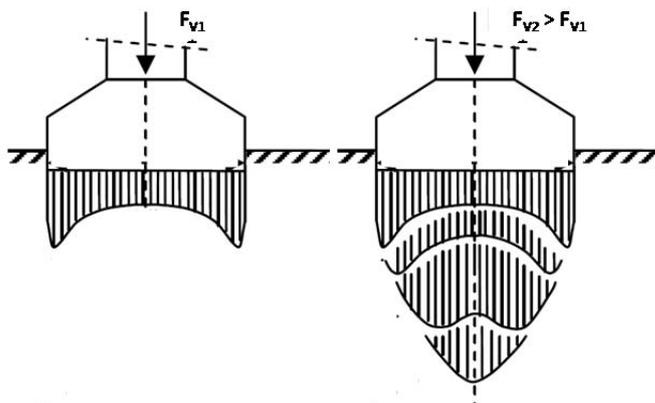


Abbildung 2.4: Analogie aus der Geotechnik zur Spannungsverteilung, [95]

2.2 Materialien

2.2.1 UHPC

In den nachfolgenden Abschnitten wird kurz auf die Besonderheiten von UHPC sowie die wichtigsten mechanischen Kurz- und Langzeiteigenschaften eingegangen. Eine ausführliche Zusammenstellung zu den Materialeigenschaften von UHPC, die auf einer umfangreichen Literaturrecherche beruht, ist in Anhang C.1 zu finden.

2.2.1.1 Allgemeines

UHPC unterscheidet sich von normalfestem Beton durch eine wesentlich höhere Druckfestigkeit, die oberhalb von 100 N/mm^2 liegt. Diese Festigkeitssteigerung wird durch eine Optimierung der Kornzusammensetzung hinsichtlich Kornform und Korngröße, mit dem Ziel eine möglichst hohe Packungsdichte und geringe Porosität zu erreichen, sichergestellt. Ein hoher Zement- und Feinkornanteil verbunden mit einem geringen Wasseranspruch ist deshalb charakteristisch für UHPC. Der Wasserzementwert ultrahochfester Betone liegt daher nach [10] in der Regel unter 0,25. Um trotz allem eine gute Verarbeitbarkeit zu gewährleisten, werden beim Mischvorgang hochwirksame Fließmittel zugegeben.

In der Regel wird UHPC unter Zugabe von Stahlfasern hergestellt [10]. Dies liegt im Verhalten von UHPC unter Druckbeanspruchung begründet, dass sich deutlich gegenüber dem Verhalten von normalfestem Beton unterscheidet. Nach [10] verhält sich UHPC aufgrund des homogenen Gefüges ohne ausgewiesene Schwachstellen bis ca. 80% der Druckfestigkeit nahezu linear-elastisch. Anschließend treten erste Mikrorisse auf. Beim Versagen wird schlagartig die zuvor gespeicherte Energie freigesetzt, weshalb UHPC ohne Fasern explosionsartig versagt und praktisch kein abfallender Ast im Spannungs-Dehnungs-Diagramm zu beobachten ist (siehe Abbildung 2.5 links). Durch Zugabe von Stahlfasern kann dieses spröde Versagen verhindert und ein duktileres Nachbruchverhalten erreicht werden (siehe Abbildung 2.5 rechts).

Auch auf das Zugverhalten von UHPC haben Fasern einen entscheidenden Einfluss. So steigt nach [10], [11] und [12] im Allgemeinen die Zugfestigkeit durch die Zugabe von Fasern an, wobei längere Fasern und höhere Fasergehalte tendenziell auch zu höheren einaxialen Zugfestigkeiten führen. Auch das sehr spröde Nachbruchverhalten von ungefasertem UHPC unter zentrischer Zugbeanspruchung kann durch die Zugabe von Stahlfasern deutlich verbessert werden. Die empfohlenen Stahlfasermengen liegen nach [10] zwischen 2,0 und 3,5 Vol.-%, wobei sich mit zunehmendem Fasergehalt die Konsistenz des Frischbetons verschlechtert (vgl. auch [14]). Als wesentliche Einflussparameter auf das Nachbruchverhalten sowohl unter Zug- als

auch unter Druckbeanspruchung können nach [10] der Fasergehalt, die Fasergeometrie, die Faserlänge bezogen auf das Größtkorn, die Verbundeigenschaften zwischen Fasern und Matrix und die Faserorientierung genannt werden.

Bislang wird UHPC hauptsächlich im Fertigteilwerk hergestellt. Um früh eine hohe Festigkeit zu erreichen und um das autogene Schwinden der Fertigteile vorwegzunehmen, wird ultrahochfester Beton meist einer Wärmebehandlung unterzogen [10]. Nach [24] führen höhere Wärmebehandlungstemperaturen bei gleicher Beaufschlagungszeit auch zu höheren Druckfestigkeiten des Betons. Ab einer Temperatur von 90 °C ergeben sich jedoch nur noch geringfügige Steigerungen weshalb auch in Bezug auf den Energieverbrauch und den damit verbundenen Kosten eine Wärmebehandlung mit Temperaturen größer 90°C aus praktischer Sicht nur in Ausnahmefällen sinnvoll ist.

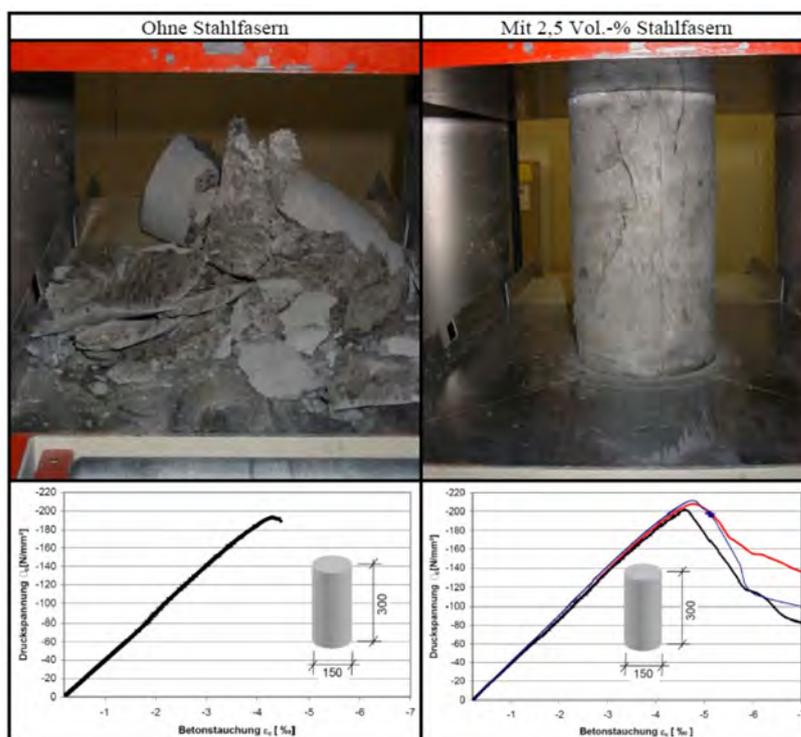


Abbildung 2.5: Bruchverhalten von UHPC mit und ohne Stahlfasern aus [11]

2.2.1.2 Mischungszusammensetzung, Frischbetoneigenschaften

Ausgangspunkt für die gewählte Mischungszusammenstellung des mineralischen Kerns der Hybridankerplatten waren die Grobkornmischungen B5Q bzw. B4Q, die an der Universität Kassel entwickelt und im Schwerpunktprogramm (SPP) 1182 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) bereits näher untersucht wurden. Die Rezeptur des Hybridanker-UHPC unterscheidet sich von der Mischung B5Q und auch B4Q, die eine Vorgängermischung des B5Q mit anderem Mikrosilika und anderem Fließmittel darstellt, vor allem durch den geringeren Fasergehalt (siehe Tabelle 2.1).

Dieser konnte im Vergleich zu den Mischungen B4Q und B5Q deutlich verringert werden, da im Fall des Hybridankers ein duktiler Nachbruchverhalten bereits durch die Umschnürung des Ringes gegeben ist.

Aufgrund der ansonsten nahezu identischen Rezeptur der Hybridankermischung und der Mischungen B5Q bzw. B4Q kann davon ausgegangen werden, dass sich die meisten Erkenntnisse der Untersuchungen aus dem SPP 1182 auf die UHPC-Mischung der Hybridankerplatte übertragen lassen. Nachfolgend und auch in Abschnitt 4.1 werden daher insbesondere diese Untersuchungen näher dargestellt, wobei versucht wird mögliche Unterschiede bzw. Effekte, die sich vor allem aufgrund des unterschiedlichen Stahlfasergehalts ergeben könnten, herauszuarbeiten.

Tabelle 2.1: Rezeptur des verwendeten UHPCs im Vergleich zur Mischung B4Q und B5Q aus dem SPP 1182 der DFG

Bezeichnung	UHPC-Hybridanker [kg/m ³]	B4Q [kg/m ³]	B5Q [kg/m ³]
<i>Zement CEM I 52,5 R – HS/NA</i>	631	650	650
<i>Wasser, kalt</i>	153,5	158	158
<i>Mikrosilika Silicoll P, Sika</i>	172		177
<i>Mikrosilika Elkem Grade 983</i>		177	
<i>Quarzmehl (QM1) W12</i>	316	325	325
<i>Quarzmehl (QM2) W3</i>	127	131	131
<i>ViscoCrete 20 Gold, Sika</i>	29,5		30,4
<i>Glenium 51, Woermann</i>		30,4	
<i>Quarzsand H33 0,125/0,5</i>	340	354	354
<i>Basalt 2/8</i>	574	597	597
<i>Stahlfasern Weidacon FM 0,15/9 mm, Stratec</i>	118	194	192
<i>w/z-Wert</i>	0,24	0,24	0,24
<i>w/b-Wert</i>	0,21	0,21	0,21
<i>Fasergehalt [Vol.-%]</i>	1,5	2,5	2,5

Tabelle 2.2 gibt einen Überblick über die wichtigsten Frischbetonwerte der verwendeten UHPC-Mischung und der Mischungen B4Q und B5Q. Für die Hybridankermischung sind jeweils die Minimal und Maximalwerte aus den bisher durchgeführten Betonagen angegeben, um einen Eindruck von den Streuungen der Werte zu erhalten. Bei den übrigen Mischungen sind die in den Literaturquellen [37] und [40] aufgeführten Mittelwerte angegeben.

Die höhere Rohdichte der Mischungen B4Q und B5Q und die schlechtere Fließfähigkeit dieser Mischungen kann vor allem durch den unterschiedlichen Stahlfasergehalt im Vergleich zur Hybridankermischung erklärt werden. Es ist jedoch zu erwähnen, dass die Frischbetonwerte bei UHPC in der Regel stärker streuen als bei Normalbeton, da sie stärker vom genauen Mischregime, vom verwendeten Mischer und von der Qualität und Zusammensetzung der Ausgangsstoffe abhängen. Die in

Tabelle 2.2 angegebenen Werte für die Mischungen B4Q und B5Q sind deshalb nur als Richtwerte zu verstehen.

Tabelle 2.2: Frischbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q

Mischung	Ausbreitmaß[mm]	Luftporengehalt [Vol.-%]	Rohdichte [g/cm ³]
<i>UHPC-Hybridanker</i>	635 - 720	2,4 - 3,2	2508 - 2546
<i>B4Q</i>	500	3,5	2536
<i>B5Q</i>	510	2,6	2590

2.2.1.3 Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul

In Abschnitt 2.2.1.1 wurde bereits das grundsätzliche Verhalten von UHPC mit und ohne Stahlfasern unter Druck- und Zugbeanspruchung angesprochen sowie die Auswirkungen einer Wärmebehandlung erläutert. Die Festbetoneigenschaften der Hybridankermischung im Vergleich zu den Mischungen B4Q und B5Q sind nun in Tabelle 2.3 aufgelistet. Die Werte der UHPC B4Q und B5Q sind dabei aus [12], [32], [40], [58], [60] und [63] entnommen und lediglich als Richtwerte zu verstehen, da die Festbetonkennwerte von UHPC stärker von Faktoren, wie z.B. der Oberflächenvorbereitung usw., abhängen als bei Normalbeton [12] und deshalb von Institut zu Institut streuen. Die aufgeführten Werte für die zentrische Zugfestigkeit stammen nicht aus durchgeführten Versuchen, sondern wurden für einen ungefähren Vergleich der Zugfestigkeit der unterschiedlichen Mischungen aus der Spaltzugfestigkeit bzw. der Biegezugfestigkeit berechnet. Die dafür verwendeten Formeln sind im Anhang C.1.3 angegeben.

Abgesehen vom niedrigeren Fasergehalt der Hybridankermischung sind die Unterschiede in Tabelle 2.3 vor allem auf die unterschiedliche Nachbehandlung zurückzuführen. So betrug die Wärmebehandlungsdauer für die Probekörper aus den Mischungen B4Q und B5Q 48 Stunden bei 90°C, während die Hybridankermischung nur für ca. 9 Stunden bei ebenfalls 90°C wärmebehandelt wird. Untersuchungen an der Hybridankermischung zeigten zudem, dass die Endfestigkeit, wie erwartet, bereits direkt nach der Wärmebehandlung erreicht wird und es zu keiner wesentlichen Nacherhärtung mehr kommt.

Tabelle 2.3: Festbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q

Eigenschaft	UHPC-Hybridanker [N/mm ²]	B4Q [N/mm ²]	B5Q [N/mm ²]
<i>28d-Zylinderdruckfestigkeit</i>	-	161,2	169,0
<i>28d-Zylinderdruckfestigkeit nach WB9/90°</i>	159,5 – 163,4	-	-
<i>28d-Zylinderdruckfestigkeit nach WB48/90°</i>	-	192,0	191,8
<i>Biegezugfestigkeit</i>	-	27,0	34,0
<i>Spaltzugfestigkeit</i>	16,3 – 19,3	-	-
<i>rechnerische zentrische Zugfestigkeit</i>	13,2 – 15,6	13,8	17,3
<i>E-Modul</i>	45522 - 47604	-	52.600

2.2.1.4 Mehraxiale Druckfestigkeiten

Viele Versuche an Probekörpern aus Normalbeton, hochfestem Beton oder auch UHPC haben gezeigt, dass mit steigender einaxialer Druckfestigkeit Beton zunehmend spröder versagt. In Untersuchungen zum mehraxialen Verhalten von Normalbeton und hochfestem Beton konnte gezeigt werden, dass aufgrund dieser zunehmenden Versprödung des Materials der prozentuale Festigkeitszuwachs unter mehraxialer Druckbeanspruchung mit steigender Betonfestigkeitsklasse immer geringer ausfällt. So ergibt sich z.B. aus den Untersuchungen in [61] bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 1,0$ für Normalbeton eine zweiaxiale Festigkeit von rund 125% der einaxialen Festigkeit. Für faserfreien Hochleistungsbeton liegt die zweiaxiale Festigkeit hingegen nur noch bei knapp 110% der einaxialen Festigkeit.

Für ultrahochfesten Beton wird aufgrund der gegenüber hochfestem Beton noch einmal gesteigerten Sprödigkeit ebenfalls ein geringerer Festigkeitszuwachs unter mehraxialer Druckbeanspruchung als bei Normalbeton erwartet. Diese Annahme kann auch anhand der Querdehnzahl, die für grobkörnige UHPCs bis zu einem Druckspannungsniveau von ca. 70% konstant bei ca. 0,21 liegt [10] und mit fortschreitender Schädigung auf ca. 0,33 [61] ansteigt, untermauert werden. Die geringe Querdehnungszunahme lässt ebenfalls darauf schließen, dass ein festigkeitssteigernder Effekt aufgrund einer Umschnürungswirkung bei UHPC vermutlich geringer als bei Normalbeton und hochfestem Beton ausfällt.

2.2.1.4.1 Zweiaxiale Druckfestigkeit

An der TU Dresden wurden umfangreiche Untersuchungen zum Verhalten von UHPC unter zweiaxialer Druckbeanspruchung durchgeführt und in [51], [59], [61] und [63] veröffentlicht. Hierbei wurden unter anderem drei Mischungen des Grobkornbetons B4Q mit unterschiedlichem Fasergehalt und unterschiedlicher Fasergeometrie untersucht (vgl. Legende in Abbildung 2.6). Dabei zeigte sich, dass mit steigendem Fasergehalt und abnehmend sprödem Verhalten auch der prozentuale Zuwachs der zweiaxialen Druckfestigkeit gegenüber der einaxialen zunimmt (siehe Abbildung 2.6 rechts). Die erzielbaren Festigkeitssteigerungen fallen aber erwartungsgemäß deutlich geringer als bei Normalbeton aus.

Aufgrund des geringeren Fasergehaltes bei gleichzeitig identischer Fasergeometrie kann für die Hybridankermischung angenommen werden, dass die Festigkeitssteigerung unter zweiaxialer Beanspruchung etwas geringer ausfällt als bei der Mischung B4Q-2,5.

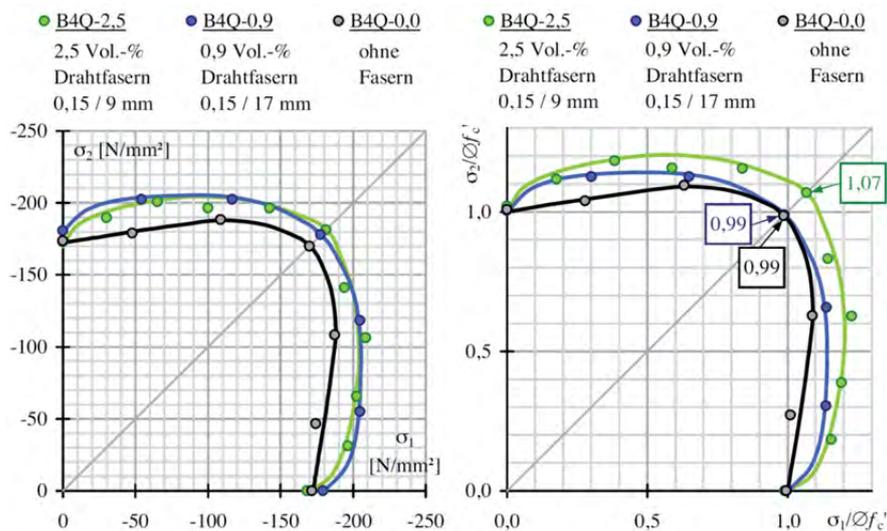


Abbildung 2.6: Festigkeiten von B4Q-2,5, B4Q-0,9 und B4Q-0,0 unter zweiachialer Druckspannung; links: Absolutwerte; rechts; normierte Werte aus [63]

2.2.1.4.2 Dreiaxiale Druckfestigkeit

Zur dreiaxialen Druckfestigkeit von UHPC wurden ebenfalls an der TU Dresden Untersuchungen durchgeführt und in [51], [60] und [64] veröffentlicht. Dabei wurde unter anderem die Grobkornmischung B5Q mit Fasern untersucht. Im Folgenden werden nur die Versuchswerte auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$) vorgestellt, da dieser Spannungszustand dem Spannungszustand innerhalb des umschnürten UHPC-Kerns des Hybridankers am nächsten kommt. Aus den Untersuchungen geht hervor, dass sich die Mischung B5Q mit zunehmendem hydrostatischen Druck weniger spröde verhält (siehe Abbildung 2.7). Das spröde Verhalten, das bis zu einem Querdruck von ca. 6% vorherrscht, geht nach einer Übergangsphase ab einem Querdruck von ca. 12% in ein duktileres Verhalten über. Die genauen Versuchswerte für den Druckmeridian können der Tabelle B.1 im Anhang entnommen werden. Generell kann festgehalten werden, dass bereits für geringe Querdrücke eine Festigkeitssteigerung gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit vorliegt. Nach [60] fällt jedoch der Festigkeitszuwachs bei UHPC auch unter dreiaxialer Druckbeanspruchung geringer als bei hochfestem Beton und auch deutlich geringer als bei Normalbeton aus.

Aus Untersuchungen in [61] und [64] geht zudem hervor, dass die Fasern bei dreiaxialer Beanspruchung einen geringen Einfluss auf das Bruchverhalten haben, da das Risswachstum, das bei zweiachialer Beanspruchung noch durch die Fasern verlangsamt wird, bei einer dreiaxialen Beanspruchung unabhängig von den Fasern durch den Querdruck verlangsamt wird. Dadurch erhöhen sich die Duktilität und die Festigkeit unabhängig vom Fasergehalt.

Der geringere Fasergehalt der Hybridankermischung im Vergleich mit der Mischung B5Q sollte also kaum Auswirkungen auf die Festigkeitssteigerung unter dreiaxialer

Druckbeanspruchung haben und somit ist zu erwarten, dass der Festigkeitszuwachs der Hybridankermischung im Bereich der Mischung B5Q liegt.

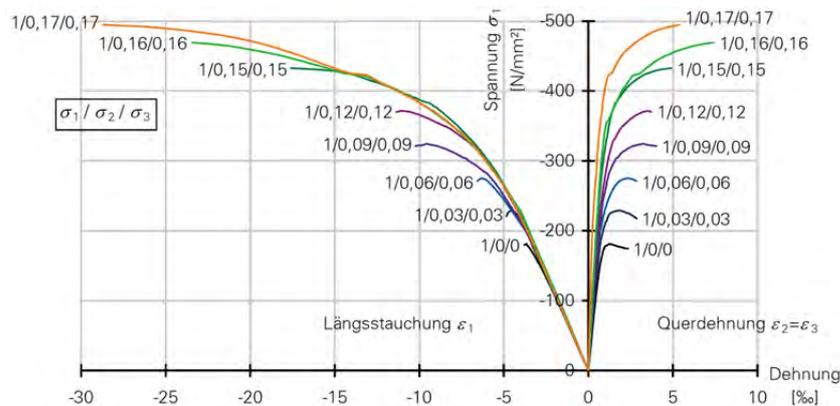


Abbildung 2.7: Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$), B5Q aus [60]

2.2.1.5 Ermüdungsfestigkeit

Generelle Einflussfaktoren auf das Ermüdungsverhalten von Beton stellen unter anderem die Betonfestigkeit, die Höhe der Unterspannung und der Stahlfasergehalt dar [57]. Nach [57] geht aus der Literaturlauswertung die Tendenz hervor, dass Betone mit höheren Druckfestigkeiten bei gleichem Beanspruchungsniveau geringere Bruchlastspielzahlen erreichen als Betone mit geringeren Druckfestigkeiten. Bezüglich des Einflusses der Unterspannung ist festzuhalten, dass die ertragbaren Lastwechselzahlen und somit die Ermüdungsfestigkeit bei gleich bleibender bezogener Oberspannung mit zunehmender Unterspannung steigt. In Bezug auf eine Stahlfaserverstärkung müssen zwei entgegengesetzte Mechanismen betrachtet werden. Zum einen bewirken Stahlfasern, dass das Mikrorisswachstum zu einem früheren Zeitpunkt beginnt und wirken sich deshalb nachteilig auf das Ermüdungsverhalten aus. Andererseits werden entstandene Mikrorisse aber von den Stahlfasern überbrückt, was sich wiederum günstig auf das Ermüdungsverhalten auswirkt [57]. Es ist also im Einzelnen zu klären, ob der rissinitiierende oder der rissüberbrückende Mechanismus überwiegt. Die Schädigungsentwicklung unter Ermüdungsbeanspruchung wird üblicherweise entweder über die Zunahme der irreversiblen Dehnungen oder über die Steifigkeitsabnahme dargestellt. Bei Normalbeton kann ein dreiphasiger Schädigungs- bzw. Dehnungsverlauf festgestellt werden [57]. In der ersten Phase bis ca. 20% der Bruchlastspielzahl steigt die Dehnung dabei aufgrund einer starken Zunahme der Mikrorissbildung nichtlinear an. Anschließend folgt eine Phase in der ein kontinuierliches Risswachstum und somit eine konstante Verformungszunahme zu verzeichnen ist, bevor schließlich in der dritten Phase ab ca. 80% der Bruchlastspielzahl aufgrund des instabilen Risswachstums eine überproportionale Dehnungszunahme und Steifigkeitsabnahme bis zum Versagen zu beobachten ist [57].

2.2.1.5.1 Einaxiale Ermüdungsfestigkeit

An der Universität Hannover wurden Wöhlerversuche mit einer konstanten Unter-
spannung von 5% der einaxialen Druckfestigkeit zur Untersuchung des einaxialen
Ermüdungsverhaltens von UHPC unter Druckschwellbeanspruchung durchgeführt
und in [49], [50], [51], [53], [55] und [57] veröffentlicht. Es wurde unter anderem ein
für 48 h bei 120°C wärmebehandelter Grobkorn UHPC der B4Q-Mischung getestet.
Die Versuche zeigten tendenziell, dass die UHPC im Gegensatz zu Normalbeton
keinen ausgeprägten linearen Verlauf aufweisen und geringere Bruchlastspielzahlen
bei gleichem Spannungsniveau als Normalbeton ertragen (siehe Abbildung 2.8). Die
absolut ertragbaren Spannungen sind aber selbstverständlich wesentlich höher als bei
Normalbeton. Zudem bestätigte sich auch für UHPC ein dreiphasiger Schädigungs-
verlauf, wobei im Vergleich zu Normalbeton die Phasen I und III aufgrund der dichten
Packung des UHPC nur ca. 5% der Bruchlastspielzahlen einnehmen, so dass ein
relativ sprödes unangekündigtes Versagen eintritt (vgl. [49], [55] und [57]). Zum
Einfluss einer Stahlfaserverstärkung lässt sich nach [53] festhalten, dass Probekörper
ohne Stahlfasern eine höhere Bruchlastspielzahl als Probekörper mit Stahlfasern
aufweisen und somit der rissinitiierende Mechanismus bei UHPC zu überwiegen
scheint. Gleichzeitig wirken sich die Stahlfasern jedoch positiv bezüglich der Deh-
nungsentwicklungen aus, so dass sich aufgrund der Stahlfasern ein Versagen des
Probekörpers etwas deutlicher ankündigte. Außerdem konnte in [56] nachgewiesen
werden, dass sich auch bei UHPC eine höhere Unterspannung positiv auf die Ermü-
dungsfestigkeit auswirkt.

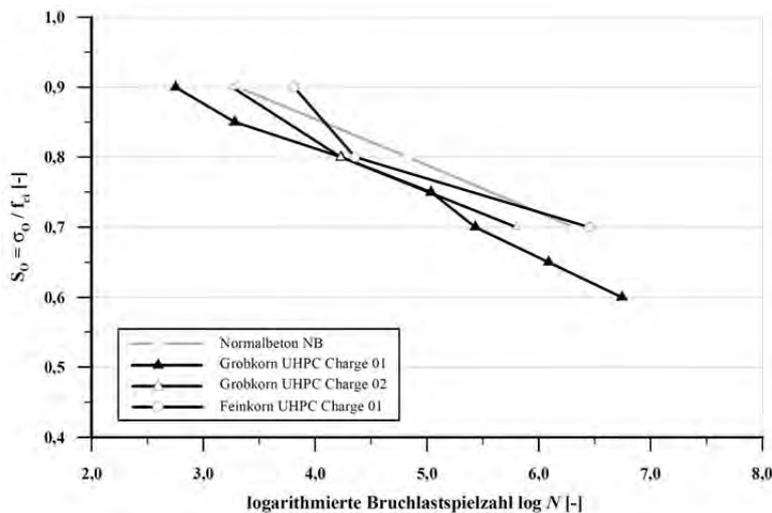


Abbildung 2.8: Vergleichende Darstellung der Mittelwertkurven von normalfesten und ultrahochfesten Betonen mit konstanter bezogener Unter-
spannung von $S_U = 0,05$ aus [57]

2.2.1.5.2 Dreiaxiale Ermüdungsfestigkeit

An der Universität Hannover wurden außerdem Untersuchungen zum dreiaxialen
Ermüdungsverhalten eines feinkörnigen UHPC durchgeführt und unter anderem in

[50], [51], [52] und [54] veröffentlicht. In einer dynamischen Triaxialprüfzelle wurden unter anderem zwei unterschiedliche rotationssymmetrische Querdruckstufen untersucht (-20 MPa und -40MPa). Das Unterspannungsniveau sowohl in Längs- als auch in Querrichtung wurde auf 5% festgesetzt. Nach [52] zeigte sich, dass bei gleichen Oberspannungsniveaus die Bruchlastspielzahlen unter dreiaxialer zyklischer Druckbeanspruchung viel höher sind als bei einaxialer. Im Vergleich mit den einaxialen Kurven sind die Kurven der dreiaxialen Ermüdungsversuche jedoch deutlich steiler, was darauf hinweist, dass die Zunahme der Ermüdungsfestigkeit aufgrund des Querdrucks mit steigender Lastspielzahl aufgebraucht wird [54]. In [50] wird zudem darauf hingewiesen, dass sich der dreiphasige Verlauf mit den auf ca. 5% der Bruchlastspielzahl verkürzten Phasen I und III auch bei mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung einstellt. D.h. auch unter dreiaxialer Ermüdungsbeanspruchung versagt UHPC relativ spröde.

Auch für die Hybridankermischung kann also mit einem relativ spröden Versagen unter einaxialer und dreiaxialer Ermüdungsbeanspruchung gerechnet werden.

2.2.1.6 Schwindverhalten, Kriechverhalten und Dauerstandfestigkeit

2.2.1.6.1 Schwinden

Beim Schwinden wird üblicherweise zwischen dem Trocknungsschwinden, das durch die Austrocknung des Betons in Wechselwirkung mit der Umgebung entsteht und daher einen Feuchtgradienten erfordert und dem chemischen bzw. autogenen Schwinden, das durch chemische Prozesse bei der Hydratation des Zementes entsteht, unterschieden. Da ein hoher Zementgehalt und ein niedriger w/z-Wert in der Regel zu höheren autogenen Schwinddehnungen führen, macht das autogene Schwinden bei höherfesten Betonen meist einen Großteil der Gesamtschwinddehnung aus. Das Trocknungsschwinden spielt dagegen in der Regel eine untergeordnete Rolle, da höherfeste Betone üblicherweise nur einen geringen Wassergehalt aufweisen und dieser bereits vor dem Beginn der Austrocknung zu einem großen Teil durch Hydratationsprozesse gebunden ist. Da die autogenen Schwinddehnungen in der Regel innerhalb der ersten 24 Stunden besonders stark ansteigen, hängen die Messergebnisse der autogenen Schwindverformungen maßgeblich vom Betonalter bei Messbeginn ab.

Untersuchungen in [42] an unterschiedlichen UHPC-Mischungen mit Festigkeiten zwischen 152 und 182 MPa haben gezeigt, dass die autogenen Schwindverformungen bei UHPC mit Werten zwischen 0,6 und 0,9 mm/m von dem Zeitpunkt ab dem die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons beginnt und somit innerhalb des Betongefüges relevante Zugspannungen übertragen werden können bis zu einem Alter von 28 Tagen sehr hoch sein können und somit in Überlegungen zur

frühen Rissbildung berücksichtigt werden müssen. Ergebnisse des Karlsruher Instituts für Technologie zum autogenen und zum Trocknungsschwinden der Grobkornmischung B5Q wurden unter anderem in [39], [40], [43] und [44] veröffentlicht. Dabei wurden versiegelte (vers.) und unversiegelte (unvers.) Probekörper untersucht, um die beiden Komponenten Trocknungsschwinden und autogenes Schwinden versuchsstechnisch voneinander trennen zu können. Die Messung der Schwindverformungen begann mit dem Trocknungsbeginn der unversiegelten Proben im Betonalter von einem Tag [40]. Es zeigte sich, dass die Grobkornmischung B5Q eine unerwartet ausgeprägte Trocknungsschwindkomponente aufweist, aber dass der Großteil der Schwindverformungen trotzdem wie erwartet aus dem autogenen Schwinden entsteht (siehe Abbildung 2.9 rechts). Zudem zeigt der Vergleich mit den berechneten Verläufen nach dem Schwindmodell aus DIN 1045-1, das jedoch bislang nur für normalfeste und hochfeste Betone gilt, dass das Modell nur beschränkt auf UHPC übertragbar ist und die Schwindverformungen mit diesem Modell unterschätzt werden würden.

In [11] wurden die Schwindverformungen von wärmebehandelten Probekörpern (48 h bei 90°C) aus der Grobkornmischung B3Q, die eine Vorgängermischung der Mischung B4Q darstellt, gemessen. Aufgrund der dort gewählten Messtechnik konnte jedoch erst 48 Stunden nach der Betonherstellung mit der Messung begonnen werden. Erwartungsgemäß wurden mit Werten zwischen 0,65 und 0,80 mm/m die größten Dehnungen während der Wärmebehandlung erreicht (siehe Abbildung 2.9 links). Während der Abkühlung kontrahierten die Prüfkörper bis unter den Ausgangswert auf ca. 0,4 mm/m für den B3Q. Nach dem Abkühlen verformten sich die Prüfkörper praktisch nicht mehr, was für eine vollständige Austrocknung der Körper spricht. Ein Einfluss von Stahlfasern, der in [11] ebenfalls untersucht wurde, auf die gemessenen Gesamtschwindverformungen konnte für die wärmebehandelten UHPC sowohl im zeitlichen Verlauf als auch bei den Endschwindverformungen nicht festgestellt werden.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass grobkörniger UHPC und somit auch die Hybridankermischung Trocknungsschwinden aufweist und dass die Schwinddehnungen von UHPC durch das Modell aus der DIN 1045-1 unterschätzt werden würden. Zudem können die Schwindverformungen durch eine Wärmebehandlung, wie sie auch bei den Hybridankerplatten zum Einsatz kommt, teilweise vorweggenommen werden. Eine Rissbildung an den Hybridankerplatten während der Wärmebehandlung aufgrund von Schwindverformungen erscheint grundsätzlich als möglich.

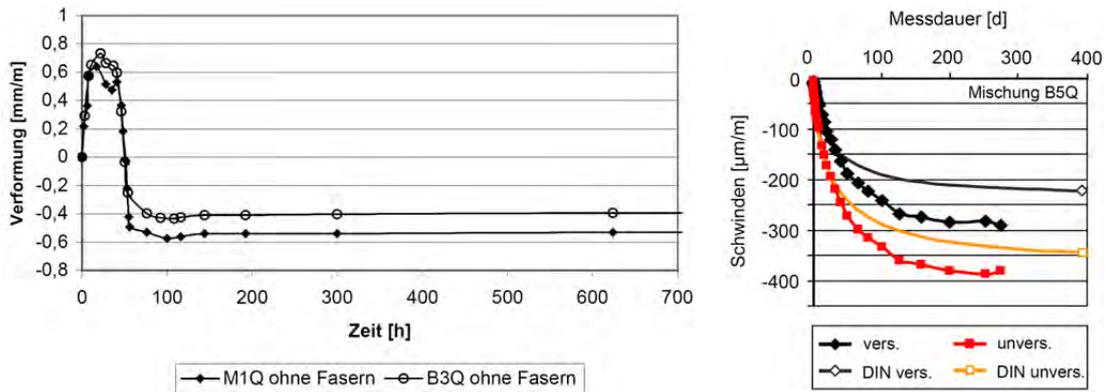


Abbildung 2.9: links: Vergleich der Gesamtschwindverformung der wärmebehandelten UHPC ohne Stahlfasern aus [11]; rechts: Gemessene autogene und Trocknungsschwindverformungen der Grobkornmischung B5Q im Vergleich zur für UHPC nicht gültigen Vorhersage nach DIN 1045-1 aus [40]

2.2.1.6.2 Kriechen und Dauerstandfestigkeit

Beim Kriechen wird üblicherweise zwischen dem Trocknungskriechen, das durch einen mit der Belastung einhergehenden Feuchteverlust an die Umgebung entsteht und dem Grundkriechen, das durch Wasserumlagerungen und Gleitvorgänge in der Mikrostruktur des Zementsteins entsteht, unterschieden. Das Trocknungskriechen hängt folglich unter anderem von der Probekörpergeometrie, dem w/z -Wert und der Umgebungsfeuchte ab, während das Grundkriechen vom Gehalt an frei beweglichen Wassermolekülen, die bei der Hydratation nicht chemisch gebunden wurden, abhängt und somit mit steigender Betonfestigkeit bzw. geringer werdendem w/z -Wert in der Regel abnimmt. Sowohl das Grund- als auch das Trocknungskriechen steigen mit der Höhe der aufgetragenen Spannung und der Dauer der Lasteinwirkung [41]. Zudem hat das Belastungsalter einen starken Einfluss auf die Kriechverformungen, da bei einem geringen Hydratationsgrad die Zementmatrix noch nicht ausreichend gefestigt ist und zudem noch mehr freies Wasser vorhanden ist, so dass das Kriechvermögen im jungen Alter höher ist. Während sich bei einem geringen Belastungsniveau die Kriechdehnungen proportional zu den aufgetragenen Spannungen verhalten und deshalb vom linearen Kriechen gesprochen wird, geht diese Proportionalität bei höheren Belastungsniveaus mit einhergehendem Mikrorisswachstum und zunehmend nichtlinearem Materialverhalten des Betons verloren und man spricht vom nichtlinearen Kriechen. Als Dauerstandfestigkeit wird schließlich die höchste, theoretisch unendlich lang ertragbare Spannung verstanden, die von den gegenläufigen Effekten Mikrorisswachstum und Nacherhärtung abhängt und deshalb stark vom Belastungsalter und Hydratationsfortschritt beeinflusst wird.

In [45] wurde das Kriechverhalten eines grobkörnigen UHPC mit einer Druckfestigkeit von über 150 N/mm^2 untersucht. Das Belastungsalter lag dabei bei 28 Tagen und die aufgetragene konstante Spannung wurde bei den Versuchen zwischen 28% und 85% der 28-Tages-Festigkeit variiert. Für ähnliche Belastungsniveaus (40% zu 47%)

zeigte sich, dass die Kriechzahl bei hochfestem Beton innerhalb der ersten zwei Wochen deutlich schneller zunimmt als bei UHPC und dass anschließend beide Betone annähernd die gleiche Kriechzahlzunahme aufweisen (siehe Abbildung 2.10 links). Die bereits bei hochfesten Betonen festgestellte Tendenz, dass mit Zunahme der Festigkeit die Kriechzahl abnimmt, kann somit auf UHPC übertragen werden [45]. Nach [45] ist die Abnahme jedoch aufgrund des hohen Zementleimvolumenanteils nur unterproportional zur Abnahme des w/z -Wertes und der Porosität. Die Untersuchungen in [45] zeigten zudem, dass das Trocknungskriechen beim gewählten Belastungsalter von 28 d kaum noch eine Rolle spielt (siehe Abbildung C.26 im Anhang). Außerdem konnte festgestellt werden, dass bis zu einem Belastungsniveau von ca. 60% lineares Kriechen vorliegt (vgl. Abbildung 2.10 rechts). Die Schwelle zum nichtlinearen Kriechen ist also ähnlich wie bei hochfestem Beton und höher als bei normalfestem Beton [45].

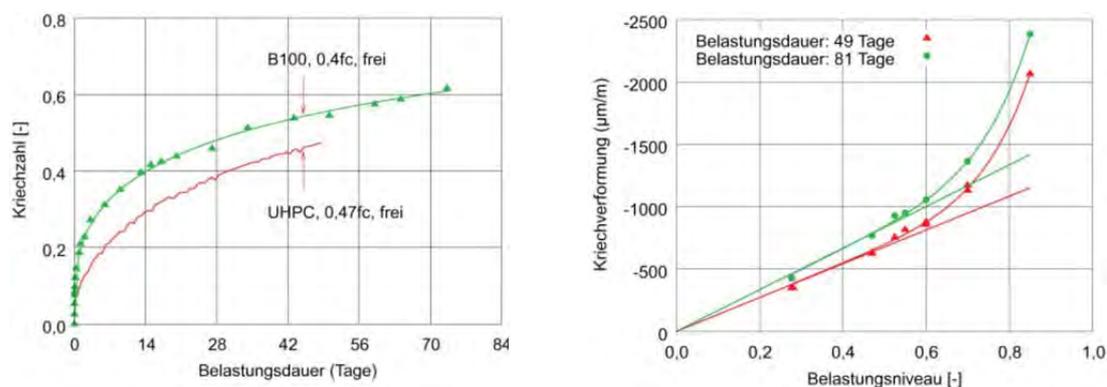


Abbildung 2.10: links: zeitliche Entwicklung der Kriechzahl von hochfestem Beton und UHPC aus [45]; rechts: Beziehung zwischen Kriechverformung und Belastungsniveau aus [45]

In [39], [40], [43] und [44] werden Ergebnisse des Karlsruher Instituts für Technologie zum Kriechverhalten der Grobkornmischung B5Q mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern vorgestellt. Es zeigt sich, dass bei UHPC, wie auch bei normalfestem und hochfestem Beton, das Kriechvermögen mit steigendem Belastungsalter sinkt (vgl. Abbildung 2.11 links). Für ein Belastungsalter von einem Tag und drei Tagen weist die Grobkornmischung ein deutliches Trocknungskriechen auf [40]. Bei einem Betonalter von 28 Tagen konnte hingegen in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus [45] kein Trocknungskriechen beobachtet werden. Für die Belastungsalter von 1 d und 3 d zeigt sich zudem bereits bei einem Belastungsgrad von 60% ein überproportionales Kriechvermögen, während für ein Belastungsalter von 28 d in Übereinstimmung mit [45] bis zu einem Belastungsgrad von 60% noch lineares Kriechen vorliegt.

In [40] wurden zudem Untersuchungen zum Dauerstandverhalten der Mischung B5Q bei einem Belastungsalter von 28 d durchgeführt. Dabei konnte generell beobachtet werden, dass die Proben unter Last entweder innerhalb weniger Minuten bis Stunden

zu Bruch gingen, oder über den gesamten gewählten Zeitraum standhalten konnten. Die Versuche zeigten, dass sämtliche geprüfte Proben unter einem Belastungsgrad kleiner 90% nicht zu Bruch gehen, weshalb nach [40] auf eine Dauerstandfestigkeit der B5Q-Mischung zwischen 85% und 90% der Kurzzeitfestigkeit geschlossen werden kann.

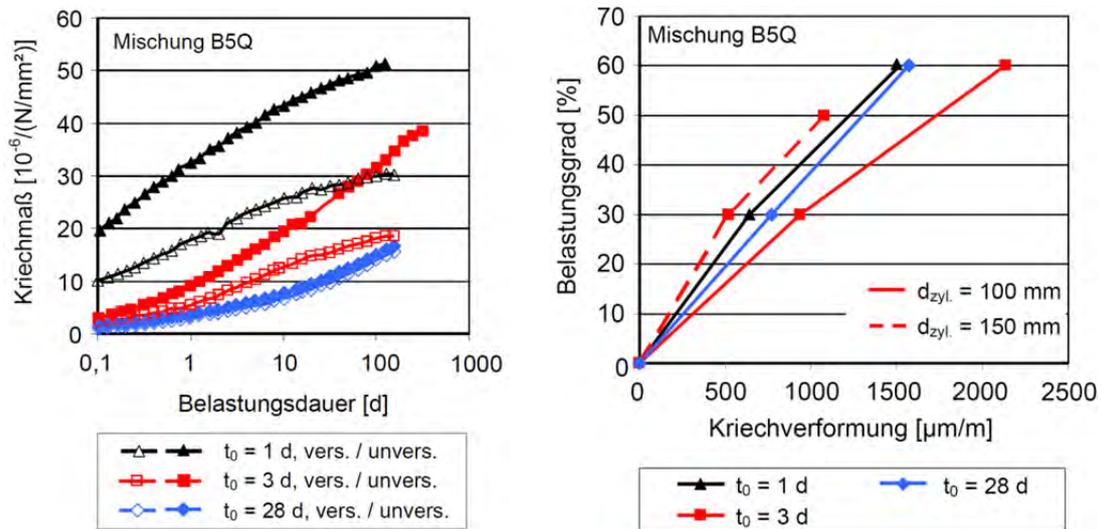


Abbildung 2.11: links: Kriechmaß unversiegelter und versiegelter Probekörper der Mischung B5Q für unterschiedliche Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von jeweils 30% aus [40]; rechts: Nichtlinearität des Betonkriechens für die Mischung B5Q anhand der Versuche bei Belastungsgraden von 30% und 60% nach einer Belastungsdauer von 100 Tagen in Abhängigkeit des Belastungsalters

Da die Hybridankerplatten einer Wärmebehandlung unterzogen werden und somit die Hydratation bei Belastungsbeginn bereits weit fortgeschritten sein dürfte, kann angenommen werden, dass das Kriech- und Dauerstandverhalten der Hybridankermischung dem Verhalten der Mischung B5Q bei einem Belastungsalter von 28 Tagen relativ ähnlich ist.

2.2.2 Stahl

In Abschnitt 1.3 wurde bereits darauf hingewiesen, dass bei den Hybridankerplatten unter anderem Stahl in Form von Stahlringen als Umschnürungsmaterial untersucht werden soll. Der Stahlring soll die Ringzugkräfte, die sich bei der Belastung des mineralischen Kerns während des Spannvorgangs einstellen, aufnehmen. Für die in den nachfolgenden Kapiteln dargestellten Versuche und Untersuchungen wurden warmgefertigte, nahtlose Rohre aus unlegierten Baustählen, die der Norm DIN EN 10210-1:2006-07 [65] entsprechen, verwendet. In Tabelle C.13 sind die einzuhaltenden Maximalwerte bezüglich der chemischen Zusammensetzung für Hohlprofile aus unlegierten Qualitätsstählen nach DIN EN 10210-1:2006-07 angegeben und in Tabelle C.14 die zugehörigen mechanischen Eigenschaften.

Tabelle 2.4: Chemische Zusammensetzung nach der Schmelzanalyse für Erzeugnisdicken ≤ 120 mm [65]

Stahlsorte		Desoxidationsart ^a	Massenanteile in %, max.						
Kurzname	Werkstoffnummer		C für Nennwanddicken in mm		Si	Mn	P	S	N ^{b,c}
			≤ 40	> 40 ≤ 120					
S235JRH	1.0039	FN	0,17	0,20	–	1,40	0,040	0,040	0,009
S275J0H	1.0149		0,20	0,22	–	1,50	0,035	0,035	0,009
S275J2H	1.0138	FF	0,20	0,22	–	1,50	0,030	0,030	–
S355J0H	1.0547	FN	0,22	0,22	0,55	1,60	0,035	0,035	0,009
S355J2H	1.0576	FF	0,22	0,22	0,55	1,60	0,030	0,030	–
S355K2H	1.0512		0,22	0,22	0,55	1,60	0,030	0,030	–

^a Die Desoxidationsarten sind wie folgt gekennzeichnet:
 FN: Unberuhigter Stahl nicht zulässig.
 FF: Vollberuhigter Stahl mit einem ausreichenden Anteil an stickstoffbindenden Elementen (z. B. mindestens 0,020 % Al_{gesamt} oder 0,015 % Al_{losch}).

^b Eine Überschreitung des angegebenen Anteils ist zulässig, wenn je 0,001 % N der Höchstanteil an Phosphor um 0,005 % unterschritten wird; der Stickstoffanteil darf jedoch in der Schmelzanalyse nicht über 0,012 % liegen.

^c Der Höchstwert für den Stickstoffanteil gilt nicht, wenn der Stahl einen Gesamtanteil an Aluminium von mindestens 0,020 % bei einem Verhältnis Al/N von mindestens 2 : 1 oder genügend andere stickstoffbindende Elemente enthält. Die stickstoffbindenden Elemente sind in der Prüfbescheinigung anzugeben.

Tabelle 2.5: Mechanische Eigenschaften der Hohlprofile aus unlegierten Baustählen [65]

Stahlsorte		Streckgrenze R_{eH}						Zugfestigkeit R_m			Bruchdehnung A_{10^2} ^b				Kerbschlagarbeit KV ^c		
Kurzname	Werkstoffnummer	Nennwanddicke in mm						Nennwanddicke in mm			Nennwanddicke in mm				bei einer Prüftemperatur in °C von		
		≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 120	≤ 3	> 3 ≤ 100	> 100 ≤ 120	≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 120	-20	0	+20
S235JRH ^d	1.0039	235	225	215	215	215	195	360 bis 510	360 bis 510	350 bis 500	26	25	24	22	–	–	27
S275J0H ^d	1.0149	275	265	255	245	235	225	430 bis 580	410 bis 560	400 bis 540	23	22	21	19	–	27	–
S275J2H	1.0138														27	–	–
S355J0H ^d	1.0547	355	345	335	325	315	295	510 bis 680	470 bis 630	450 bis 600	22	21	20	18	–	27	–
S355J2H	1.0576														27	–	–
S355K2H	1.0512														40 ^e	–	–

^a Längswerte; Werte in Querrichtung sind um 2 % kleiner.
^b Für Dicken < 3 mm siehe 9.2.2.
^c Die Kerbschlagarbeit ist nur dann nachzuweisen, wenn Option 1.3 festgelegt wurde.
^d Zur Kerbschlagarbeit bei Untermaßproben, siehe 6.6.2.
^e Der entsprechende Wert bei -30° C beträgt 27 J, siehe EN 1993-1-1.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden Stahlringe der Stahlgüte S355J2H verwendet, d.h. nach Tabelle C.14 liegt je nach Nennwanddicke die Streckgrenze R_{eH} mindestens zwischen 295 und 355 N/mm², die Zugfestigkeit R_m zwischen 450 und 680 N/mm² und die Bruchdehnung A mindestens zwischen 18 und 22%. Zudem liegt die Kerbschlagarbeit KV bei einer Prüftemperatur von -20°C bei mindestens 27 Joule. Außerdem kann nach DIN EN 1993-1-1:2010-12 für die Berechnung von folgenden Werten ausgegangen werden: Elastizitätsmodul $E = 210.000$ N/mm², Schubmodul $G = 81.000$ N/mm², Poissonsche Zahl $\nu = 0,3$, Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ 1/K.

Für Betonstahl B500B darf nach [67] und [68] für die Bemessung von dem in Abbildung 2.12 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Verlauf ausgegangen werden, wobei von folgenden Werten ausgegangen werden darf: Streckgrenze $f_{yk} = 500$ N/mm²,

rechnerische Zugfestigkeit $f_{tk,cal} = 525 \text{ N/mm}^2$, Elastizitätsmodul $E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2$, Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$.

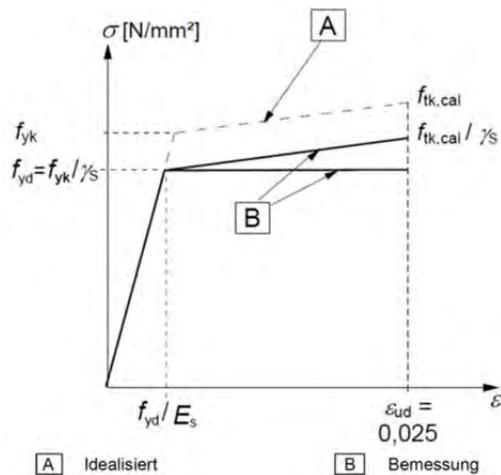


Abbildung 2.12: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung (für Zug und Druck)

2.2.3 Faserverbundwerkstoffe

2.2.3.1 Ausgangsstoffe

Faserverbundkunststoffe (FVK) bestehen aus kontinuierlichen Verstärkungsfasern, die in einer Kunstharzmatrix eingebettet werden. Je nach Beanspruchung werden die Fasern (Filamente) mit einem Durchmesser im Bereich von wenigen Mikrometern ($\sim 3\text{-}30 \mu\text{m}$) individuell ausgerichtet und durch die Harzmatrix miteinander verklebt. Als Verstärkungsfasern werden im Wesentlichen Glas-, Carbon- und Aramidfasern verwendet [85]. Diese Materialien sind durch ein linear-elastisches Materialverhalten bis zum Bruch gekennzeichnet. Anders als Stahl versagen sie daher spröde. Der E-Modul nimmt von Carbon über Aramid zu Glas hin ab (siehe Abbildung 2.13). Mit Werten von bis zu 5.800 N/mm^2 ist die maximale Zugfestigkeit ebenfalls für Carbon am größten. Eine Übersicht über die wesentlichen Materialparameter der unterschiedlichen Fasern zeigt Tabelle 2.6. Da Carbon und Aramid anders als Glas oder Stahl anisotrope Werkstoffe sind, beziehen sich die Angaben auf die Haupttragrichtung, also die Faserlängsrichtung (axial).

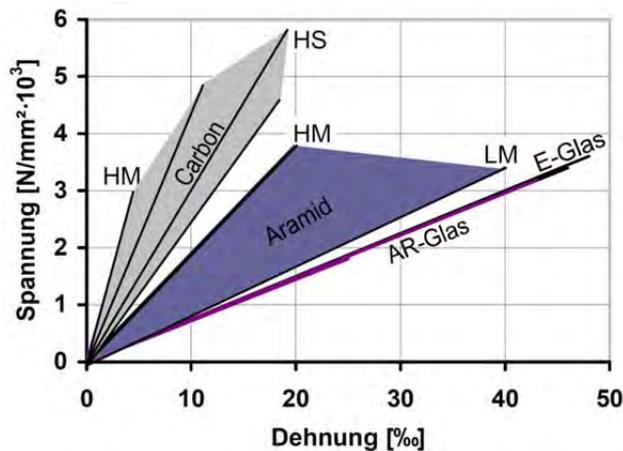


Abbildung 2.13: Spannungs-Dehnungsbereiche von Fasermaterialien (HM – hochmodulige Faser; LM – niedrigmodulige Faser, HS – hochfeste Faser) aus [85]

Tabelle 2.6: Eigenschaften von Fasern aus [85]

Faser	E-Modul [N/mm ² ·10 ³]	Zugfestigkeit [N/mm ² ·10 ³]	Bruch- dehnung [%]	Dichte [g/cm ³]	Quer- dehnzahl [-]	Wärmedehnzahl axial/radial [10 ⁻⁶ /K]
E-Glas	73 – 75	3,4 – 3,6	46 – 48	2,5 – 2,7	0,2	5,0 / 5,0
AR-Glas	73 – 76	1,8 – 3,5	25 – 43	2,7	-	6,5 / 6,5
Aramid	80 – 186	3,4 – 3,8	20 – 40	1,45	0,35	-2 / 59
Carbon	250 – 650	3,0 – 5,8	4 – 20	1,6 – 2,0	0,2	-1,5...-0,1 / 7...15

Die Kunstharzmatrix übernimmt bei FVK die folgenden Hauptfunktionen [85], [86]:

- Zusammenhalten der Verstärkungsfasern
- Schutz der Fasern vor Schädigungen infolge mechanischer, chemischer und physikalischer Beanspruchung
- Spannungsübertragung und -verteilung auf die Fasern

Die chemische Zusammensetzung und die physikalischen Eigenschaften des verwendeten Harzes haben sowohl auf die Herstellung als auch auf die Eigenschaften des FVK einen wesentlichen Einfluss [86]. Bei FVK kommen vor allem Duroplaste als Matrix zur Anwendung, aber auch Thermoplaste werden teilweise verwendet [86]. Unter den Duroplasten kommt insbesondere die Gruppe der Reaktionsharze zum Einsatz [85]. Reaktionsharze müssen mit Reaktionsmitteln (Härter, Beschleuniger) vermischt werden, damit sie aushärten. Zur Steuerung bestimmter Harzeigenschaften (Viskosität, Schwindneigung, Temperaturbeständigkeit, elektr. Leitfähigkeit, Farbgebung) können dem flüssigen Harz verschiedene Füll- und Zusatzstoffe zugegeben werden [85]. Im Bereich des Bauingenieurwesens sind ungesättigte Polyesterharze (UP-Harze), Vinylesterharze (VE-Harze) und Epoxidharze (EP-Harze) für FVK am weitesten verbreitet [86]. Die wesentlichen Materialparameter dieser Harze sind in Tabelle 2.7 zusammen gestellt. Gegenüber anderen Harzen zeichnen sie sich durch eine geringe Kriechneigung und Relaxation sowie einen guten Widerstand gegen chemische Angriffe

aus [85]. Aufgrund ihrer sehr niedrigen Viskosität können sie die Faserbündel im Herstellungsprozess gut penetrieren. Die Temperaturbeständigkeit ist gegenüber anderen Harzen ebenfalls als gut zu bezeichnen [85]. Dabei ist darauf zu achten, dass die ausgehärteten Faserverbundkunststoffe nicht bis in den Bereich der Glasübergangstemperatur T_g (siehe Tabelle 2.7) der Kunststoffe erwärmt werden, da hier ein signifikanter Steifigkeitsabfall des Kunststoffs zu verzeichnen ist. Duroplaste können nach ihrer Erhärtung nicht mehr verformt werden. Um die Zugfestigkeit der Verstärkungsfasern ausnutzen zu können, müssen die verwendeten Harze eine höhere Bruchdehnung als die Fasern aufweisen [85].

Tabelle 2.7: Eigenschaften verschiedener Harze aus [85]

Harz	E-Modul [N/mm ² ·10 ³]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]	Dichte [g/cm ³]	Querdehnzahl [-]	Wärme- dehn- zahl [10 ⁻⁶ /K]	Glasüber- gangstem- peratur [°C]
UP-Harz	2,1 – 4,4	34,5 – 103,5	10 – 42	~1,3	0,2 – 0,33	60 – 150	93 – 150
VE-Harz	3,0 – 3,8	73 – 95	10 – 61	~1,1	0,2 – 0,33	45 – 90	50 – 260
EP-Harz	2,6 – 4,1	3,8 – 176	18 – 130	1,2 – 1,3	0,38 – 0,40	20	70 – 300

2.2.3.2 Materialeigenschaften von FVK bei Kurzzeitbeanspruchung

Faserverbundkunststoffe bestehen zu etwa 40 - 70 Vol.-% aus Verstärkungsfasern, der restliche Anteil aus Kunststoffmatrix [85]. Da sich die Kunststoffmatrix wegen ihrer geringen Dehnsteifigkeit nur wenig am Lastabtrag beteiligt, werden die mechanischen Eigenschaften der FVK in Faserlängsrichtung hauptsächlich von den verwendeten Verstärkungsfasern bestimmt [85]. Quer zur Faserrichtung hängen die Eigenschaften der anisotropen Faserverbundkunststoffe hingegen im Wesentlichen von dem verwendeten Harz ab [85]. Häufig werden deshalb vor allem flächige FVK-Bauteile, wie z.B. Rohre im Wickelverfahren, als Laminat hergestellt, d. h. die Bauteile bestehen aus mehreren flächig miteinander verklebten Lamineinzelschichten, in denen die Fasern in der Regel unidirektional angeordnet sind. Je nach zu erwartender Beanspruchung für das Bauteil können die Lamineinzelschichten dabei so miteinander verklebt werden, dass ein unidirektionales Laminat entsteht bei dem alle Fasern in eine Richtung zeigen und das somit in Faserrichtung hochbelastbar ist jedoch quer zu den Fasern nur sehr geringe Festigkeiten aufweist, oder sie können so verklebt werden, dass ein multidirektionales Laminat mit unterschiedlichen Faserorientierungen entsteht, das je nach genauer Ausrichtung der Lamineinzelschichten hohe Festigkeiten in mehreren Richtungen aufweist. Auf diese Weise können FVK-Bauteile individuell an die Belastung angepasst werden.

Wie die lastabtragenden Fasern verhalten sich Faserverbundkunststoffe unter Zugbeanspruchung bis zum Versagen linear-elastisch und versagen dann spröde [85]. Einen Überblick über die mechanischen Eigenschaften von GFK, AFK und CFK gibt Ta-

belle 2.8, wobei die dort angegebenen Werte für die einzelnen FVK insbesondere von der verwendeten Faser, dem verwendeten Harz und dem Fasergehalt abhängig sind und deshalb eine große Bandbreite aufweisen. Der E-Modul ist für CFK mit bis zu 580.000 N/mm² am größten. Für AFK bzw. GFK beträgt der E-Modul mit bis zu 125.000 N/mm² bzw. 60.000 N/mm² nur etwa die Hälfte bis ein Viertel des Wertes von Baustahl. Es ist anzumerken, dass auch die meisten derzeit angebotenen CFK-Produkte aus Kostengründen einen geringeren E-Modul als Baustahl aufweisen [85]. Die Bruchdehnungen von CFK liegen mit Werten zwischen 5 ‰ und 17 ‰ unter der Bruchdehnung von üblichen Baustählen (vgl. Tabelle C.14), was sich insbesondere negativ auf die Versagensvorankündigung (geringe Verformungen) von Bauteilen mit CFK-Bewehrung auswirkt. Die Bruchdehnungen von AFK und GFK sind dagegen je nach exaktem Produkt in der Regel deutlich höher als bei CFK und übersteigen häufig auch die Bruchdehnungen von üblichen Baustählen. Die Zugfestigkeit der Faserverbundkunststoffe ist generell sehr hoch und beträgt ein Vielfaches der Festigkeit von üblichen Baustählen.

Tabelle 2.8: Eigenschaften von Faserverbundkunststoffen aus [85]

Faser	E-Modul [N/mm ² ·10 ³]	Zugfestigkeit [N/mm ² ·10 ³]	Bruch- dehnung [‰]	Dichte [g/cm ³]	Quer- dehnzahl [-]	Wärmedehnzahl axial/radial [10 ⁻⁶ /K]
<i>GFK</i>	35 – 60	0,5 – 1,6	12 – 31	1,25 – 2,1	0,3	6...10 / 21...23
<i>AFK</i>	41 – 125	1,0 – 2,5	19 – 44	1,25 – 1,4	0,34	-6...-2 / 60...80
<i>CFK</i>	120 – 580	0,6 – 3,5	5 – 17	1,5 – 1,6	0,21	-9...0 / 74...104

2.2.3.3 Bruchmechanismen von FVK

Bei FVK treten aufgrund der unterschiedlichen miteinander verklebten Werkstoffe (Fasern und Harz) sowie aufgrund des in der Regel mehrschichtigen Aufbaus aus unidirektionalen Einzellaminatschichten (UD-Schichten) andere Bruchmechanismen auf, wie beispielsweise bei einem isotropen Werkstoff wie Stahl. Bei FVK kann zwischen folgenden drei Hauptversagensarten unterschieden werden [85]:

- Faserbruch
- Zwischenfaserbruch
- Delamination

Es ist jedoch anzumerken, dass diese drei Arten nicht strikt getrennt voneinander auftreten, sondern dass häufig eine Kombination zum eigentlichen Versagen führt. Die eigentlich angestrebte Versagensart von FVK stellt der Faserbruch dar, da nur bei dieser Versagensart die eigentlichen Tragelemente der FVK, die Verstärkungsfasern, ihre Festigkeit erreichen [85].

Unter Faserbruch wird nicht der Bruch einzelner Elementarfasern verstanden, sondern das nahezu gleichzeitige Brechen einer sehr großen Zahl von Einzelfasern, durch das die Tragfähigkeit einer Schicht in Faserrichtung über eine größere Breite weitgehend verschwindet [85]. Durch den Faserbruch müssen die ursprünglich dort übertragenen Kräfte von den umliegenden nicht gebrochenen Faserlagen übernommen werden, wodurch diese ebenfalls reißen können, was dann zu einem schlagartigen Versagen des gesamten FVK-Bauteils führen kann. Das Phänomen des Faserbruchs tritt vorwiegend bei Zug- oder Druckbeanspruchungen in Faserlängsrichtung auf, wobei bei einer Zugbeanspruchung tatsächlich ein Brechen der Fasern stattfindet, während bei Längs-Druckbeanspruchung vielfach die Tragfähigkeit der Fasern dadurch erschöpft wird, dass ihre elastische Stützung durch die Matrix nicht mehr ausreicht, um ein Ausknicken zu verhindern [85]. Man spricht dann von „innerem Knicken“ oder „Mikroknicken“. Hierbei spielen u.U. Schubverformungen der Matrix, mit der die stützende Matrix der Knicktendenz der Fasern nachgibt, eine wichtige Rolle [85]. In den beiden linken Bildern in Abbildung 2.14 ist der Faserbruch durch Längsbeanspruchung dargestellt.

Unter Zwischenfaserbruch (Zfb) wird eine Werkstofftrennung innerhalb einer UD-Einzellaminatschicht verstanden, die zwischen den Fasern, d.h. vorwiegend durch das Matrixmaterial, aber gelegentlich auch längs der Faser/Matrix-Grenzflächen verläuft und die UD-Schicht in ihrer gesamten Dicke durchtrennt [85]. Bei unidirektionalen Laminaten kann sich der Bruch ungestört über die gesamte Laminatdicke weiter ausbreiten, so dass dort ein Zwischenfaserbruch zum Versagen des gesamten FVK-Bauteils führen kann. Bei multidirektionalen Laminaten hingegen stört ein Zfb allenfalls den Zusammenhalt der Schichten in einem kleinen örtlich begrenzten Bereich [85]. Die vom Zfb betroffene Schicht bleibt weiterhin mit ihren Nachbarschichten verbunden. D.h. ein Zfb macht sich zunächst nur als Riss in der betroffenen Schicht bemerkbar, der fast immer an den Fasern der Nachbarschichten gestoppt wird, da nicht ausreichend Energie zur Verfügung steht, um die hochfesten und steifen Fasern zu durchtrennen [85]. An der Bruchstelle wird der Kraftfluss der UD-Schicht unterbrochen oder zumindest gestört, es erfolgt eine örtliche Umleitung der Schichtkraft über die Nachbarschichten [85]. Zfb können bei unterschiedlichen Spannungszuständen, vorwiegend durch Beanspruchungen senkrecht zu den Fasern, entstehen, wobei sich dadurch auch unterschiedliche Bruchebenen ergeben. Bei einer Beanspruchung durch eine Querkzugspannung $\sigma_{\perp}^{(+)}$ verläuft der Riss relativ geradlinig und parallel zu den Fasern (siehe Abbildung 2.14 2.Spalte oben). Auch bei einer kombinierten Quer-Längs-Schubbeanspruchung und den damit verbundenen Spannungen $\tau_{\perp\parallel}$ und $\tau_{\parallel\perp}$ stellt sich das nahezu gleiche Rissbild ein (siehe Abbildung 2.14 4.Spalte). Bei einer vorwiegenden Beanspruchung durch eine Querdruckspannung $\sigma_{\perp}^{(-)}$ oder durch eine Quer-Quer-Schubbeanspruchung und den damit verbundenen Schubspannungen $\tau_{\perp\perp}$ stellt sich dagegen ein Schubriss in einem schrägen Schnitt ein

(siehe Abbildung 2.14 2.Spalte unten bzw. 3.Spalte). Durch die Keilwirkung dieses schrägen Bruchs werden im Laminat in Dickenrichtung wirkende Sprengkräfte hervorgerufen, so dass diese Risse zu einem Versagen des gesamten FVK-Bauteils führen können [85] (siehe auch Abbildung 2.15) und deshalb verhindert werden müssen.

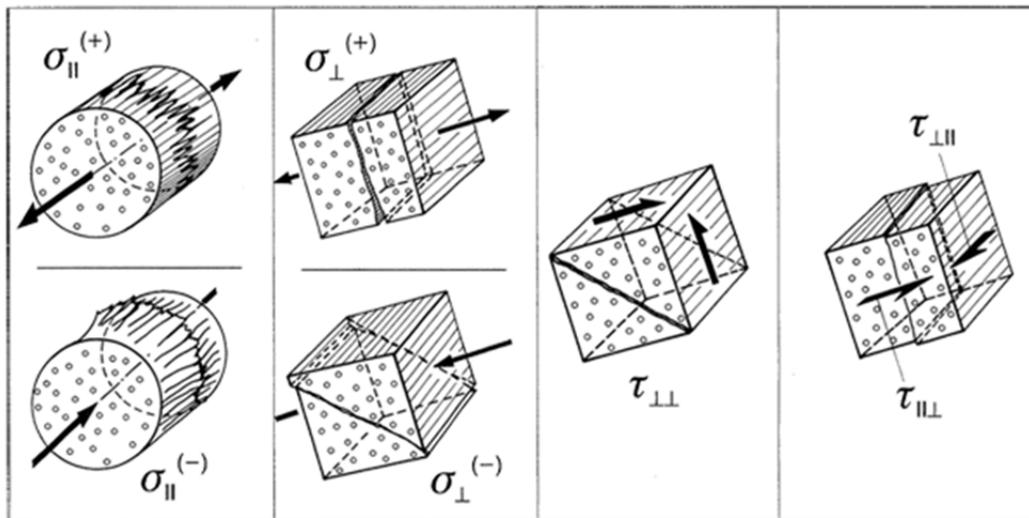


Abbildung 2.14: Versagensarten von FVK aufgrund unterschiedlicher Spannungszustände aus [93]

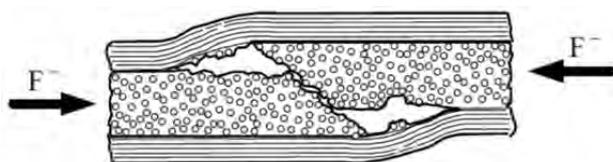


Abbildung 2.15: Keilbruch durch Querdruckbeanspruchung aus [88]

Ebenso wie die zu Zwischenfaserbrüchen neigenden faserparallelen Schnittebenen der UD-Schichten sind auch die Grenzflächen, mit denen Schichten in einem Laminat an ihre Nachbarschichten grenzen, ausgesprochene Schwachstellen, weil in ihnen keine Faserverstärkung wirksam wird [85]. In beiden Fällen wird wenig Energie benötigt, um einen Bruch zu erzeugen, denn es müssen dabei keine hochfesten und steifen Fasern durchtrennt werden. Eine solche Trennung zwischen zwei benachbarten UD-Einzellaminatschichten wird als Delamination bezeichnet. Eine Delamination kann eigentlich nur von Spannungen hervorgerufen werden, die als Zugspannungen senkrecht zur Schichtfläche oder als Schubspannungen in der Grenzfläche der Schichten wirken [85]. Häufig werden Delaminationen durch bereits vorhandene Zwischenfaserbrüche ausgelöst (vgl. Abbildung 2.16) [88]. Delaminationen wachsen sowohl bei monoton ansteigender Belastung als auch bei schwingender Belastung mit konstanter Amplitude und können im Extremfall zum Ablösen ganzer Schichten führen [85]. In jedem Fall wird durch eine fortschreitende Delamination die Reststeifigkeit des Laminats vermindert, was auch zu einem Versagen des Bauteils durch Beulen oder Knicken beitragen kann [85].

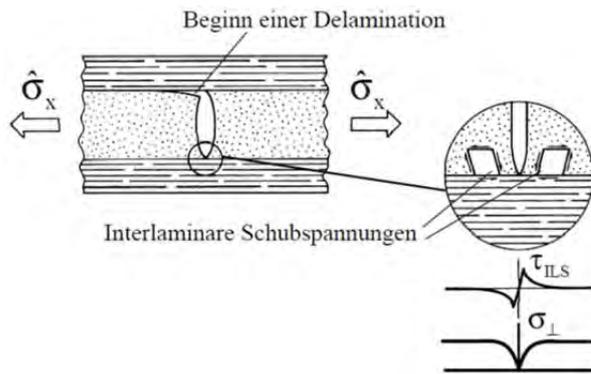


Abbildung 2.16: Beginn einer Delamination ausgehend von einem Zwischenfaserbruch aus [88]

2.2.3.4 Langzeitverhalten von FVK

Faserverbundkunststoffe weisen wesentliche Unterschiede in Bezug auf die Langzeiteigenschaften im Vergleich zu Stahl auf. Dieser Abschnitt geht kurz auf die Hauptthemen Kriechen inklusive der Zeitstandfestigkeit, Relaxation und Ermüdung von FVK ein.

2.2.3.4.1 Kriechen, Relaxation und Zeitstandverhalten

Bei zeitlich gleichbleibender Belastung nimmt die Verformung der Kunststoffmatrix stetig zu, insbesondere mit steigender Temperatur, zum Teil irreversibel (viskoplastisches Kriechen) und bei gleichbleibender Verformung nimmt die Spannung in der Kunststoffmatrix stetig ab (Relaxation) [89]. Die Verstärkungsfasern weisen hingegen kein derartiges Verhalten in vergleichbarer Größenordnung auf. Kohlenstofffasern kriechen praktisch nicht und Glas- und Aramidfasern im Vergleich zur Kunststoffmatrix sehr viel weniger [89]. Dies bedeutet, dass bei allen Belastungs- und Verstärkungsarten, bei denen die Matrix eine tragende Funktion hat (durch die Matrix dominiert wird), deutliche Kriecherscheinungen auftreten [89]. Die Kriech- und Relaxationsvorgänge in der Matrix der FVK haben unterschiedliche teils positive und teils negative Auswirkungen, von denen die wichtigsten nachfolgend aufgeführt sind:

- Da die Matrix ein stark zeitabhängig Verhalten aufweist und die Fasern sich, zumindest im üblichen technischen Anwendungsbereich von -30°C bis $+100^{\circ}\text{C}$, praktisch zeitinvariant und elastisch verhalten, reduzieren sich durch die Kriech- und Relaxationsvorgänge, die fast ausschließlich in der Matrix ablaufen, die Kräfte in der Matrix und lagern sich auf die Verstärkungsfasern um [88]. Durch höhere Temperaturen wird dieser Prozess erheblich beschleunigt [88]. Insgesamt ist diese Umlagerung durchaus wünschenswert, da die Fasern wesentlich belastbarer sind als die Matrix und somit der Verbund bei Langzeitbeanspruchung seine schwache Komponente entlastet, wodurch sich auch die Kriech- und Relaxationsgeschwindigkeit verlangsamt [88]. Die Verformungen eines FVK sind damit

durch das Faserverhalten limitiert und wachsen auch bei sehr lang andauernder Belastung nicht über alle Grenzen.

- Durch die Kriech- und Relaxationsvorgänge werden thermische Eigenstressungen, die aufgrund der unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Matrix und Faser (vgl. Tabelle 2.6 und Tabelle 2.7) innerhalb des FVK entstehen, reduziert [88].
- Lokale Spannungsspitzen, z.B. an Kerben oder Luftporen, bauen sich mit der Zeit ab und lagern sich um. Dies hat insbesondere auch günstige Auswirkungen auf die Ermüdungsfestigkeit [88].
- Die Festigkeitswerte, die von der Matrix abhängig sind, sinken infolge einer Langzeitbeanspruchung. Nach [88] kann jedoch davon ausgegangen werden, dass dies durch den Abbau von schädlichen thermischen Eigenstressungen und durch günstige Kräfteumlagerungen kompensiert wird.
- Die Druckfestigkeit in Faserrichtung unterliegt ebenfalls dem Zeiteinfluss, da bei dieser Beanspruchungsart, wie in Abschnitt 2.2.3.3 beschrieben, die stützende Wirkung der Matrix ein Ausknicken der Fasern behindern soll. Aufgrund der Kriech- und Relaxationsvorgänge in der Matrix reduziert sich jedoch die elastische Stützung durch die Matrix und die Fasern können leichter ausknicken [88]. Zudem vergrößern sich langfristigbedingt eventuelle Vordeformationen, z.B. Vorkrümmungen, von druckbeanspruchten FVK-Bauteilen, was ebenfalls zu einem frühzeitigen Stabilitätsversagen führen kann [88].

Die tatsächliche Höhe der Kriechverformungen hängt von vielen Parametern, wie z.B. auftretende Spannungen, Verstärkungsfaserart, Faservolumengehalt, verwendetes Harz usw. ab, weshalb keine allgemeingültigen Werte angegeben werden können.

In Verbindung mit einigen anderen Faktoren kann Kriechen gegebenenfalls auch bei Spannungen, die teilweise sogar deutlich unterhalb der Kurzzeitfestigkeit liegen, zu einem Versagen von FVK führen [90]. Dieser „Kriechbruch“ (engl. „creep rupture“) bzw. dieses Dauerstandversagen wird stark von der verwendeten Faserart beeinflusst, was hauptsächlich an der unterschiedlichen Empfindlichkeit der Fasern gegenüber einer alkali-induzierten Festigkeitsabnahme liegt [90]. Während Carbonfasern eine geringe bis gar keine chemisch-induzierte Festigkeitsabnahme aufweisen, ist bekannt, dass Aramid- und Glasfasern anfällig gegenüber einer solchen Abnahme sind [90]. Bisher ist jedoch noch nicht ausreichend geklärt, welche Schädigungsmechanismen bei einem Kriechbruch von FVK tatsächlich zusammenspielen und dieses kombinierte physikalische und chemische Phänomen entscheidend beeinflussen [90]. Abhängig von der vorliegenden Umweltexposition und dem Belastungsgrad können sowohl Schädigungen in der Grenzfläche zwischen Matrix und Fasern als auch Risse

in der Matrix oder den Fasern einen Einfluss auf das Dauerstandverhalten haben [90]. Die Zeit bis zum Versagen von FVK unter einer konstanten Dauerlast wird als „Dauerstandzeit“ (engl. „endurance time“) bezeichnet [90]. Mit steigendem Verhältnis der aufgebrauchten Dauerspannung zur Kurzzeitfestigkeit verringert sich die Dauerstandzeit. Diese wird ebenfalls von den Umgebungsbedingungen wie erhöhte Temperaturen, UV-Strahlung, Alkalität, Feuchte und Frost-Tau-Wechsel beeinflusst. Basierend auf den wenigen bisher vorhandenen Informationen zu diesem Thema lässt sich schließen, dass Carbonfasern scheinbar die geringste Anfälligkeit für einen Kriechbruch aufweisen, während Aramidfasern mäßig anfällig sind und Glasfasern die höchste Anfälligkeit besitzen [90]. Um Dauerstandfestigkeiten für Standzeiten von 50 oder sogar 100 Jahren angeben zu können, wurden die Ergebnisse aus Kurzzeitkriechversuchen in Laboren, die in der Regel weniger als 100 h andauerten [86], linear extrapoliert [90]. Zum Beispiel wurden aus Daten von Kriechversuchen an FVK-Stäben bei Raumtemperatur mit unterschiedlichen Belastungsniveaus Dauerstandfestigkeiten von 29 – 55% der Anfangszugfestigkeit für GFK-Stäbe, 47 – 66% für AFK-Stäbe und 79 – 93% für CFK-Stäbe nach 50 Jahren berechnet [90]. In [91] werden für FVK-Stäbe Richtwerte für Maximalspannungen vorgeschlagen, die unter einer konstanten Dauerbelastung mit einem Sicherheitsfaktor von 1,67 ertragen werden können. Für GFK beläuft sich diese Spannung auf 20%, für AFK auf 30% und für CFK auf 55% der Anfangszugfestigkeit wobei diese Werte nach [90] als konservativ einzuschätzen sind.

2.2.3.4.2 Ermüdung

Aramid- und besonders Kohlenstofffasern weisen bei schwingender Belastung nur eine geringe Festigkeitsabnahme auf, Glasfasern dagegen eine sehr viel stärkere [89]. Ein ähnliches Ermüdungsverhalten wie Glasfasern zeigen auch Kunststoffmatrizes auf Epoxidharzbasis [89]. Wie das Kurzzeit- und das ruhende Langzeitbelastungsverhalten wird auch das Ermüdungsverhalten der UD-Einzelschicht, sofern die Matrix nennenswert belastet wird, maßgeblich durch diese beeinflusst [89]. Bei einer Zugschwellbeanspruchung längs zur Faser weist CFK nach 10^6 Lastwechseln noch rund 65% bis 85%, aramidverstärktes Epoxid noch rund 70%, GFK dagegen nur noch rund 30% der Kurzzeitfestigkeit auf (siehe Abbildung 2.17) [89]. Schwingende Belastungen mit wechselndem Vorzeichen und Druckschwellbeanspruchungen werden von FVK, im Gegensatz zu Metallen, schlechter ertragen als Zugschwellbeanspruchungen [89]. So kann eine CFK UD-Einzelschicht 10^6 Lastwechsel bei schwellegendem Schub (parallel/senkrecht zur Faser) bei einer Belastung von 75% und bei wechselndem Schub bei einer Belastung von nur 30% der Kurzzeitschubfestigkeit ertragen. Generell sind Ermüdungsschädigungen in FVK ein komplexes Thema aufgrund von mehreren an unterschiedlichen Orten eines Elementes auftretenden Schädigungsmechanismen, die eine Rolle spielen, wie beispielsweise Rissbildungen in der

Matrix, Faserbruch, Sammelrissbildung, Beginn von Delaminationen und Wachstum von Delaminationen [92]. Deshalb versagen FVK-Bauteile in der Regel aufgrund einer Reihe von voneinander abhängigen Schadensereignissen [86]. Das Ermüdungsverhalten wird weiterhin durch Temperatur und Feuchtigkeit sowie durch Alkalität, den Herstellprozess, das Spannungsverhältnis, die Oberspannung sowie die Testmethode beeinflusst [90]. Wobei hohe Temperaturen und Feuchte sowie die Anwesenheit von korrosiven Medien nach [90] tendenziell das Ermüdungsverhalten verschlechtern. Dies ist aber selbstverständlich stark von der verwendeten Faserart und vom Harz des FVK abhängig, weshalb Verallgemeinerungen generell schwierig sind [90]. In [91] wird angegeben, dass beim Einsatz von FVK-Stäben in Konstruktionen sicherheitshalber die FVK-Spannung auf 20% der Kurzzeitfestigkeit für GFK, auf 30% für AFK und auf 55% für CFK begrenzt werden sollte, wobei diese Werte nach [90] als konservativ einzuschätzen sind.

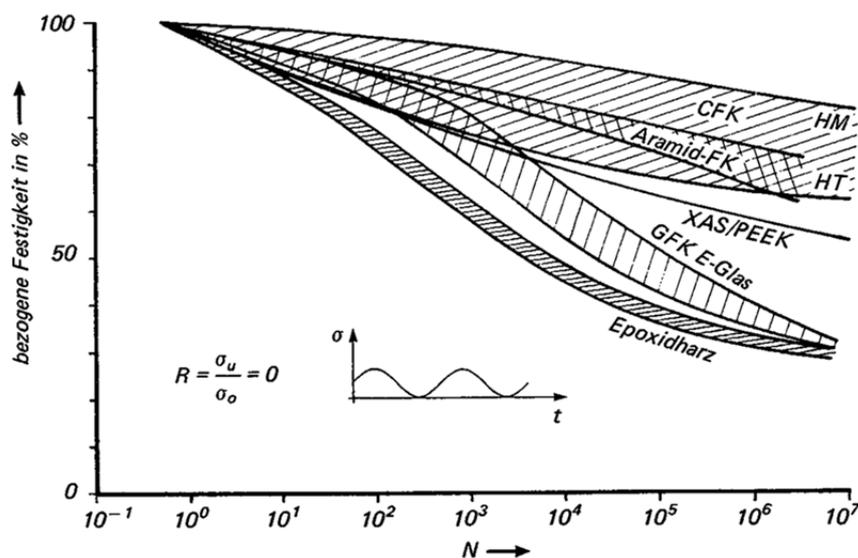


Abbildung 2.17: Ermüdungsfestigkeit bei Zugschwellbelastung von Epoxidharz ohne und mit Faserverstärkungen bei Raumtemperatur und einem Verhältnis $R = \sigma_u / \sigma_o = 0$ (Faservolumenanteil der UD-Einzelschichten: 0,5 bis 0,6) aus [89]

2.3 Vordimensionierung

2.3.1 Mechanisches Modell

Für die Vordimensionierung der Hybridanker werden unter anderem die Annahmen aus der Formfindung aufgegriffen und in einem mechanischen Modell gebündelt. Die geometrischen Außenabmessungen ergeben sich aus mehreren verschiedenen Aspekten wie der einwirkenden Kraft, dem Untergrund, der Art der Umschnürung und der geometrischen Ausbildung der Kugelbundmutter. Nachfolgend ist in Abbildung 2.18 das mechanische Modell als Grundlage die für die Ermittlung der Geometrie der Hybridanker dargestellt.

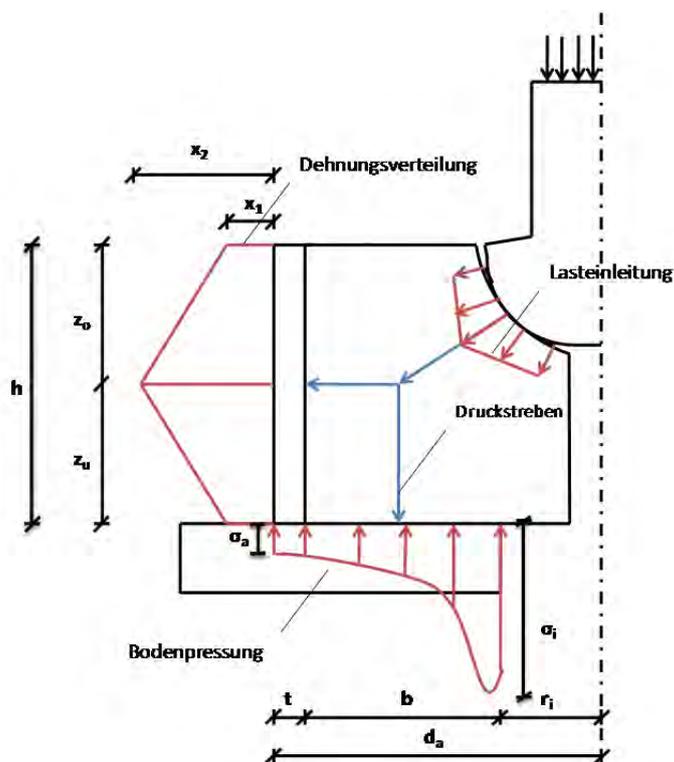


Abbildung 2.18: Randbedingungen zur Bestimmung der Geometrie der Hybridankerplatten, [95]

Für die Vordimensionierung und damit die Bestimmung der Ringdicke, Höhe und Durchmesser der Hybridankerplatten sind somit eine Reihe verschiedener Faktoren zu berücksichtigen:

- Steifigkeit der Umschnürung in Umfangsrichtung
- Abhängigkeit Ringhöhe / Ringdicke (Steifigkeit EA)
- Widerstand des UHPC gegen Durchstanzen
- Spannungsverteilung unterhalb der Hybridankerplatte und in der Umschnürung
- Wahl und Anordnung der Druckstreben

Die Vordimensionierung der Hybridanker soll derart ausgelegt werden, dass eine kurzzeitige Belastung mit der 1,3-fachen charakteristischen Nennbruchlast F_{pk} des Stabes ohne Versagen ertragen werden kann.

2.3.2 Hybridankerdurchmesser

Die Dimensionierung der Hybridankerplatte ist wesentlich vom verwendeten Untergrund abhängig. Um eine Schädigung des Bauwerks zu vermeiden muss der Durchmesser der Hybridankerplatte ausreichend groß gewählt werden. Bei der Bestimmung bzw. Wahl des Außendurchmessers spielt auch die Materialwahl eine Rolle. Stahlrohre haben genormte Außendurchmesser und werden deshalb in bestimmten Standardabmessungen produziert. Dies ist sowohl beim Außendurchmesser als auch der Ringdicke zu beachten. Faserverbundwerkstoffe dagegen sind auf Grund der Fertigungsverfahren in den meisten Durchmessern und Wandstärken herstellbar.

Für die Vordimensionierung wird eine Mindestbetonfestigkeit von $f_{cm,cube,150} = 25$ MPa angesetzt. Unter Berücksichtigung des in einem Bauwerk vorherrschenden mehraxialen Spannungszustandes wird der Außendurchmesser in Anlehnung an die Formel für Teilflächenbelastung gemäß DIN 1045-1:2008 Abschnitt 10.7, [9], bestimmt, auch wenn in diesem Fall eine Öffnung im Untergrund vorhanden ist. Als Festlegelast wird die 1,3-fache Nennbruchlast F_{pk} des zugehörigen Zugglieds gewählt. Unter Berücksichtigung der baupraktisch gewählten Lochdurchmesser können die erforderlichen Durchmesser bestimmt und die Stahlrohrgrößen entsprechend gewählt werden, vgl. Tabelle 2.9.

Tabelle 2.9: Rechnerisch erforderliche Außendurchmesser

<i>Prüfgröße (entspr. Stabdurchmesser) [mm]</i>	<i>charakteristische Nennbruchlast F_{pk} [kN]</i>	<i>baupraktischer Lochdurchmesser [mm]</i>	<i>erf. Hybridankerdurchmesser [mm]</i>	<i>gewählter Hybridankerdurchmesser d [mm]</i>
26,5	579	72	142,2	146,0
32	844	80	168,3	168,3
36	1069	80	184,8	191,0
47	1822	110	243,7	244,5
63,5	2534	150	297,1	298,5
75	4639	160	405,6	406,4

2.3.3 Hybridankerhöhe

Der Widerstand des Hybridankers bzw. UHPCs gegen „Durchstanzen“ der Kugelbundmutter wird durch mehrere Parameter bestimmt. Die Steifigkeit der Umschnürung definiert den mehraxialen Spannungszustand, der den Bruchwiderstand des UHPCs bestimmt. Die Höhe des Hybridankers beeinflusst je nach Neigung der Druckstreben die Lastausbreitung in die Umschnürung, sowie den Widerstand des UHPCs.

Da der exakte Widerstand des UHPCs von mehreren Faktoren abhängig ist und ohne Eingangswerte aus Versuchen schwer bestimmbar ist, wird die Höhe zunächst über ein geometrisches Verhältnis zur Lastausbreitung festgelegt. Hierbei bildet der ideale Lastangriffspunkt der Mutter den Ausgangspunkt. Die Höhe wird so gewählt, dass der Lastangriffspunkt der Zugkraft aus dem Druck- und Zugstrebenmodell in der Mitte der Umschnürung liegt. Die erforderliche Höhe ergibt sich mit $b + c$, wobei das Verhältnis $a / b = 0,85$ beträgt.

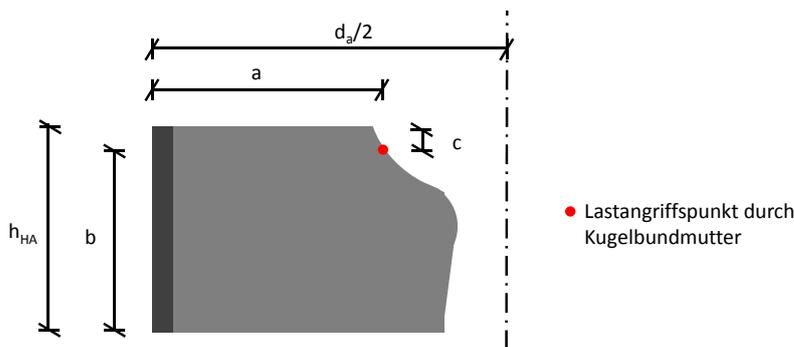


Abbildung 2.19: Geometrische Randbedingungen zur Bestimmung der Hybridankerhöhe

Tabelle 2.10 zeigt die erforderlichen Höhen, wobei diese zur Kalibrierung und Verifizierung des Modells in der FE-Modellierung und der praktischen Untersuchung des Bauteilwiderstands variiert werden.

Tabelle 2.10: Rechnerisch erforderliche Hybridankerhöhe

Prüfgröße (entspr. Stabdurchmesser) [mm]	c [mm]	a [mm]	b [mm]	erforderlich h [mm]
26,5	6,9	40,6	47,7	54,7
32	8,0	50,2	59,0	67,0
36	8,1	54,7	64,4	72,4
47	10,2	71,9	84,6	94,8
63,5	15,8	80,1	94,2	110,0
75	21,8	121,7	143,2	165,0

Mit Hilfe der Versuchsergebnisse soll die Berechnung um den Widerstand des UHPCs gegen Durchstanzen erweitert werden. Abbildung 2.20 zeigt schematisch den

Ansatz zur Berücksichtigung des Widerstands unter Berücksichtigung der ideellen Bruchfläche beim Versagen. Ist der Schubwiderstand bekannt kann über die erforderliche Bruchfläche die Mindesthöhe des Hybridankers bestimmt werden.

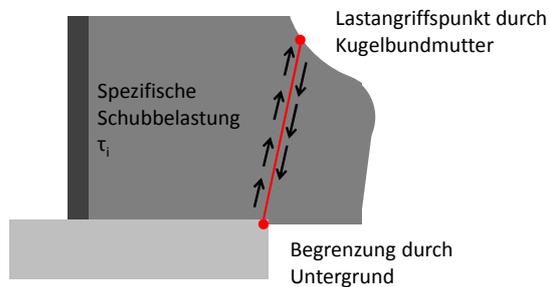


Abbildung 2.20: Spezifische Schubbelastung bei Versagen des Hybridankers durch Durchstanzen

2.3.4 Umschnürung

Die Steifigkeit der Umschnürung ist entscheidend für den mehraxialen Spannungszustand im UHPC. Je nach Höhe des Hybridankers wird eine bestimmte Menge an Stahl, GFK, CFK oder Betonstahl benötigt, um die Zugkräfte ohne zu große Verformungen aufzunehmen. Als Referenz wird zunächst die erforderliche Dicke des Stahlrings bestimmt. Die Flächen der anderen Umschnürungsarten werden mit Hilfe einer Umrechnung der Zugfestigkeiten ermittelt. Um die Verformungen zu begrenzen soll die durchschnittliche Spannung im Stahlring bei einer Belastung von $1,3 F_{pk}$ auf die Streckgrenze begrenzt werden. Der Innendruck durch die Zugkräfte aus der Belastung kann auf eine Zugkraft im Stahlring umgerechnet werden. Die Zugfestigkeit des UHPCs wird bei der Berechnung vernachlässigt.

Unter Berücksichtigung der erforderlichen Höhen können so erforderliche Ringdicken ermittelt werden. Bei der endgültigen Ringdickenwahl müssen die verfügbaren Ringdicken bei den Stahlrohren berücksichtigt werden. Für CFK und GFK sind die Dicken theoretisch frei wählbar. Tabelle 2.11 zeigt die erforderlichen Ringdicken für Stahl der Güte S355.

Tabelle 2.11: Rechnerisch erforderliche Ringdicke bei einer Umschnürung mit Stahlring aus S355

<i>Prüfgröße (entspr. Stabdurchmesser) [mm]</i>	<i>charakteristische Streckgrenze [N/mm²]</i>	<i>erforderliche Hybridankerhöhe [mm]</i>	<i>erforderliche Ringdicke bei S355 [mm]</i>
26,5	355	54,7	6,1
32	355	67,0	7,6
36	355	72,4	8,7
47	355	94,8	11,2
63,5	355	110,0	14,1
75	355	165,0	16,1

2.4 FE-Modellierung

Neben umfangreichen experimentellen Untersuchungen zur Festlegung der genauen Abmessungen der Hybridankerplatten wurden ergänzende Finite Elemente Simulationen durchgeführt, mit deren Hilfe verschiedene Parameter, wie beispielsweise Ringdicke, Hybridankerhöhe oder Auflagersituation, variiert und die Auswirkungen auf die Versagenslast des Körpers untersucht werden konnten. Hierbei wurde auf das FE-Programm ANSYS 14.5 zurückgegriffen, mit dem zunächst die Hybridankerplatte im Preprocessing modelliert, anschließend das entstandene FE-Modell im Processing gelöst und schließlich die Ergebnisse im Postprocessing genauer analysiert werden können.

2.4.1 Preprocessing und Processing

Im Preprocessing wird das FE-Modell der Hybridankerplatte erstellt. Hierbei kann die Rotationssymmetrie der Platten genutzt werden, um die Rechenzeiten möglichst gering zu halten. Im Processing wird schließlich das erstellte FE-Modell mit einer festgelegten Lösungsmethode berechnet.

2.4.1.1 Geometrieerstellung und Elementwahl

Mit Hilfe von grundlegenden geometrischen Körpern und booleschen Operatoren wurde zunächst ein 2D-Modell einer Hybridankerplatte mit einer Kugelbundmutter, die zur Lasteinleitung dient, und einer Auflagerplatte erstellt (siehe Abbildung 2.21). Um das Verhalten der rotationssymmetrischen Hybridankerplatte mit diesem 2D-Modell simulieren zu können, müssen geeignete Elementtypen ausgewählt werden, die sowohl eine axialsymmetrische Berechnung ermöglichen als auch das nichtlineare Materialverhalten von UHPC und Stahl sowie das linear-elastische Verhalten der FVK abbilden können. Zur Realisierung einer axialsymmetrischen Berechnung steht in ANSYS unter anderem das vierknotige Solid Element *Plane182* zur Verfügung (siehe Abbildung 2.22). Hierzu muss eine „Keyoption“ des Elementes aktiviert werden, infolge derer das tatsächlich berechnete Modell sozusagen durch eine Rotation der 2D-Geometrie um die y-Achse erzeugt wird [100]. Da das Element *Plane182* sich zudem sowohl für die Abbildung des Materialverhaltens von UHPC als auch von Stahl und FVK eignet, wurde bei der Modellbildung sowohl für den UHPC-Kern als auch für den Ring, die Kugelbundmutter und die Auflagerplatte auf diesen Elementtyp zurückgegriffen.

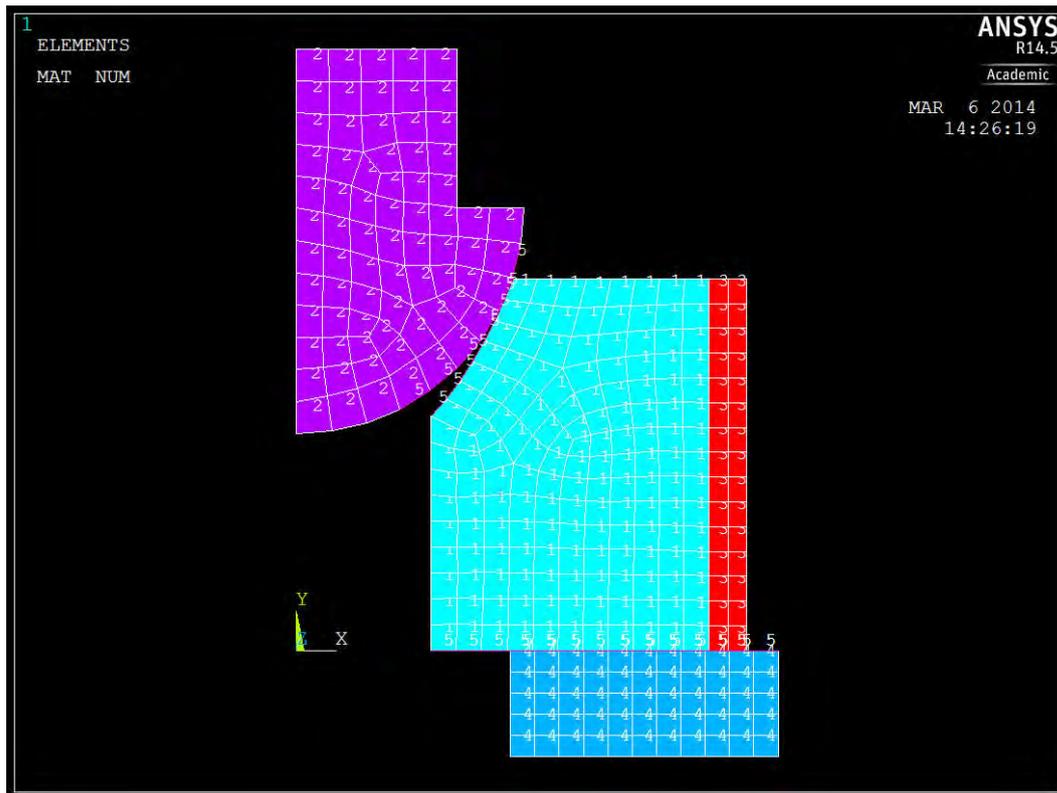


Abbildung 2.21: 2D-Modell einer Hybridankerplatte mit Kugelbundmutter und Stahlauflegerplatte (Kugelbundmutter = lila; UHPC-Kern = hellblau; Ring = rot; Auflagerplatte = blau)

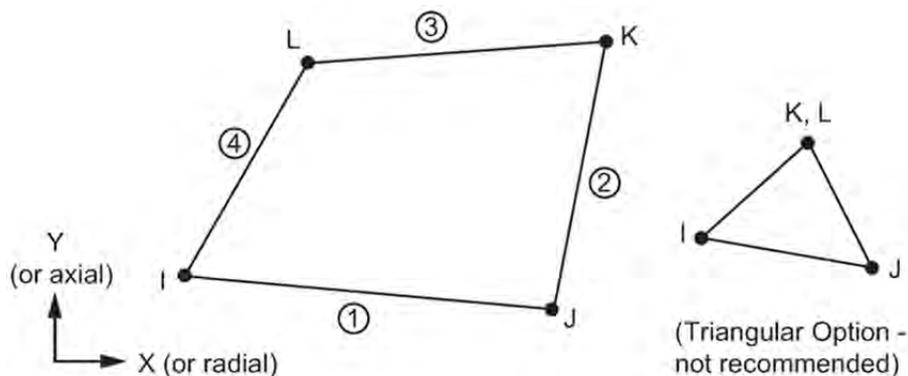


Abbildung 2.22: Elementtyp Plane182 aus [100]

2.4.1.2 Materialmodellierung

Um bei FE-Berechnungen ein brauchbares Ergebnis zu erhalten, spielt die Definition des Materialverhaltens eine entscheidende Rolle. Während in ANSYS standardmäßig hinreichend Materialmodelle zur Beschreibung des realen Verhaltens von Stahl zur Verfügung stehen, stellt das spröde nichtlineare Verhalten von UHPC eine Herausforderung dar. Insbesondere aufgrund des sehr unterschiedlichen Verhaltens im Druck- und im Zugbereich sowie des Auftretens von Rissbildungen und damit verbundenen Entfestigungen wird ein sehr komplexes Materialmodell benötigt, das diese und auch andere physikalische Phänomene des UHPC ausreichend genau abbilden

kann. Gleichzeitig muss aber auch die numerische Umsetzung des Materialmodells robust und effizient sein und ein möglichst gutes Konvergenzverhalten gewährleisten. Für die Modellierung des UHPC wurde deshalb im Rahmen der FE-Simulationen des Hybridankers auf die, am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München verfügbare, Materialbibliothek *multiPlas* der Dynardo GmbH zurückgegriffen. Im Speziellen wurde dabei das Materialmodell *law14* verwendet, das nachfolgend auf Grundlage von [101] kurz dargestellt werden soll.

Bei *Law14* handelt es sich um ein Materialmodell, das speziell für FE-Berechnungen mit Beton entwickelt wurde und bei dem das Bruchverhalten des Betons durch die Fließfläche nach Menétrey-Willam [102] beschrieben wird. Es können verschiedene Arten von Verfestigungs- und Entfestigungskurven sowohl für den Druck- als auch für den Zugbereich definiert werden. Als Grundeingabeparameter des Modells sind neben dem Elastizitätsmodul, der Querdehnzahl, der Dichte, der einaxialen Druckfestigkeit R_d und Zugfestigkeit R_z auch Werte wie der Dilatanzwinkel ψ oder die zweiaxiale Druckfestigkeit R_u anzugeben, damit auch das mehraxiale Tragverhalten von Beton abgebildet werden kann. Weitere Informationen hierzu finden sich unter anderem in [101]. Nach Tabelle C.2 und Tabelle C.3 wurde für die FE-Berechnungen eine Rohdichte von 2.500 kg/m^3 , ein Elastizitätsmodul von 45.000 N/mm^2 , eine einaxiale Zugfestigkeit von $14,0 \text{ N/mm}^2$ und eine einaxiale Druckfestigkeit von 160 N/mm^2 verwendet. Des Weiteren wurde in Anlehnung an [10] eine Querdehnzahl von 0,2 für den grobkörnigen UHPC festgelegt und nach Abschnitt C.1.7.1 eine zweiaxiale Druckfestigkeit von $1,05 \cdot R_d$. Der Dilatanzwinkel ψ kann nach [103] für Beton zwischen Werten von 0° bis 35° variieren und wird in Anlehnung an Gödde, der in [103] für Beton und Stahlfaserbeton einen realistischen Wert von 15° festsetzt, ebenfalls auf 15° festgelegt.

In Verbindung mit *law14* sind lineare ($mlaw = 0$) und exponentielle ($mlaw = 1$) Entfestigungsfunktionen auswählbar, wobei je nach Auswahl unterschiedliche Materialparameter angegeben werden müssen. Bei der Wahl von $mlaw = 0$ wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Druckbereich durch eine Kombination aus nichtlinearer Verfestigungs- und linearer Entfestigungsfunktion beschrieben (siehe Abbildung 2.23 links), wohingegen im Zugbereich ein lineares Verhalten sowohl bis zum Erreichen von R_z als auch während der Entfestigung vorliegt (siehe Abbildung 2.23 rechts). Für die beiden Bereiche sind folgende Werte anzugeben:

- Ω_{ci} : relatives Druckspannungsniveau bei Beginn der nichtlinearen Verfestigung
- κ_{cm} : plastische Dehnung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit R_d
- Ω_{cr} : relatives Restdruckspannungsniveau nach Entfestigung
- κ_{cr} : plastische Grenzdehnung bei Druckbeanspruchung

- Ω_{tr} : relatives Restzugspannungsniveau nach Entfestigung
- κ_{cr} : plastische Grenzdehnung bei Zugbeanspruchung

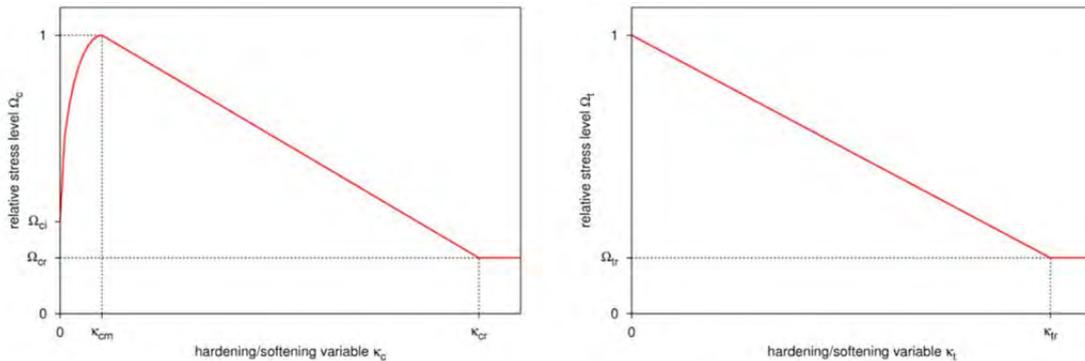


Abbildung 2.23: Verfestigungs- und lineare Entfestigungsfunktionen von law14, $m_{law} = 0$ (links – Druckbereich; rechts- Zugbereich) aus [101]

Bei der Wahl von $m_{law} = 1$ wird die Spannungs-Dehnungsbeziehung im Druckbereich sowohl im Verfestigungsbereich kurz vor dem Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit als auch im Entfestigungsbereich kurz danach durch ein sogenanntes „power hardening bzw. softening law“ beschrieben. An das „power softening law“ schließt dann eine exponentielle Entfestigungsfunktion an (siehe Abbildung 2.24 links). Im Zugbereich wird hingegen ein lineares Verhalten bis zum Erreichen von R_z und anschließend direkt eine exponentielle Entfestigung vorgegeben, deren genaue Form durch die Bruchenergie G_{ft} , die aufgrund der Rissbildung frei wird, bestimmt wird (siehe Abbildung 2.24 rechts). Für die beiden Bereiche sind folgende Werte anzugeben:

- Ω_{ci} : relatives Druckspannungsniveau bei Beginn der nichtlinearen Verfestigung
- κ_{cm} : plastische Dehnung bei Erreichen der einaxialen Druckfestigkeit R_d
- κ_{cu} : plastische Dehnung, die das Ende des „power softening“ festlegt
- Ω_{cu} : relatives Druckspannungsniveau bei κ_{cu}
- Ω_{cr} : relatives Restdruckspannungsniveau nach Entfestigung
- Ω_{tr} : relatives Restzugspannungsniveau nach Entfestigung
- G_{ft} : Bruchenergie [Nm/m^2]

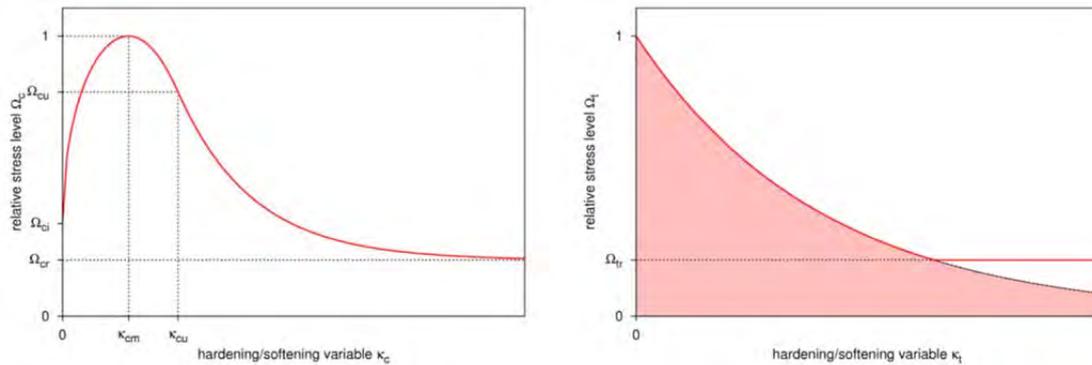


Abbildung 2.24: Verfestigungs- und exponentielle Entfestigungsfunktionen von law14, mlaw = 1 (links – Druckbereich; rechts- Zugbereich) aus [101]

Das Verhalten von relativ spröden Materialien wie UHPC, die sich sowohl bei Druckbeanspruchung als auch bei Zugbeanspruchung durch einen schnellen Festigkeitsabfall nach dem Erreichen der einaxialen Festigkeiten auszeichnen, ist numerisch sehr schwierig umzusetzen, weshalb es bei solchen Materialien häufig zu Konvergenzproblemen kommt. Zusätzlich sind bei UHPC, wie in Abschnitt C.1.1 erläutert, viele Parameter im Entfestigungsbereich von der Fasermenge, der Fasergeometrie und der Faserorientierung abhängig und deshalb erheblichen Schwankungen unterworfen. Eine exakte Angabe dieser Werte ist aus diesem Grund nur schwer möglich und es müssen sinnvolle Abschätzungen für die Parameter im FE-Materialmodell getroffen werden. In [10] wird beispielsweise berichtet, dass die Bruchenergie G_{ft} bei Keilspaltversuchen an UHPC-Körpern je nach Fasergeometrie und -gehalt zwischen 1.200 und 40.000 N/m schwanken kann, wobei auch die Faserausrichtung, die in der Regel nicht bekannt ist, eine wesentliche Rolle spielt. Im Rahmen der durchgeführten FE-Berechnungen wurden deshalb zunächst auf Grundlage von [10] sinnvolle Werte für die benötigten Materialparameter im Entfestigungsbereich abgeschätzt, die teilweise im Verlauf der Berechnungen angepasst wurden. Dabei ist zu erwähnen, dass diese Parameter hauptsächlich den Nachbruchbereich der Hybridankerplatten beeinflussen und auf die erreichbare Versagenslast nur geringe Auswirkungen haben. Da die FE-Berechnungen vor allem mit dem Ziel durchgeführt wurden das mechanische Verhalten bis zum Bruchzustand zu untersuchen, ist eine Vorhersage der zu erwartenden Versagenslast in der Regel ausreichend. Im Verfestigungsbereich unter Druckbeanspruchung wurde der Parameter Ω_{ci} , der das Druckspannungsniveau bei Beginn der nichtlinearen Verfestigung beschreibt, in Anlehnung an Abschnitt C.1.1 auf 0,8 festgesetzt.

Der Ring, die Kugelbundmutter und die Auflagerplatte wurden aus Stahl modelliert und es wurde ein dementsprechendes elasto-plastisches Materialmodell mit den Kennwerten Elastizitätsmodul = 210.000 N/mm², Querdehnzahl = 0,3, Streckgrenze = 355 N/mm² und Zugfestigkeit = 510 N/mm² ausgewählt. Diese Werte entsprechen den Werten aus Tabelle 3.4.

2.4.1.3 Kontaktmodellierung

Bei Belastung wird, wie bereits in Abschnitt 2.1.2 beschrieben, die Kugelbundmutter in den UHPC-Kern gedrückt. Dabei verformen sich mit steigender Belastung sowohl der UHPC als auch die Mutter, um die eingeleitete Kraft auf eine größere Kontaktfläche zu verteilen und so die lokalen Spannungen zu reduzieren. Um solch ein Verhalten in einem FE-Modell simulieren zu können, ist der Einsatz von Kontaktelementen zwischen Kugelbundmutter und UHPC-Kern erforderlich. Auf diese Weise können die Kontaktbedingungen, d.h. die Kraftübertragung durch Reibung und durch Druck, zwischen den beiden Bauteilen definiert werden. Die Verwendung von Kontaktelementen führt jedoch aufgrund der Deformationen der Kontaktflächen bei Laststeigerung sozusagen zu einer ständigen Änderung der Randbedingungen in den Kontaktbereichen. Dies ist gleichbedeutend mit einer zusätzlichen Nichtlinearität, die durch die Kontaktmodellierung ins System eingebracht wird, weshalb die Modellierung von Kontakten zu zusätzlichen Konvergenzproblemen führen kann.

Neben dem Bereich zwischen Kugelbundmutter und Aussparungsbereich des UHPC-Kerns, müssen auch zwischen Hybridankerplattenunterseite und Auflagerplattenoberseite Kontaktelemente eingefügt werden, die eine realistische Querdehnungsbehinderung des UHPC-Kerns durch die Stahlaullagerplatte simulieren. In ANSYS stehen mehrere Elemente zur Modellierung eines Kontaktproblems zur Verfügung. Dabei besteht ein Kontaktproblem immer aus einem oder mehreren Paaren von target- und contact-Elementen, die auf die gewünschten Oberflächen aufgebracht werden und zwischen denen bei Berührung Kräfte gemäß den Kontaktbedingungen übertragen werden. Im vorliegenden Fall wurde zur Kontaktmodellierung für beide oben beschriebenen Bereiche das target-Element *Target169* und das contact-Element *Contact172* verwendet. Genauere Hinweise zu diesen beiden Elementen finden sich in [100]. In Abbildung 2.21 sind die aufgebrachten Kontaktelemente in den beiden Bereichen zu sehen und mit der Elementnummer 5 bezeichnet. Zur Festlegung der Kontaktbedingungen muss noch ein Reibungskoeffizient zwischen der UHPC- und der Stahlfläche angegeben werden. In [104] wird für den Gleitsicherheitsnachweis von Traggerüsten ein Reibungsbeiwert zwischen Stahl und Beton von 0,2 bis 0,4 angegeben. Da der UHPC-Kern sowohl an der Unterseite als auch im Aussparungsbereich tendenziell eine relativ glatte Oberfläche aufweist und ein höherer Reibungskoeffizient auch eine höhere Querdehnungsbehinderung und somit ein günstigeres Tragverhalten der Hybridankerplatte nach sich zieht, wurde für die FE-Berechnungen auf der sicheren Seite liegend ein Wert von 0,2 festgelegt.

Neben den beiden soeben beschriebenen Bereichen wäre zusätzlich auch noch eine Kontaktmodellierung im Bereich zwischen Stahlring und UHPC möglich gewesen. Da der Stahlring aber bereits bei Versuchsbeginn direkt am UHPC-Kern anliegt

(Ring ist Schalung für UHPC) und somit kein Spalt zwischen beiden Bauteilen vorliegt und auch während des Versuches kein Spalt entsteht, da der UHPC-Kern sich unter Druckbeanspruchung nach außen ausdehnt und der Ring als Umschnürung in der gleichen Höhe auch dieselben Verschiebungen erfährt, kann zwischen den beiden Bauteilen ein direkte Kopplung der Verschiebungen in x-Richtung erfolgen. In y-Richtung könnte zwar theoretisch eine Relativverschiebung zwischen beiden Bauteilen stattfinden, aber da beide Bauteile auf der Unterseite direkt auf der Auflagerplatte aufstehen, ist diese voraussichtlich äußerst gering und beeinflusst zudem das Tragverhalten der Hybridankerplatte kaum. Aus den genannten Gründen kann also in diesem Bereich ohne Bedenken auf eine zusätzliche Kontaktmodellierung, die wie oben beschrieben zu Konvergenzproblemen führen kann, verzichtet werden und eine feste Kopplung der Verschiebungen von UHPC-Kern und Stahlring erfolgen. Dies erspart Rechenaufwand und verbessert das Konvergenzverhalten.

2.4.1.4 Lagerbedingungen, Vernetzung, Lastaufbringung und Solver

Nach der Erstellung der Geometrie, der Festlegung der Elementtypen und der Auswahl von geeigneten Materialmodellen müssen nun noch Auflager angebracht und eine Lastaufbringung festgelegt werden. Außerdem muss das Modell noch sinnvoll vernetzt werden und eine geeignete Lösungsmethode für die Berechnung des FE-Modells ausgewählt werden.

Die richtige FE-Vernetzung ist einer der entscheidenden Faktoren um eine gute und realistische Nachrechnung eines Bauteils zu gewährleisten. Dabei sollte man sowohl auf die Wahl geeigneter Elementtypen als auch auf eine gleichmäßige Netzstruktur achten. Stark verzerrte Elemente sollten möglichst vermieden werden, da solche Elemente zu einem Abbruch der Berechnung führen können. Feinere Netze führen in der Regel zu genaueren Ergebnissen, aber erhöhen auch den Rechenaufwand erheblich, weshalb stets eine Abwägung zwischen Netzfeinheit und Rechenaufwand erfolgen muss. Da die durchgeführten FE-Berechnungen eher zum Zweck der groben Formoptimierung der Hybridankerplatten dienen und keine genauen Versuchsnachrechnungen bezwecken, wird für die Berechnungen eine mittlere Netzfeinheit gewählt. Die Elementkantenlänge wird dabei in Abhängigkeit von der Hybridankerhöhe gewählt. In Abbildung 2.25 ist beispielsweise ein FE-Netz für einen Hybridanker mit einer Bauteilhöhe von 70 mm dargestellt.

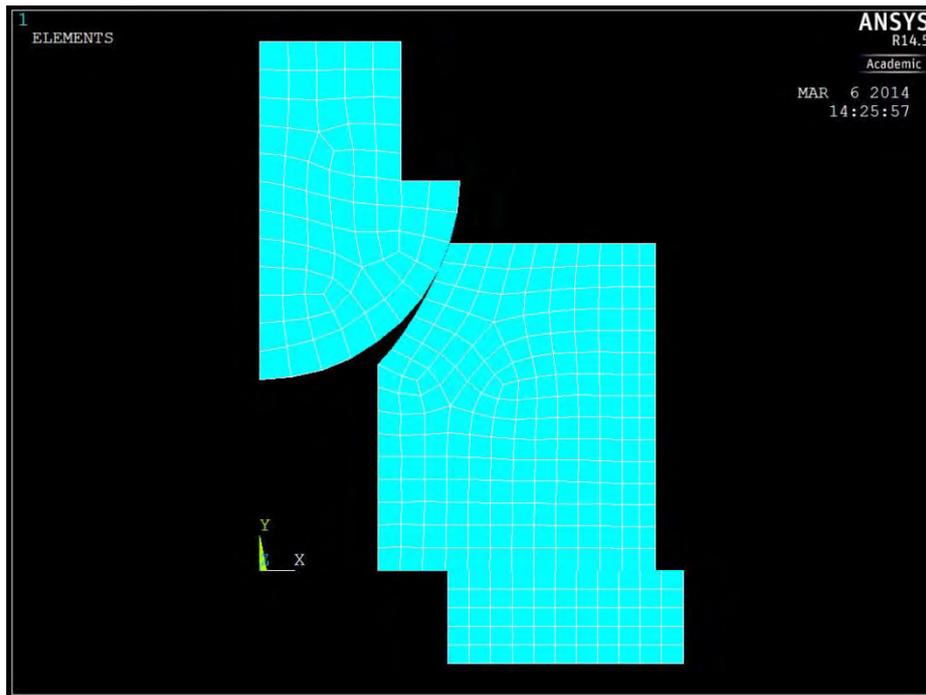


Abbildung 2.25: Beispielnetz für ein FE-Modell eines Hybridankers mit einer Höhe von 70 mm

Als Auflagerbedingungen für das FE-Modell wurden sämtliche Knoten an der Auflagerplattenunterseite sowohl in x- als auch in y-Richtung festgehalten, d.h. es wurden unverschiebliche Auflager angebracht. Dies entspricht den Randbedingungen der durchgeführten Druckversuche (siehe Abschnitt 3.3.1), mit denen die FE-Berechnungen verglichen wurden.

Abweichend von den Druckversuchen, die lastgesteuert geprüft wurden (vgl. Abschnitt 3.3.1), wurde die Last in den FE-Simulationen flächig auf der Oberseite der Kugelbundmutter weggesteuert und schrittweise aufgebracht. Die genaue Verschiebungszunahme pro Zeitschritt wird dabei von einem in ANSYS integrierten Algorithmus automatisch gesteuert, der das Verschiebungsinkrement in Abhängigkeit von der Ausprägtheit des nichtlinearen Verhaltens des Hybridankers anpasst. D.h. solange sich der Hybridanker weitestgehend elastisch verhält, wird das Verschiebungsinkrement relativ groß gewählt und sobald der Hybridanker zunehmend plastisches Verhalten aufweist, wird das Verschiebungsinkrement entsprechend verringert, um Konvergenz zu erreichen. Insgesamt wurde bei den FE-Berechnungen eine Verschiebung von 15 mm aufgebracht, da dies auch in etwa dem erreichten, maximalen Maschinenweg in den Druckversuchen entspricht.

Als Lösungsmethode zur Berechnung des FE-Modells wurde das volle Newton-Raphson-Verfahren verwendet, das auch standardmäßig in ANSYS verwendet wird. Dabei handelt es sich um ein implizites Verfahren, d.h. in jedem Zeitschritt, in dem ein neues Lastinkrement aufgebracht wird, werden solange Iterationen durchgeführt, bis das Residuum, das sich aus der Differenz zwischen äußeren Kräften und inneren

Kräften ergibt, einen festgelegten Toleranzwert unterschreitet und somit ein statisches Gleichgewicht gefunden wurde. Bei der vollen Newton-Raphson-Iteration wird dabei in jedem Iterationsschritt eine neue Steifigkeitsmatrix aufgestellt, was zwar sehr rechenaufwendig ist, aber dafür in der Regel auch zu einer geringeren Anzahl an benötigten Iterationen pro Zeitschritt führt. In ANSYS können auch andere Modifikationen des Newton-Raphson-Verfahrens ausgewählt werden. Nähere Informationen hierzu findet man in den ANSYS-Handbüchern.

2.4.2 Postprocessing bzw. Auswertung der FE-Berechnungen

Im Postprocessing können die Ergebnisse der FE-Berechnungen, wie Verschiebungsverläufe, Spannungsverläufe, Versagenslasten usw., betrachtet und anschließend vom Nutzer ausgewertet werden.

2.4.2.1 Vergleich der FE-Berechnung mit Versuch 1.5

Zur Überprüfung des FE-Modells wurde zunächst Versuch 1.5 (siehe Abschnitt 3.2.1 und Abschnitt 3.5) nachgerechnet. Dabei handelt es sich um einen Hybridanker mit einem Durchmesser von 168,3 mm, einer Höhe von 70 mm, einer Stahlringdicke von 7,1 mm und einer Stahlauflegerplatte mit einem Lochdurchmesser von 80 mm. Die Geometrie des FE-Modells wurde dementsprechend modelliert (siehe Abbildung 2.21 und Abbildung 2.25) und berechnet. In Abbildung 2.26 ist die Kraft-Maschinenweg-Kurve aus dem realen Versuch 1.5 und die Kurve, die aus der FE-Berechnung erhalten wurde, dargestellt. Es zeigt sich, dass die beiden Verläufe sehr ähnlich sind und sowohl die Maximallasten als auch die zugehörigen Wege nur geringe Abweichungen voneinander aufweisen.

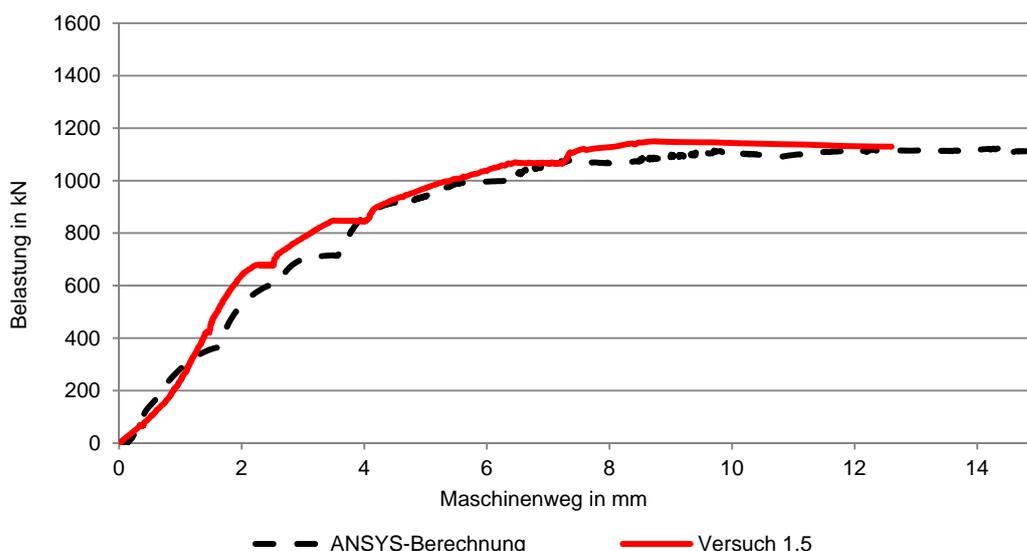


Abbildung 2.26: Vergleich der Kraft-Maschinenweg-Kurven der FE-Berechnung und des Versuchs 1.5

Neben der Kraft-Weg-Kurve wurden auch noch die Spannungen in x-, y- und z-Richtung sowie die Verschiebungsfigur und die plastischen Dehnungen näher analysiert, um auch das Tragverhalten und den Versagensmechanismus der Hybridankerplatte beurteilen und mit dem realen Versuch vergleichen zu können.

In Abbildung 2.27 ist der Verlauf der Spannungen in x-Richtung und in Abbildung 2.28 ist der Verlauf der Spannungen in y-Richtung dargestellt. Es ist zu sehen, dass sich gemäß dem mechanischen Modell, das bereits in Abbildung 2.18 gezeigt wurde, zwei Druckstreben ausbilden. Eine der beiden Druckstreben bildet sich in x-Richtung circa von der Auflagerlinie der Mutter bis zur Mitte des Ringes aus (vgl. Abbildung 2.27), während sich die andere Druckstrebe in y-Richtung von der Auflagerlinie der Mutter bis zum äußeren Rand der Auflagerplatte ausbildet (vgl. Abbildung 2.28). Dies entspricht relativ genau der mechanischen Modellvorstellung (siehe Abbildung 2.18). Außerdem kann in Abbildung 2.29 gesehen werden, dass der Stahlring über seine komplette Höhe Zugspannungen in z-Richtung aufweist, was die Umschnüpfungswirkung des Zugringes bestätigt. Die Zugspannungen innerhalb des Ringes liegen dabei über der Streckgrenze des Stahls, d.h. der Stahl erfährt bereits plastische Dehnungen und fließt und wird daher beim Versagen gut ausgenutzt. Auch diese Aspekte entsprechen den Beobachtungen und Messungen aus dem realen Versuch (vgl. z.B. Abschnitt 3.7.1.8). Im Anhang sind in Abbildung B.1 bis Abbildung B.3 ergänzend auch noch die Verläufe der ersten, zweiten und dritten Hauptspannungen dargestellt.

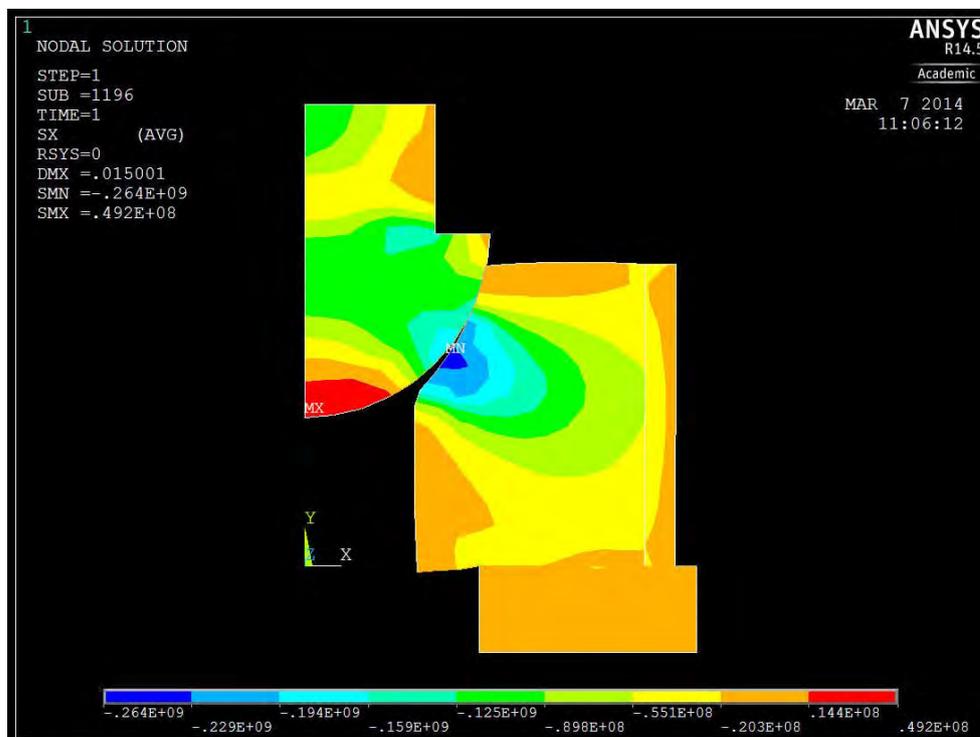


Abbildung 2.27: Spannungen in x-Richtung

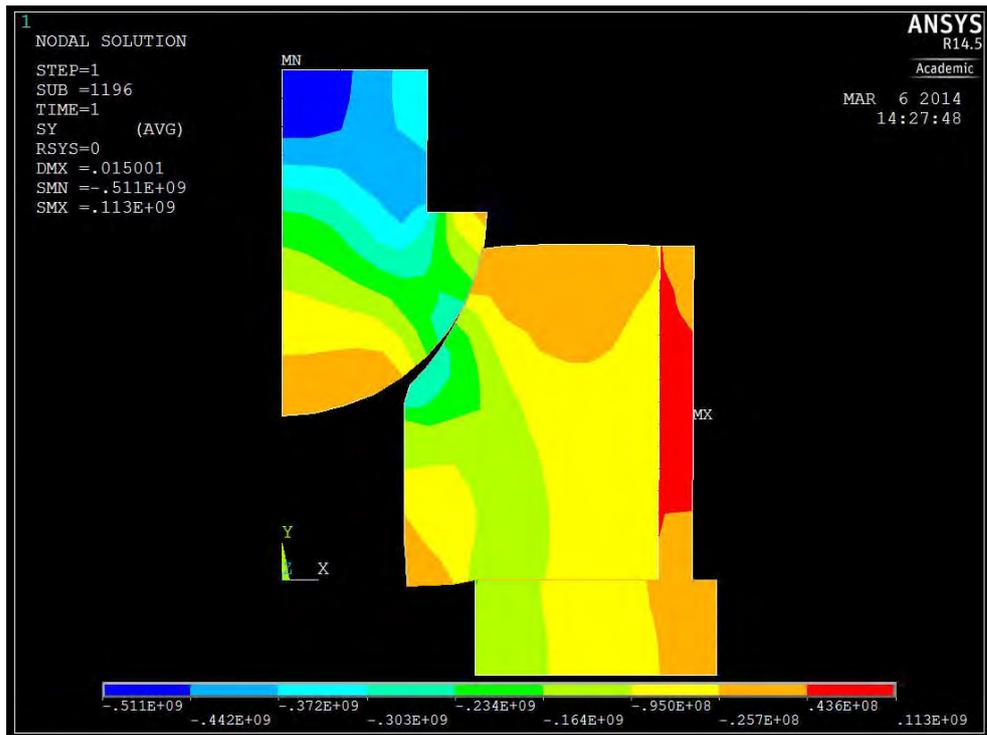


Abbildung 2.28: Spannungen in y-Richtung

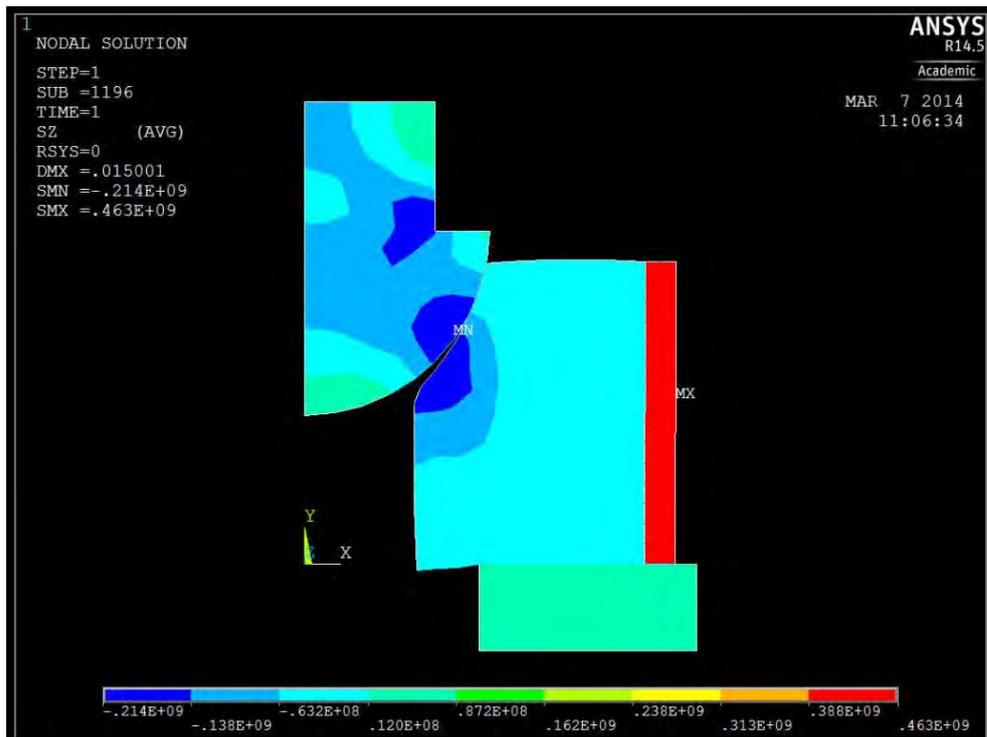


Abbildung 2.29: Spannungen in z-Richtung

Die Verschiebungsfigur in Abbildung 2.30 zeigt, dass sich die Kugelbundmutter mit zunehmender Belastung in den UHPC-Kern drückt. Im direkten Vergleich zum unverformten Körper in Abbildung 2.25 ist zu sehen, dass sich dabei die Kontaktfläche zwischen den beiden Materialien vergrößert hat. Dies entspricht der Theorie, die be-

reits in Abschnitt 2.1.2 erläutert wurde. Zudem kann anhand der weiß gestrichelten Linie in Abbildung 2.30, die den unverformten Körper darstellt, erkannt werden, dass sich der Stahlring gedehnt und eine Verschiebung nach außen erfahren hat. Außerdem ist zu erkennen, dass der UHPC-Kern im Bereich unterhalb der Kugelbundmutter starke Verformungen in vertikaler Richtung erfahren hat und durch das Loch in der Auflagerplatte gedrückt wird. Diese Beobachtung deckt sich mit dem Versagensmechanismus, der im realen Versuch beobachtet wurde (siehe Abschnitt 3.7.1.10). Dieses Durchstanzversagen lässt sich auch sehr gut an den plastischen Dehnungen, die in Abbildung 2.31 dargestellt sind, festmachen. Hier ist eindeutig zu sehen, dass im Bereich unterhalb der Kugelbundmutter die größten plastischen Dehnungen auftreten, was in der Realität gleichbedeutend mit der stärksten Rissbildung ist und somit ist der Durchstanzkegel klar erkennbar.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass das FE-Modell sowohl die Kraft-Weg-Kurve als auch das Tragverhalten und den Versagensmechanismus der Hybridankerplatte sehr gut abbilden kann und deshalb auch für die Formfindung von anderen Hybridankerplatten bzw. für die Untersuchung der Auswirkungen von Parametervariationen sehr gut geeignet scheint.



Abbildung 2.30: Verschiebungsfigur

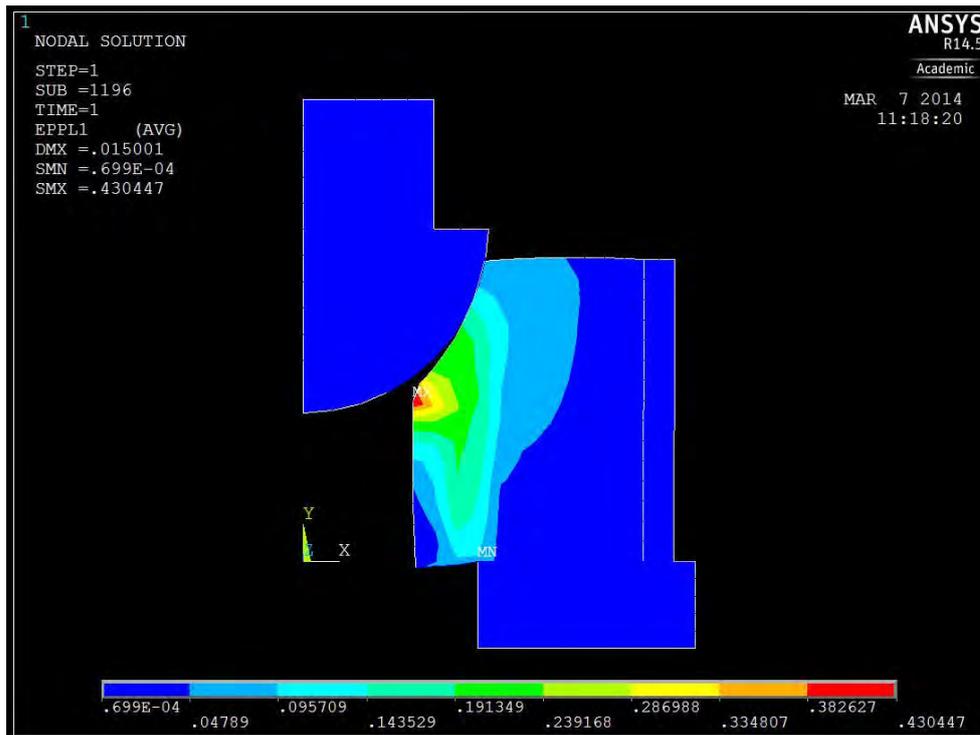


Abbildung 2.31: Plastische Dehnungen

2.4.2.2 Parametervariation

Im folgenden Abschnitt werden Ergebnisse von FE-Berechnungen diskutiert, bei denen jeweils ein Parameter der Hybridanker-Geometrie variiert wurde, um die Auswirkungen dieser Veränderungen auf die Versagenslast zu untersuchen. Als veränderliche Parameter wurden die Hybridankerhöhe, die Ringdicke und die Auflagersituation ausgewählt. Alle übrigen Parameter der Hybridanker-Geometrie entsprachen jeweils den bereits in Abschnitt 2.4.2.1 angegebenen Werten. D.h. in den FE-Berechnungen wurde ausgehend von einer Grundgeometrie für den Hybridanker mit einem Durchmesser von 168,3 mm, einer Höhe von 70 mm und einer Stahlringdicke von 7,1 mm sowie einer Stahlauflegerplatte mit einem Lochdurchmesser von 80 mm jeweils einer dieser Parameter variiert während alle anderen gleich gelassen wurden.

Da das grundsätzliche Tragverhalten und auch der grundsätzliche Versagensmechanismus bei sämtlichen berechneten Körpern nahezu identisch zum bereits ausführlich im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Hybridanker war, werden in der Folge nur noch die Kraft-Weg-Kurven der FE-Berechnungen dargestellt und analysiert und auf die Verschiebungsfiguren und Spannungszustände wird nicht mehr explizit eingegangen. Exemplarisch ist jedoch zu jeder Berechnung im Anhang in Abbildung B.4 bis Abbildung B.15 der Verlauf der ersten Hauptspannung, die Verschiebungsfigur sowie die plastischen Dehnungen angegeben.

2.4.2.2.1 Variation der Hybridankerhöhe

Als erster Parameter wurde die Hybridankerplattenhöhe variiert. Es wurden Hybridanker mit einer Höhe von 50 mm, 70 mm und 100 mm in ANSYS modelliert und berechnet. Wie aus den Abschnitten 2.3.3 und 3.7.1.2 hervorgeht, ist zu erwarten, dass bei einer größeren Höhe des Hybridankers der Durchstanzwiderstand des UHPC-Kerns aufgrund der vergrößerten Mantelfläche des Durchstanzkegels ansteigt und sich somit auch die Versagenslast erhöht. Die Kraft-Verschiebungs-Kurven der FE-Berechnungen, die in Abbildung 2.32 dargestellt sind, bestätigen diese Vermutung. Wie aus den Kraft-Verschiebungs-Kurven hervorgeht, unterscheidet sich die Steifigkeit der Hybridankerplatten zunächst kaum voneinander. Jedoch ist mit zunehmender Bauteilhöhe noch eine deutliche Belastungssteigerung möglich. So betragen die von den Hybridankerplatten ertragbaren Lasten bei einer Verschiebung von 9,5 mm: 973 kN für eine Höhe von 50 mm, 1104 kN bei einer Höhe von 70 mm und 1261 kN bei einer Höhe von 100 mm.

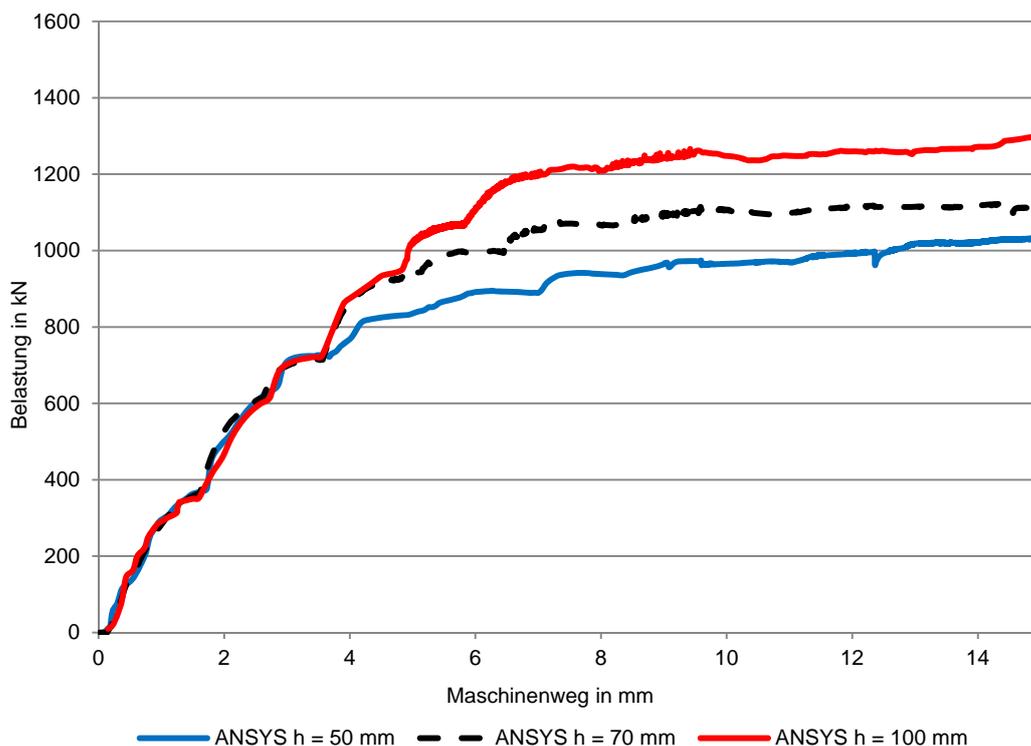


Abbildung 2.32: Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven aus der FE-Berechnung für unterschiedliche Hybridankerhöhen

2.4.2.2.2 Variation der Ringdicke

Die Dicke des Stahlrings wurde variiert, um zu untersuchen welche Effekte die Dehnsteifigkeit des Rings auf die Versagenslast des Hybridankers hat. Es wurde der „Standardhybridanker“ mit einer Ringdicke von 7,1 mm und ein Hybridanker mit einer Ringdicke von 10 mm modelliert und berechnet. Wie auch aus den Abschnitten

2.3.4 und 3.7.1.8 hervorgeht, ist zu erwarten, dass mit steigender Ringdicke und damit auch steigender Dehnsteifigkeit des Rings die Stützwirkung des Stahlrings für den UHPC (mehraxialer Spannungszustand) verbessert wird und dadurch auch die Versagenslast gesteigert werden kann. Durch die geringeren Verformungen des Stahlrings bei gleicher Zugkraft, verhält sich der Hybridanker insgesamt steifer und es bilden sich erst bei höherer Last Risse im UHPC, die dann schließlich zum Durchstanzversagen führen. Die aus den FE-Berechnungen erzeugten Kraft-Verschiebungs-Kurven sind in Abbildung 2.33 dargestellt und bestätigen diese beiden Aspekte. So steigt die Kurve der Hybridankerplatte mit einer Ringdicke von 10 mm steiler an als die Kurve des Hybridankers mit $t = 7,1$ mm und auch die ertragbare Maximallast fällt bei größerer Ringdicke höher aus.

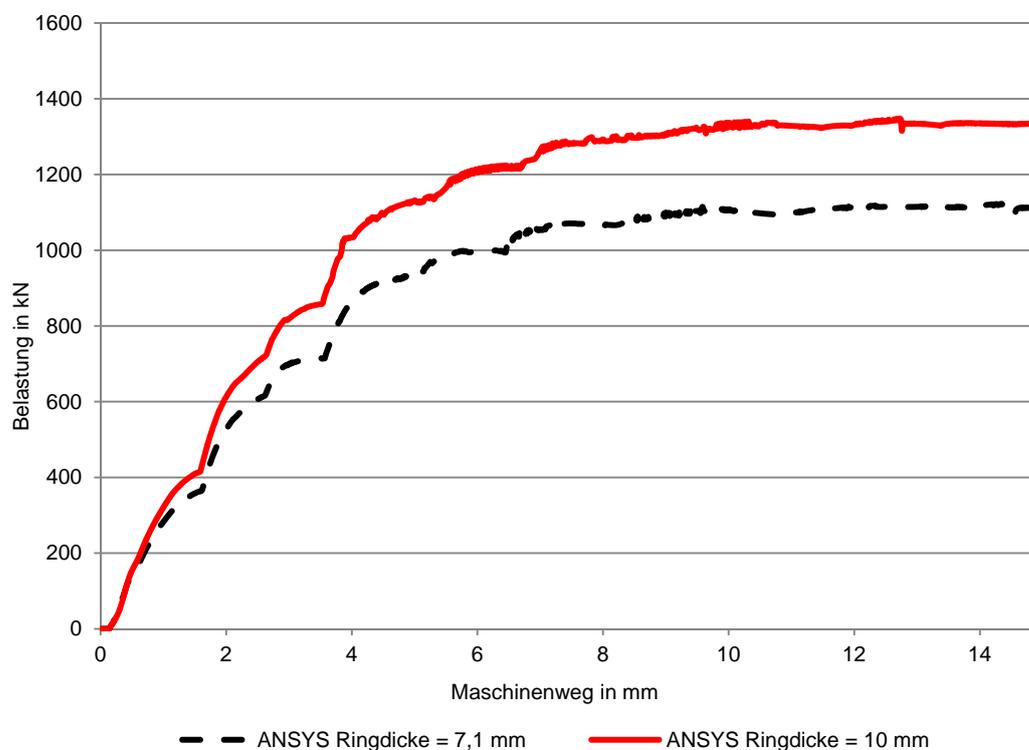


Abbildung 2.33: Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven aus der FE-Berechnung für unterschiedliche Ringdicken

2.4.2.3 Variation der Auflagersituation

Schließlich wurde noch der Lochdurchmesser in der Auflagerplatte variiert, um zu untersuchen welche Effekte dieser auf die Versagenslast bzw. den Durchstanzwiderstand der Hybridankerplatte hat. Es wurde jeweils der „Standardhybridanker“ modelliert, allerdings einmal auf eine Auflagerplatte mit einem Lochdurchmesser von 80 mm und einmal mit einem Lochdurchmesser von 100 mm. Zunächst wäre zu erwarten, dass bei einem größeren Lochdurchmesser das Durchstanzversagen des UHPC-Kerns bereits bei geringeren Lasten eintritt, da die Druckstrebe, die sich von der Auf-

lagerlinie der Kugelbundmutter bis zum linken Rand der Auflagerplatte ausbildet, stärker geneigt ist und die Druckkraft somit nicht einfach nahezu vertikal ins Auflager gehen kann, was zu erhöhten Scherkräften im Bereich zwischen Mutter und Auflagerplatte führen sollte. Die in Abbildung 2.34 dargestellten Kraft-Verschiebungskurven weisen jedoch einen nahezu identischen Verlauf auf, auch wenn die Kurve für einen Lochdurchmesser von 100 mm etwas unter der Kurve für einen Lochdurchmesser von 80 mm liegt. Bei einer Verschiebung von 9,5 mm liegt die ertragbare Last für einen Lochdurchmesser von 100 mm bei 1072 kN während sie für einen Lochdurchmesser von 80 mm bei 1104 kN liegt. Dieser geringe Unterschied könnte darauf hinweisen, dass die FE-Simulation den tatsächlichen Versagensmechanismus (= Durchstanzen) in diesem Fall nur ungenügend genau abbilden kann oder dass die getroffenen Vermutungen eventuell nicht zutreffend sind bzw. nicht zu einer starken Abminderung der Maximallast führen. Vergleicht man die Ergebnisse der FE-Berechnung mit tatsächlich durchgeführten Versuchen mit veränderlichem Lochdurchmesser (siehe Abschnitt 3.7.1.4) dann fällt auf, dass auch in den Versuchen nur noch geringe Unterschiede in der Maximallast festgestellt werden konnten, sobald die Auflagerlinie der Kugelbundmutter innerhalb des Lochdurchmesser liegt (vgl. Versuche 1.11 und 1.12 in Tabelle 3.13). Auch die Verläufe bis zum Erreichen der Maximallast waren bei den Versuchen, wie auch bei den FE-Berechnungen, sehr ähnlich (siehe Abbildung 3.70). Allerdings wies der Versuch 1.12 mit größerem Lochdurchmesser im Vergleich zum Versuch 1.11 ein deutlich weniger duktilen Verhalten auf, was bei den FE-Berechnungen nicht abgebildet werden konnte. Dies liegt darin begründet, dass ein solch sprödes Verhalten generell numerisch sehr schwer abbildbar ist und deshalb bei FE-Berechnungen besonders mit impliziten Solvern häufig größere Bruchenergien und höhere Restzugfestigkeiten angegeben werden müssen als tatsächlich vorliegen, um eine Konvergenz der Berechnung zu erreichen. Ein Hinweis darauf, dass der Hybridanker bei einem Auflagerplattenlochdurchmesser von 100 mm in der Realität früher versagen würde als der bei 80 mm Lochdurchmesser liefert der Vergleich der plastischen Dehnungen aus den FE-Berechnungen bei gleicher aufgebrachtener Gesamtverschiebung (siehe Abbildung 2.35 und Abbildung 2.36). So zeigt Abbildung 2.36, dass die plastischen Dehnungen unter der Kugelbundmutter in vielen Bereichen bereits deutlich höhere Werte aufweisen als in Abbildung 2.35 (siehe z.B. räumliche Ausdehnung des gelben Bereiches), d.h. die Rissbildung wäre dort bereits weiter fortgeschritten bzw. es kommt bereits früher zu Rissen. Es ist also zu erwarten, dass dieser Körper im realen Versuch bereits früher versagen würde, was auch den tatsächlichen Beobachtungen im Versuch entspricht. Insofern bilden die FE-Berechnungen zwar die vermuteten Effekte ab, allerdings können diese aus den bereits genannten Gründen in der Kraft-Verschiebungskurve nur bedingt dargestellt werden.

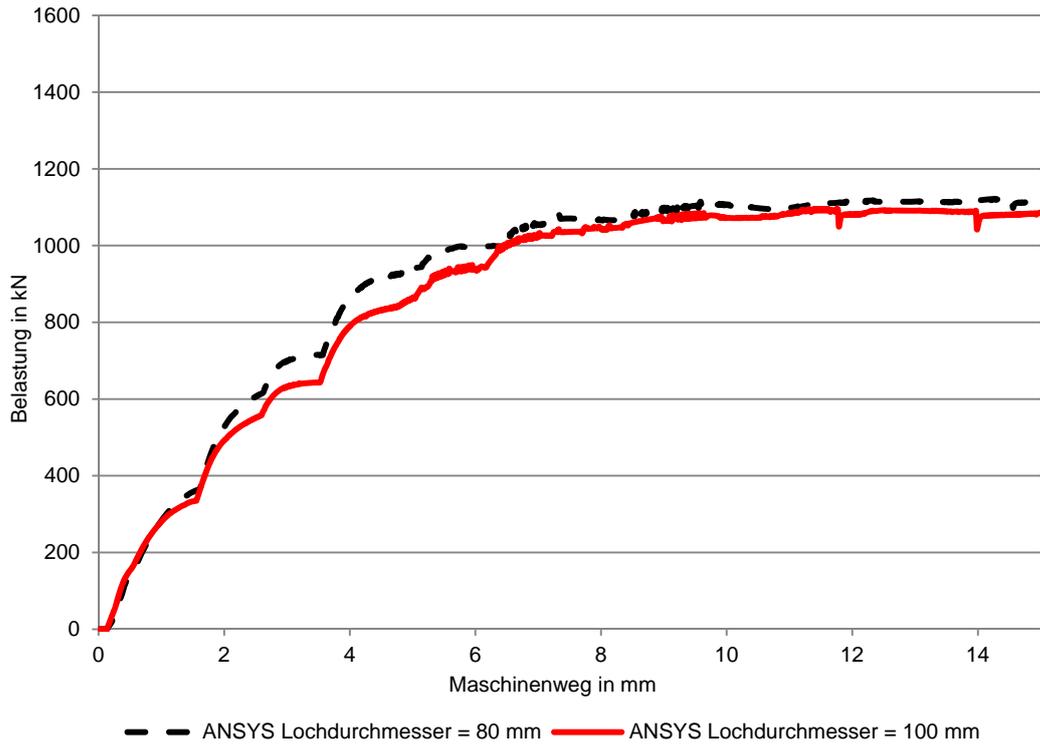


Abbildung 2.34: Vergleich der Kraft-Verschiebungs-Kurven aus der FE-Berechnung für unterschiedliche Auflagersituationen

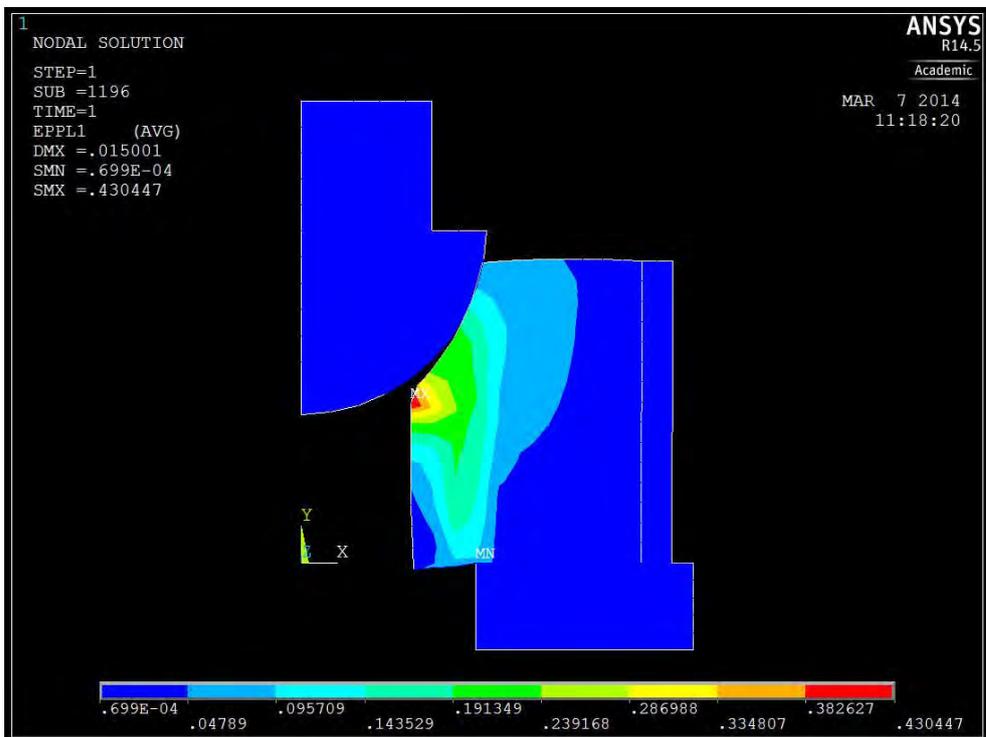


Abbildung 2.35: Plastische Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 40 mm

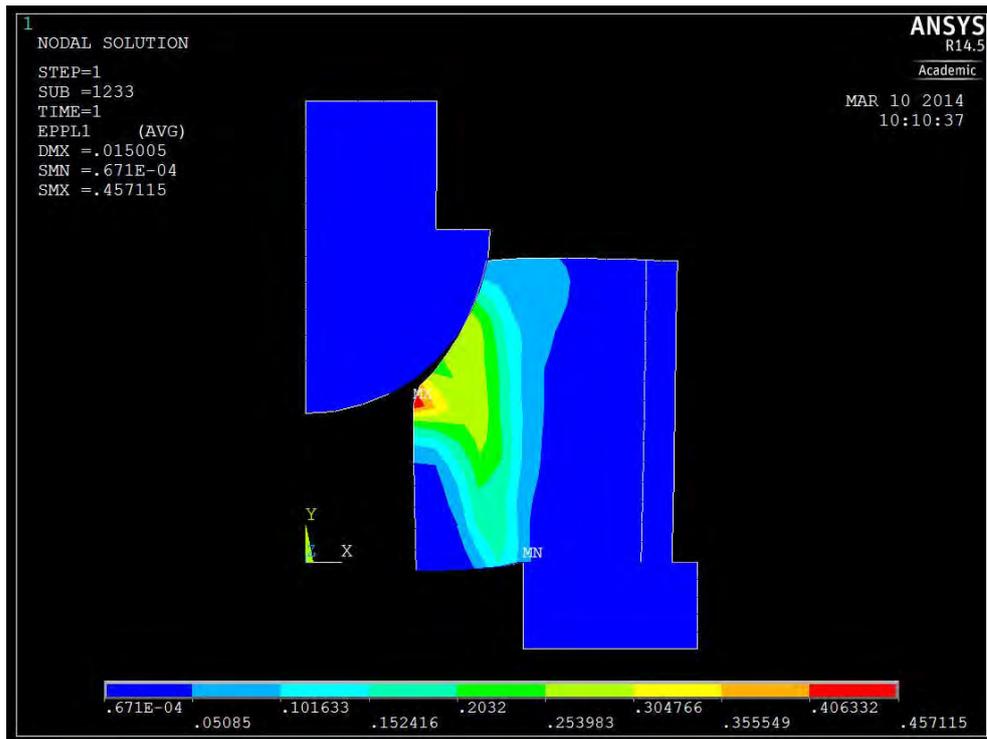


Abbildung 2.36: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm

2.4.2.4 Zusammenfassung

Insgesamt lässt sich festhalten, dass mit dem erstellten FE-Modell die meisten Auswirkungen von Parametervariationen äußerst zufriedenstellend abgebildet werden konnten und dass das Modell aus diesem Grund sehr gut zur Formfindung von Hybridankern geeignet ist. Für eine exakte Nachrechnung von Versuchen auch im Nachbruchbereich eignet sich das Modell dagegen nur bedingt, was vor allem in der Schwierigkeit der numerischen Abbildung des spröden Verhaltens von UHPC begründet ist.

3 Experimentelle Untersuchung Bauteilwiderstand

3.1 Prüfungen

Mit Hilfe der durchgeführten Prüfungen soll das mechanische Verhalten von Hybridankern untersucht werden. Dazu werden vier verschiedene Versuchskategorien herangezogen:

- Druckversuche
- Druckschwellversuche in Anlehnung an ETAG013, [1]
- Ermüdungsversuche in Anlehnung an ETAG013, [1]
- Dauerstandversuche

Die Druckversuche dienen der Bewertung des mechanischen Verhaltens unter kurzzeitiger statischer Belastung bis hin zum Versagen des Versuchskörpers. Bei den Druckschwellversuchen wird der in der baupraktischen Anwendung vorhandene Untergrund mitsimuliert. Hierbei kann das mechanische Verhalten des Hybridankers, des Untergrunds aus Beton und die Interaktion untersucht werden.

Ermüdungsversuche ermöglichen die Beschreibung der Einflüsse aus zyklischer Belastung auf die einzelnen Bestandteile des Hybridankers, sowie das Bauteil als Ganzes. Mit den Dauerstandversuchen können Langzeiteinflüsse auf den UHPC, wie Kriechen, berücksichtigt werden. Dies ist vor allem auch in Hinblick auf die Erstellung eines Bemessungsmodells von besonderem Interesse.

Nachfolgend sind der Untersuchungsgegenstand, der Aufbau, der Ablauf sowie die erfolgten Messungen für die einzelnen Prüfungen dargestellt. Abschließend werden die wesentlichen Informationen übersichtlich in einem Prüfprogramm zusammengefasst.

3.2 Untersuchungsgegenstand

3.2.1 Geometrie

Die Geometrie der Prüfkörper wurde entsprechend der Ausführungsvarianten und der Vordimensionierung für die Versuche festgelegt. Nachfolgend sind die wesentlichen Abmessungen für die verwendeten Prüfkörper allgemein in Abbildung 3.1 bis Abbildung 3.3 dargestellt und quantitativ in Tabelle 3.1 und Tabelle 3.2 erfasst. Die Höhe der Umschnürung entsprach für jeden Prüfkörper, ausgenommen dem Prüfkörper mit Wendelbewehrung, der Höhe der Füllung, da der Ring als Schalung verwendet wurde.

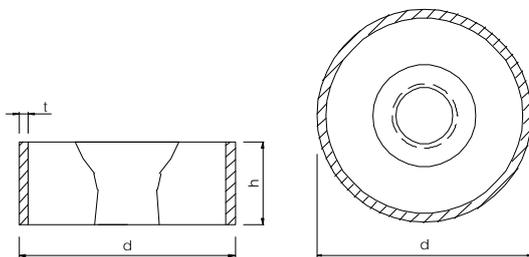


Abbildung 3.1: Abmessungen Hybridanker mit Ringumschnürung für Kugelbundmuttern, Geometrie G1

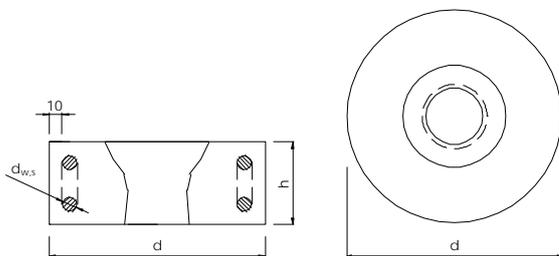


Abbildung 3.2: Abmessungen Hybridanker mit Wendelumschnürung für Kugelbundmuttern, Geometrie G2

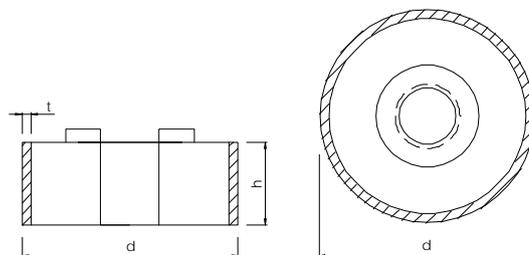


Abbildung 3.3: Abmessungen Hybridanker mit Ringumschnürung für flache Verankerungen, Geometrie G3

Tabelle 3.1: Verwendete Prüfkörpergeometrie

Bezeichnung	Geometrie	Ringdicke t [mm]	Durchmesser d [mm]	Höhe h [mm]	Stabdurchmesser $d_{w,s}$ [mm]
265	G1	7,1	146	56	-
32-1	G1	7,1	168,3	70	-
32-2a	G1	6,3	168,3	75	-
32-2b	G1	6,3	168,3	70	-
32-2c	G1	6,3	168,3	60	-
32-3a	G3	7,1	168,3	65 (+10 mm)	-
32-3b	G3	7,1	168,3	55	-
32-3c	G3	7,1	168,3	65	-
32-4	G1	7,1	168,3	65	-
36	G1	15,0	180	75	-
47-1	G1	11,0	244,5	100	-
47-2	G1	11,0	244,5	95	-
635-1a	G1	14,2	298,5	105	-
635-1b	G1	6,0	295	110	-
635-1c	G1	4,0	295	110	-
635-2	G2	-	367	107	3 Ø 16 außen 3 Ø 14 innen
75	G1	16,0	343	140	-

Bei den Versuchen mit Geometrie G3 wurden jeweils Unterlegscheiben mit einem Außendurchmesser von 79 mm, einem Innendurchmesser von 38 und einer Dicke von 10 mm verwendet. Die Dicke der Unterlegscheibe wurde entsprechend einer Lastausbreitung im Stahl von 1:1 gewählt.

Auf Grund von Mindestdurchmessern bei der Herstellung von Wendeln und Anforderungen an die Betondeckung ergaben sich für Hybridanker mit Betonstahlbewehrung von den Standardmaßen abweichende Außenabmessungen (Geometrie 635-2).

Die Betonkörper, die in den Prüfungen zur Simulation der Situation im Bauwerk verwendet werden, wurden in Anlehnung an Mörsch, [98], und Gläser, [99], vordimensioniert. Auf die Anordnung von Spaltzugbewehrung wurde verzichtet, stattdessen wurden alle Betonkörper mit einer konstruktiven Bewehrung von 50 kg pro m³ Beton versehen. Der in der Draufsicht quadratische Betonkörper wurde somit gleichmäßig mit Bügeln und vier Eckstäben bei einer Betondeckung von 10 mm sowie einem zentrischen Aussparungsrohr aus Kunststoff hergestellt. Der Bewehrungsplan für Versuch 2.6 ist exemplarisch in Abbildung 3.4 dargestellt. Im Anschluss gibt Tabelle 3.2 die Abmessungen der Betonkörper sowie des enthaltenen Aussparungsrohres wieder.

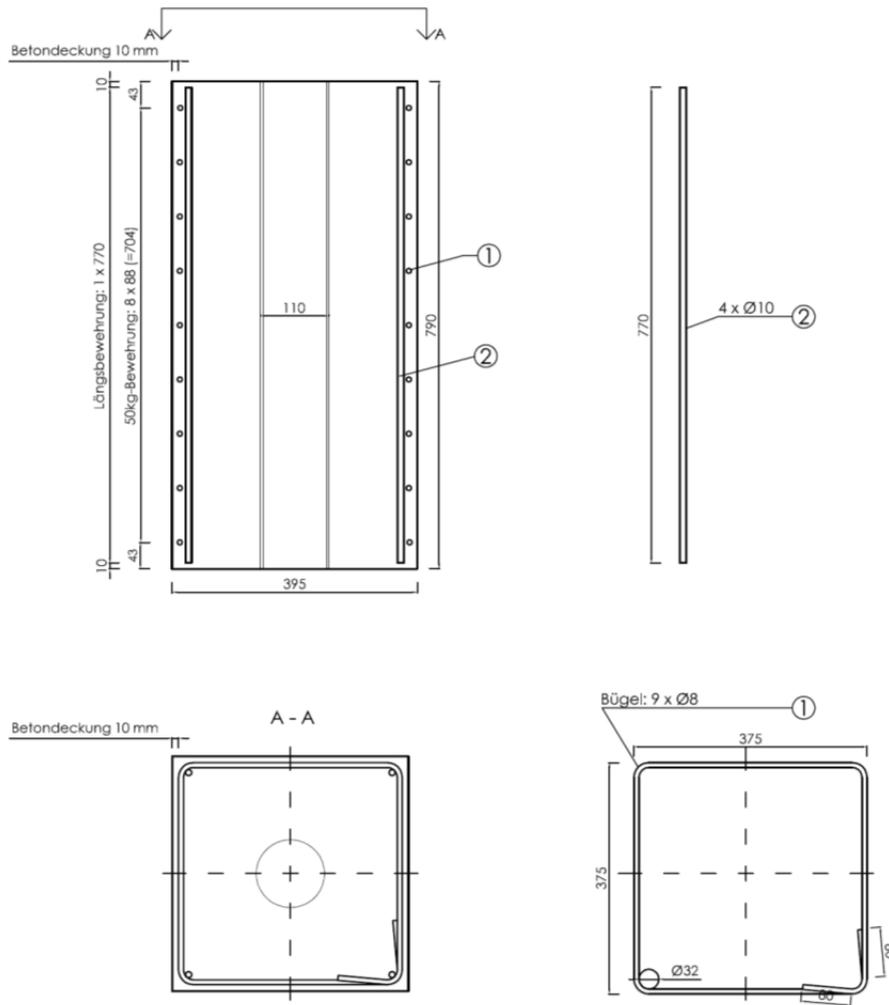


Abbildung 3.4: Bewehrung des Betonkörpers für Versuch 2.6

Tabelle 3.2: Abmessungen der Betonkörper

Versuchsnummer	Seitenlänge a	Höhe [mm]	\varnothing Aussparung [mm]	Zielfestigkeit $f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Bewehrungsgrad [kg/m ³]
2.1	340	680	80	25	ca. 50 kg/m ³
2.2	215	430	80	45	
2.3	240	480	80	45	
2.4	260	520	80	45	
2.5	500	1000	110	25	
2.6	390	780	110	45	
2.7	620	1240	150	25	
2.8	470	940	150	45	
2.9	340	680	75	25	

3.2.2 Materialien

Nachfolgend sind die für die durchgeführten Versuche verwendeten Materialien dargestellt.

3.2.2.1 UHPC

Als Füllwerkstoff wurde für alle im Rahmen des Vorhabens durchgeführten Versuche die gleiche UHPC-Grobkorn-Mischung verwendet, es erfolgte lediglich eine Variation der Festigkeit mit Hilfe unterschiedlicher Wärmebehandlungszeiten. Tabelle 3.3 zeigt die einzelnen Bestandteile der UHPC-Mischung.

Tabelle 3.3: Inhaltsstoffe der verwendeten UHPC-Mischung

Nr.	Rohstoff	Bezeichnung	Anteil in kg/m ³
1	Zement	CEM I 52,5 R – HS/NA	631,0
2	Wasser	Wasser, kalt	153,5
3	Zusatzstoff	Silicastaub Sika Silicol P	172,0
4	Zusatzstoff	Quarzmehl (QM1) W12	316,0
5	Zusatzstoff	Quarzmehl (QM2) W3	127,0
6	Zusatzmittel	VisoCrete 20 Gold	29,5
7	Gesteinskörnung	Quarzsand H33	340,0
8	Gesteinskörnung	Basalt 2/8	574,0
9	Fasern	gerade Stahlfasern 09/0,12	118,0

Die Überprüfung der Qualität erfolgte durch die Bestimmung des Ausbreitmaßes vor dem Befüllen der Probekörper sowie durch eine Druckfestigkeitsbestimmung am Versuchstag an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm.

3.2.2.2 Stahl

Für die Umschnürung der Hybridankerplatten wurden unter anderem handelsübliche nahtlose Stahlrohre der Stahlgüte S355 verwendet. Die Überprüfung der Mindestfestigkeiten erfolgte mit 3.1 Prüfzeugnissen. Des Weiteren erfolgte die Umschnürung durch handelsüblichen Betonstahl der Güte B500B. Der Stahl wurde werksseitig zu Wendeln gebogen. Die Überprüfung der Mindestfestigkeiten des B500B erfolgte auch hier mit Hilfe von 3.1 Prüfzeugnissen. Tabelle 3.4 zeigt die wesentlichen charakteristischen Eigenschaften der verwendeten Stähle nach DIN EN 10025, [7], für S355 und nach DIN EN 10080, [8], für B500B.

Tabelle 3.4: Mindestwerte der charakteristischen Eigenschaften der verwendeten Stähle

<i>Stahl</i>	<i>Eigenschaft</i>	<i>Einheit</i>	<i>Wert</i>
S355	Streckgrenze R_{eH}	N/mm ²	355
	Zugfestigkeit R_m	N/mm ²	510
	Bruchdehnung	%	24
B500B	Streckgrenze R_{eH}	N/mm ²	500
	Zugfestigkeit R_m	N/mm ²	-
	Bruchdehnung	%	16

3.2.2.3 GFK

Bei der Umschnürung mit GFK wurde ein ISO Wickelrohr CSEP mit radialer Wicklung der Glasfasern verwendet. Die wesentlichen vom Hersteller übermittelten physikalischen Eigenschaften sind nachfolgend in Tabelle 3.5 dargestellt.

Tabelle 3.5: Physikalische Eigenschaften des GFK-Wickelrohrs bei 24°

<i>Eigenschaft</i>	<i>Prüfnorm</i>	<i>Einheit</i>	<i>Wert</i>
Axiale Zugfestigkeit	ASTM D 2105	N/mm ²	130
Axialer Zug-E-Modul	ASTM D 2105		12500
Axiale Druckfestigkeit für Außendruck	ASTM D 695		130
Axialer Druck-E-Modul	ASTM D 695		18000
Tangentiale Innendruckfestigkeit	ASTM D 1599		360
Tangentiale Druck-E-Modul	ASTM D 1599		20000
Tangentiale Biegefestigkeit	ASTM D 790		100
Tangentiale Biege-E-Modul	ASTM D 790		20500
Dichte	-	kg/m ³	1800

3.2.2.4 CFK

Für die Umschnürung durch CFK wurde die Herstellung eines radial gewickelten Rohrs mit Wanddicken von 4 bzw. 6 mm beauftragt. Die wesentlichen vom Hersteller übermittelten mechanischen Eigenschaften sind in Tabelle 3.6 dargestellt.

Tabelle 3.6: Physikalische Eigenschaften des CFK-Wickelrohrs

<i>Eigenschaft</i>	<i>Einheit</i>	<i>Wert</i>	
Zugfestigkeit 0°	N/mm ²	2474	
Zug-E-Modul 0°		142000	
Druckfestigkeit 0°		1674	
Druck-E-Modul 0°		118500	
Biegezugfestigkeit 0°		2268	
Biege-E-Modul 0°		122500	
Zugfestigkeit 90°		89	
Zug-E-Modul 90°		9500	
Zugfestigkeit Faser		4800	
Zug-E-Modul Faser		240000	
Bruchdehnung Faser		%	2

3.2.2.5 Herstellung der Prüfkörper

Die Herstellung der Hybridankerplatten erfolgte an der Technischen Universität München unter kontrollierten Laborbedingungen. Als Schalung dienten der jeweilige Ring zur Umschnürung sowie ein Formteil zur Herstellung der sphärischen Auflagerfläche für die Kugelbundmutter und des Durchgangs für das Stabzugglied. Bei der Herstellung von Hybridankern für Stahlzugglieder wurden der Stahlring und ein zylindrisches Formteil zur Erstellung des Durchgangs verwendet. Die notwendigen Unterlegscheiben aus Stahl konnten direkt einbetoniert oder nachträglich aufgesetzt werden. Hybridanker mit innen liegender Bewehrung aus Bügeln und / oder Wendeln mussten entsprechend mit einer außen liegenden Schalung hergestellt werden, die in runder Form durch Stahl- oder Kunststoffrohre oder in quadratischer Form durch eine Holzschalung realisiert werden konnte.

Nach dem Mischen wurde der UHPC mit Hilfe von Aluminium-Schöpfern von Hand verfüllt und die Oberfläche geglättet sowie überschüssiger UHPC entfernt. Im Anschluss wurden die Hybridankerplatten mit Folie bedeckt. Nach einer Aushärtezeit von mindestens 12 Stunden wurde das Formteil entfernt und es erfolgte eine abschließende Wärmebehandlung bei 90°C. Abbildung 3.5 zeigt exemplarisch Hybridankerplatten während und nach dem Betoniervorgang.



Abbildung 3.5: Hybridankerplatten für Stabzugglieder mit Kugelbundmutter während und nach dem Betoniervorgang

3.3 Versuchsaufbau und Ablauf

3.3.1 Druckversuche

Die Hybridankerplatten wurden zentrisch auf eine Stahlplatte mit Loch oder zwei parallele Stahlplatten mit Abstand gesetzt. Das Loch in der Stahlplatte bzw. der Abstand der parallel verlaufenden Stahlplatten wurde entsprechend einer später zu erwartenden baupraktischen Öffnung im Untergrund gewählt. Die Stahlplatte mit Loch sollte dabei eine Kernbohrung oder eine Aussparung mittels Hüllrohr simulieren. Die parallel verlaufenden Ankerplatten sind beispielhaft für eine Auflagerung auf Stahlträgern, wie bei der Rückverankerung einer Spundwand über eine Stahlgurtung.

Die Lasteinleitung erfolgte über Kugelbundmuttern oder über gerade Ankermuttern und einen darauf aufgesetzten Stempel. Der exemplarische und schematische Versuchsaufbau ist nachfolgend in Abbildung 3.6 dargestellt.

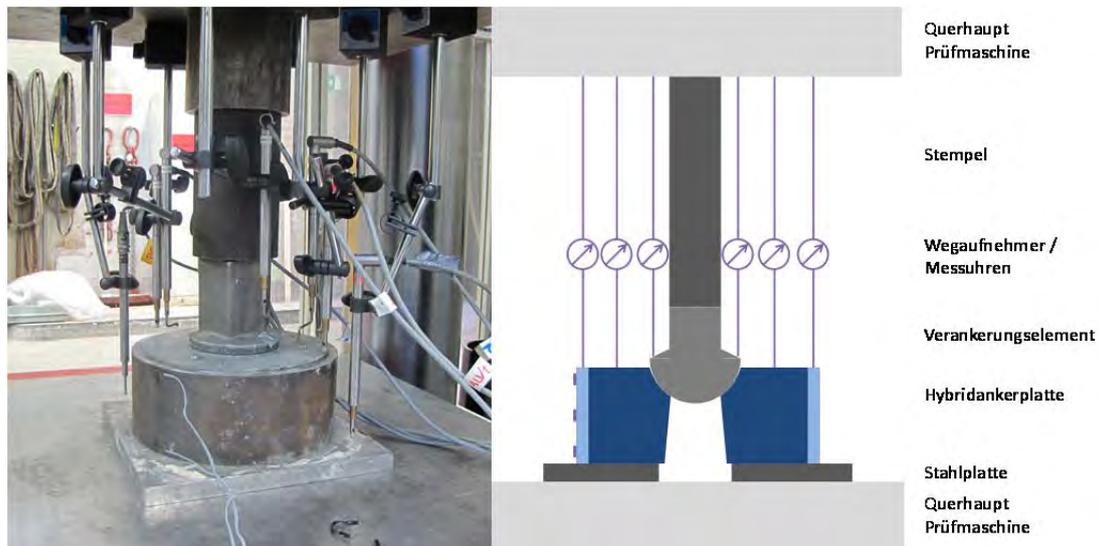


Abbildung 3.6: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau Druckversuch

Für die Untersuchung des Kurzzeitverhaltens wurden zwei Abläufe verwendet. Ein Ablauf sieht eine kontinuierliche Belastungssteigerung bis zum Versagen der Hybridankerplatten vor. Der zweite Ablauf enthält Lastplateaus mit Haltezeiten. Hierbei kann bei stetiger Last zumindest das kurzzeitige Verformungsverhalten beobachtet werden. Abbildung 3.7 zeigt die beiden verwendeten Versuchsabläufe (im Weiteren DV-1 bzw. DV-2).

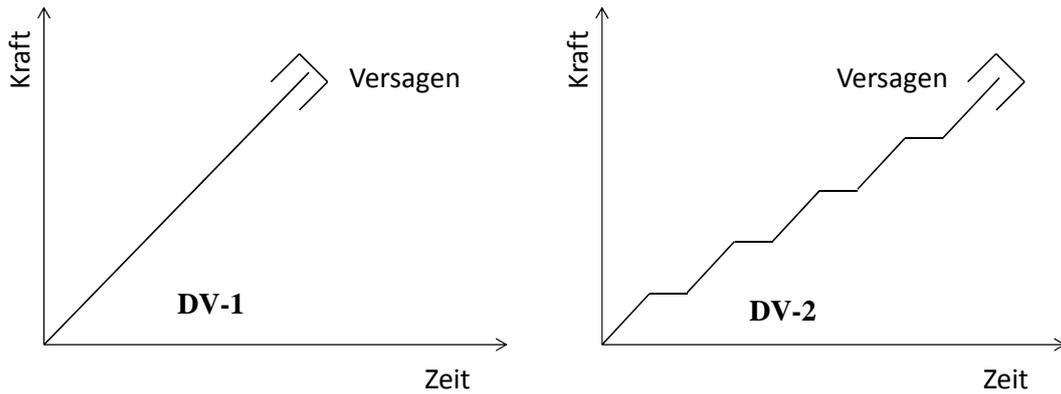


Abbildung 3.7: Versuchsabläufe für Kapazitätsprüfungen

Nach Erreichen der Maximallast und dem damit einhergehendem Versagen der Hybridankerplatte wird diese visuell untersucht und das Ergebnis photographisch dokumentiert.

3.3.2 Druckschwellversuche

Die Druckschwellversuche wurden in Anlehnung an ETAG013, [1], geführt. Der Betonkörper wurde auf einem Gipsbett in der Druckprüfmaschine ausgerichtet. Der jeweilige Hybridanker wurde zentrisch auf den Betonkörper über die Öffnung (Kunststoffrohr) gesetzt. Die Lasteinleitung erfolgte für alle Versuche über Kugelbundmutter und einen darauf aufgesetzten Stempel. Der exemplarische und schematische Versuchsaufbau ist nachfolgend in Abbildung 3.8 dargestellt.

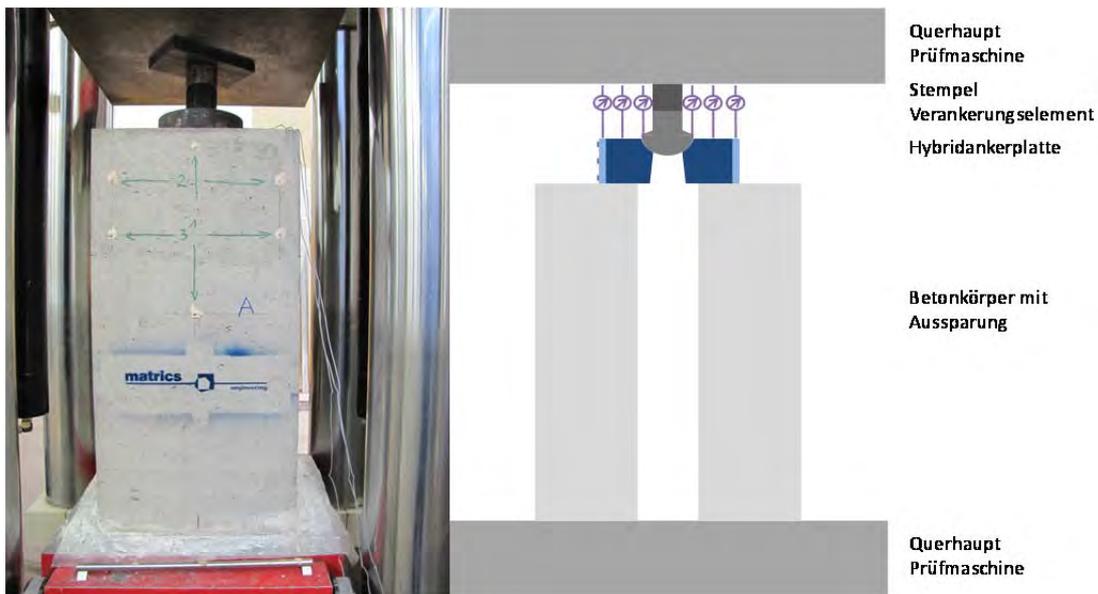


Abbildung 3.8: Exemplarischer und Schematischer Versuchsaufbau für Druckschwellversuche

Für die Erfassung des Verhaltens der Hybridanker auf Beton wurde der in ETAG013 vorgegebene Versuchsablauf realisiert. Dieser sieht eine stufenweise (in 20% - Schritten) Belastungssteigerung bis 80 % der Nennbruchlast des Zugglieds (F_{pk}) vor. Anschließend werden mindestens zehn Belastungszyklen zwischen 12 und 80 % F_{pk} durchgeführt und abschließend die Last bis zum Versagen des Hybridankers oder des Betonkörpers gesteigert. Abbildung 3.9 zeigt den Versuchsablauf für die Druckschwellversuche.

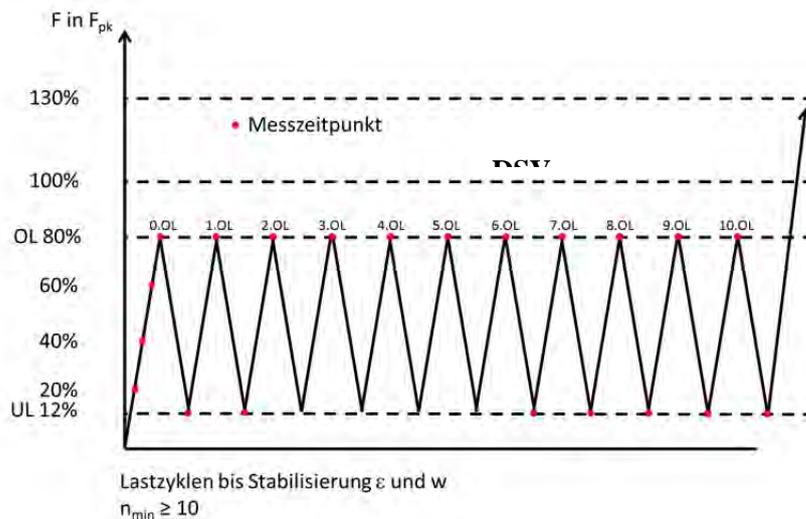


Abbildung 3.9: Versuchsablauf für Druckschwellversuche mit Angabe der Messzeitpunkte

Nach Erreichen der Maximallast und dem damit einhergehenden Versagen der Hybridankerplatte oder des Betonkörpers werden alle Bestandteile visuell untersucht und das Ergebnis fotografisch dokumentiert.

3.3.3 Ermüdungsversuche

Die Ermüdungsversuche wurden in Anlehnung an ETAG013 [1] durchgeführt. Die Hybridankerplatten wurden zentrisch auf eine Stahlplatte mit Loch gesetzt. Das Loch in der Stahlplatte wurde entsprechend einer später zu erwartenden baupraktischen Öffnung im Untergrund gewählt. Die Stahlplatte mit Loch sollte dabei analog zu den Druckversuchen eine Kernbohrung oder eine Aussparung mittels Hüllrohr simulieren.

Die Ermüdungsversuche wurden mit zwei leicht unterschiedlichen Versuchsaufbauten realisiert, wobei die Lasteinleitung bei beiden Varianten über Kugelbundmuttern und einen darin eingeschraubten Gewindestab erfolgte. Beim Versuchsaufbau 1 (FAT-1) wurde der Hybridanker samt Stahlplatte kopfüber in einen Stahlkorb eingebaut, der in die unteren Klemmbanken der Prüfmaschine eingespannt war und die Kraft wurde aufgebracht, indem am Gewindestab, der in die oberen Klemmbanken

eingespannt wurde, gezogen wurde. Beim Versuchsaufbau 2 (FAT-2) hingegen wurde der Hybridanker samt Stahlplatte auf das untere Querhaupt der Prüfmaschine gestellt und die Kraft wurde durch Drücken auf den Gewindestab, der in die oberen Klemmbacken eingespannt wurde, aufgebracht. Die exemplarischen und schematischen Versuchsaufbauten 1 und 2 sind nachfolgend in Abbildung 3.10 und Abbildung 3.11 dargestellt.

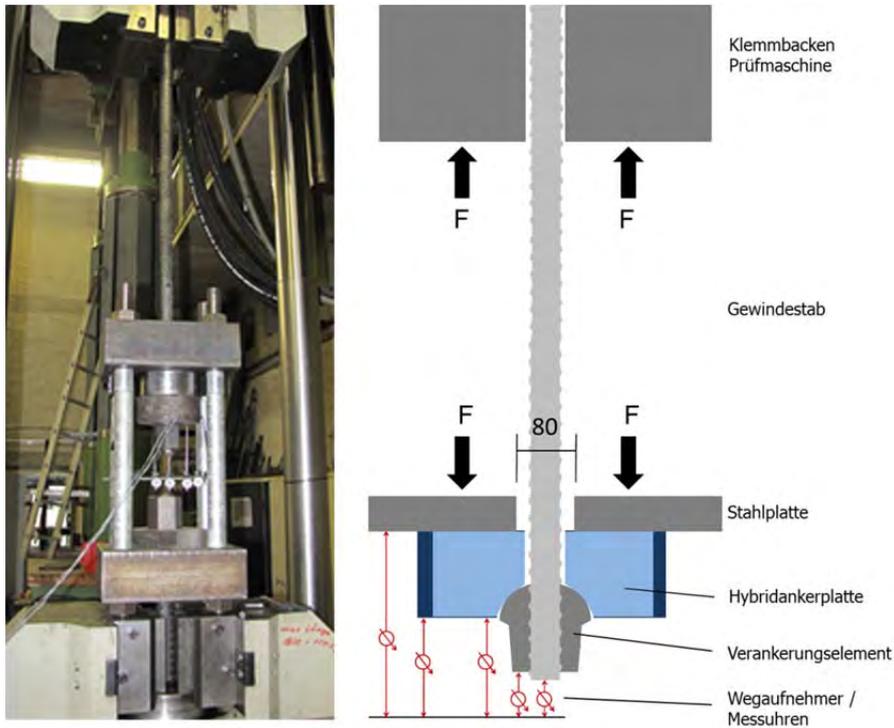


Abbildung 3.10: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau 1 für Ermüdungsversuche (FAT-1)

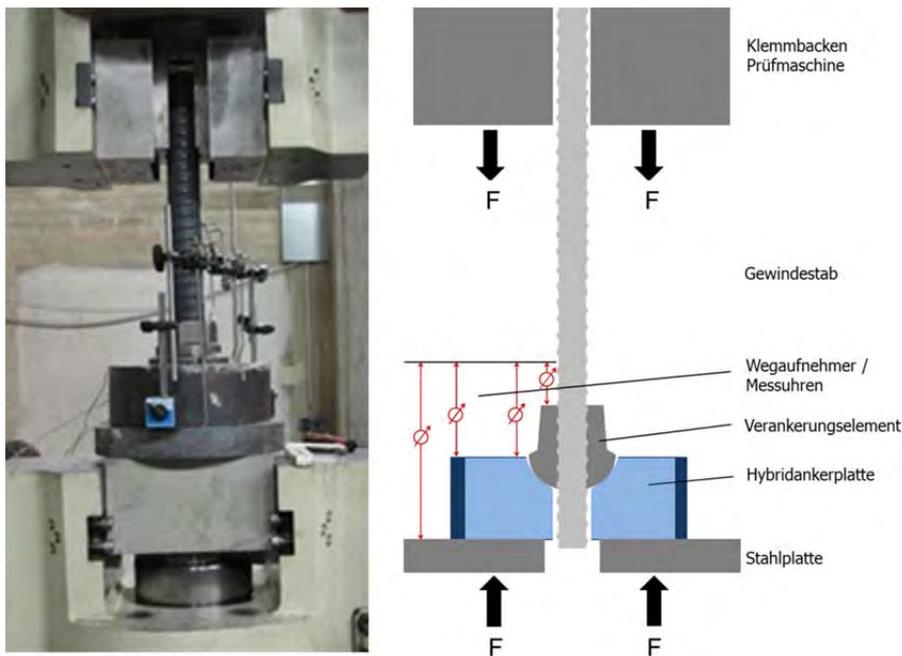


Abbildung 3.11: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau 2 für Ermüdungsversuche (FAT-2)

Für die Erfassung des Ermüdungsverhaltens der Hybridanker wurde größtenteils der in ETAG013 vorgegebene Versuchsablauf realisiert. Dieser sieht zunächst eine konstante Belastungssteigerung bis 65 % der Nennbruchlast des Zugglieds (F_{pk}) vor. Anschließend werden ausgehend von dieser Oberlast mindestens 2.000.000 Lastwechsel mit einer Schwingbreite von 80 MPa durchgeführt. Abweichend von diesem Versuchsablauf nach ETAG013 wurde bei einigen Ermüdungsversuchen eine höhere Schwingbreite von 100 MPa realisiert. Aufgrund von Ausfällen der Prüfmaschine musste die Prüfmaschine während der Versuche mehrmals neu gestartet werden. Abbildung 3.12 zeigt den Versuchsablauf für die Ermüdungsversuche mit Angabe der Messpunkte.

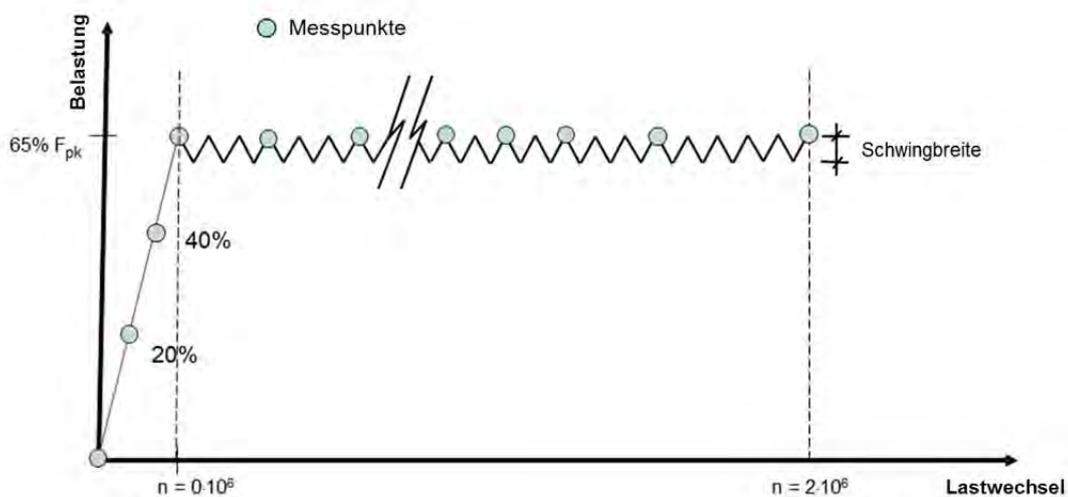


Abbildung 3.12: Versuchsablauf für Ermüdungsversuche mit Angabe der Messzeitpunkte

Nach Beendigung des jeweiligen Ermüdungsversuchs wurden alle Bestandteile visuell untersucht und das Ergebnis photographisch dokumentiert.

3.3.4 Dauerstandversuche

In Dauerstandversuchen soll die maximale Last bestimmt werden, die von den Hybridankerplatten theoretisch über einen unbegrenzten Zeitraum hinweg ertragen werden kann ohne zu Versagen. Diese Last wird nachfolgend als Dauerlast bezeichnet.

3.3.4.1 Versuchsaufbau und -ablauf

Die Hybridankerplatten für die Dauerstandversuche wurden zentrisch auf eine Stahlplatte mit Loch gesetzt. Das Loch in der Stahlplatte wurde entsprechend einer später zu erwartenden baupraktischen Öffnung im Untergrund gewählt. Die Stahlplatte mit Loch sollte dabei analog zu den Druckversuchen eine Kernbohrung oder eine Aussparung mittels Hüllrohr simulieren.

Die Lasteinleitung erfolgte über Kugelbundmuttern und eine darauf aufgesetzte Stahlplatte. Um mögliche plastische Verformungen der Kugelbundmutter gering zu halten, wurde jeweils ein kurzes Stück Gewindestab in die Kugelbundmutter eingesetzt. Der exemplarische und schematische Versuchsaufbau ist nachfolgend in Abbildung 3.13 dargestellt.

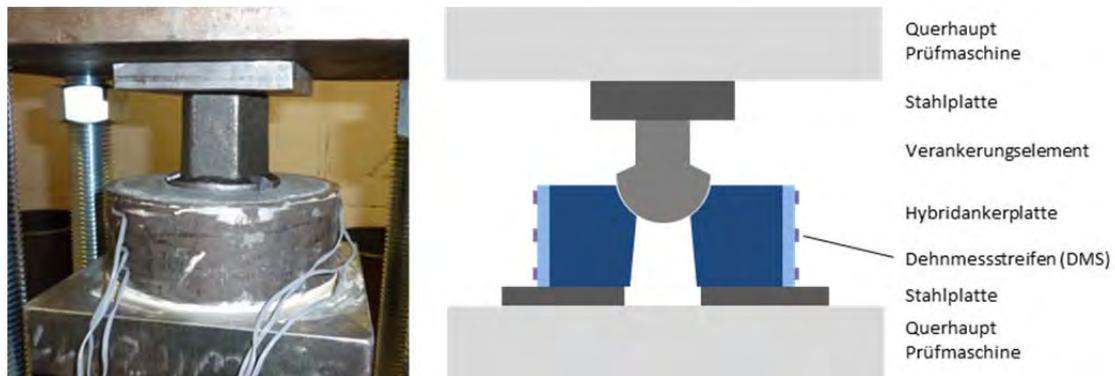


Abbildung 3.13: Exemplarischer und schematischer Versuchsaufbau für Dauerstandversuche

Der Versuchsablauf sieht zunächst eine Belastungssteigerung bis zu einem festgelegten Belastungsniveau vor, das in Abhängigkeit von der zu erwartenden Maximallast gewählt wird. Diese wird dabei durch Mittelung der gemessenen Maximallasten aus zwei Druckversuchen an Hybridankerplatten mit gleicher Geometrie und Betonfestigkeit bestimmt. Nach dem Erreichen der festgelegten Last wird diese konstant gehalten bis die Hybridankerplatte versagt oder der Versuch abgebrochen wird. Abbildung 3.14 zeigt den verwendeten Versuchsablauf.

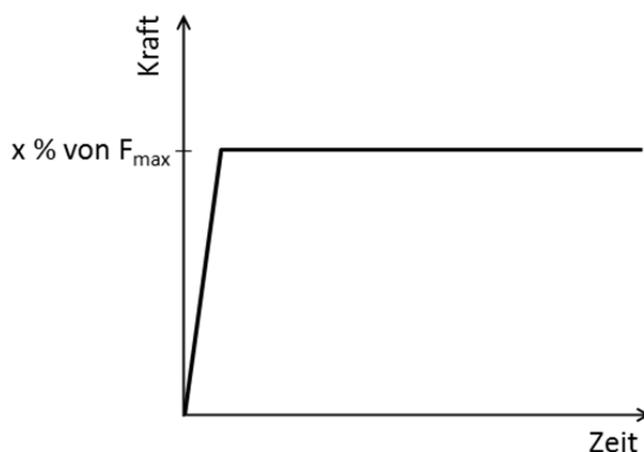


Abbildung 3.14: Versuchsablauf für Dauerstandversuche

Nach dem Abbruch des Dauerstandversuchs wird die Hybridankerplatte visuell untersucht und das Ergebnis fotografisch dokumentiert.

3.3.4.2 Besonderheiten

Bei den Dauerstandversuchen kamen zwei unterschiedliche Prüfmaschinen bzw. Prüfstände zum Einsatz. Für die erste Versuchsreihe, die zum Zweck einer Abschätzung der Dauerlast durchgeführt wurde und in der die einzelnen Versuche daher nur wenige Stunden bis Tage andauerten, wurde eine hydraulische Druck-Zug-Prüfmaschine verwendet bei der die Kraft automatisch nachreguliert wird sobald sich der Hybridanker verformt. Diese „Prüfart“ wird nachfolgend als DAV-1 bezeichnet.

Die „Langzeitversuche“ wurden hingegen in eigens dafür entworfenen Dauerständen durchgeführt. In Abbildung 3.15 ist einer dieser Dauerstände exemplarisch und schematisch dargestellt. Bei den Dauerständen wird die Kraft über einen manuell gesteuerten Hydraulikzylinder aufgebracht und über eine Kraftmessdose direkt unterhalb der geprüften Hybridankerplatte gemessen. Im Gegensatz zur Druck-Zug-Prüfmaschine muss bei den Dauerständen der Hydraulikzylinder manuell nachreguliert werden sobald sich die Hybridankerplatte verformt und folglich ein Lastabfall auftritt. Um diesen Lastabfall möglichst gering zu halten, werden Tellerfedern in die Dauerstände eingebaut, die sich bei Lastabfall dehnen und auf diese Weise weiterhin einen Teil der Belastung aufrechterhalten. Die Prüfung in den Dauerständen wird nachfolgend mit DAV-2 bezeichnet.

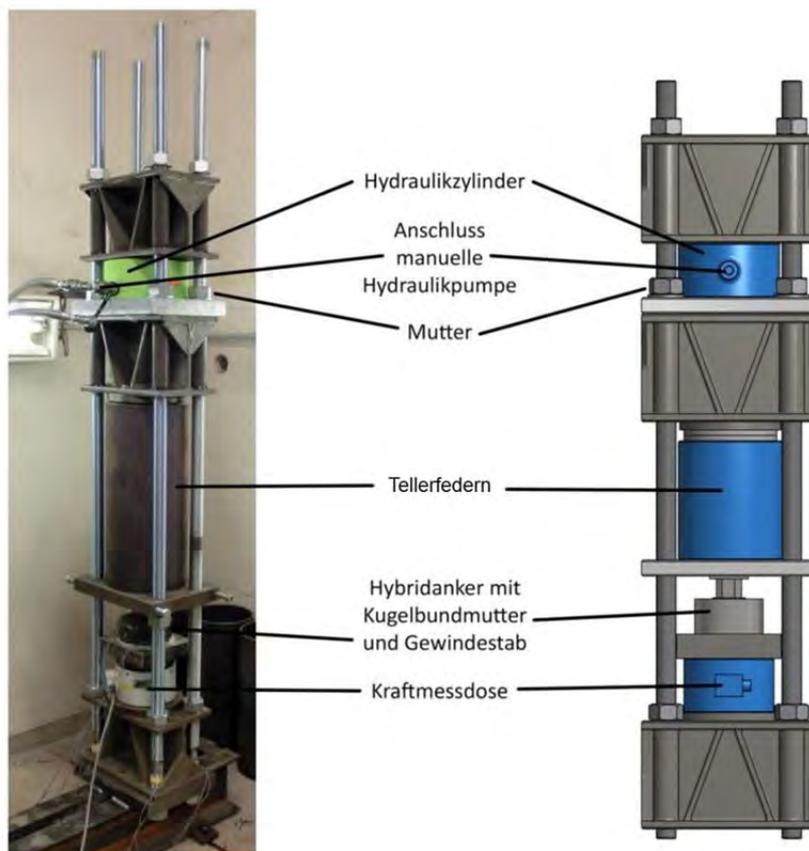


Abbildung 3.15: Exemplarische und schematische Darstellung der Dauerstände (DAV-2)

3.4 Messungen

Während der Versuchsdurchführung wurden verschiedene Messungen durchgeführt um das mechanische Verhalten der Hybridankerplatten zu erfassen. Tabelle 3.7 gibt einen Überblick über die verschiedenen durchgeführten Messungen, wobei nicht bei jedem Versuch alle Methoden eingesetzt wurden. Neben den empirischen Messverfahren zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens wurden zudem visuelle Begutachtungen und eine Fotodokumentation durchgeführt.

Tabelle 3.7: Messungen während der Versuchsdurchführung

<i>Parameter</i>	<i>Messwerkzeug</i>	<i>Nr.</i>	<i>Genauigkeit</i>	<i>Messfrequenz</i>
Kraft	Kraftmessdose	1	1 %	1 – 2 Hz
Maschinenweg	induktiver Wegaufnehmer	2	0.01 mm	1 – 2 Hz
Ringaufweitung	Dehnmessstreifen	3	0.01 $\mu\text{m/m}$	1 – 2 Hz
Verformung / Schlupf	induktiver Wegaufnehmer	4	0.01 mm	1 – 2 Hz
Risse	optische Risslupe	5	0.01 mm	-
Betondehnungen	Setzdehnungsmesser	6	0.01 mm	vgl. Abbildung 3.9

Die Messung der Kraft sowie des Maschinenwegs erfolgte über eine integrierte Kraftmessdose und einen angeschlossenen Wegaufnehmer.

Über Dehnmessstreifen wurde die Ringaufweitung und über induktive Wegaufnehmer die vertikale Verformung der einzelnen Komponenten der Hybridanker im Verhältnis zum Untergrund gemessen. Die Anordnung der induktiven Wegaufnehmer ist schematisch bereits in Abbildung 3.6 dargestellt. Für die Druckversuche wurden je zwei Messungen durch Wegaufnehmer an der Kugelbundmutter, der UHPC-Füllung, dem Stahlring und der Ankerplatte durchgeführt, vgl. Abbildung 3.16. Bei einem Druckschwellversuch erfolgte die Verformungsmessung je einmal pro Komponente. Abbildung 3.17 zeigt die Lage der Dehnmessstreifen auf dem Stahlring, jeweils für die Messung mit zwei und drei Dehnmessstreifen.

Die Messung der Rissbreiten im Betonkörper und für Versuch 1.29 im UHPC erfolgte mit Hilfe einer analogen Risslupe. Die Dehnungen im Beton wurden jeweils an drei Seiten des Betonkörpers zweimal in horizontaler Richtung und einmal in vertikaler Richtung mit einem digitalen Setzdehnungsmesser aufgenommen. Die schematische Anordnung der Messstellen in Anlehnung an ETAG013, [1], ist in Abbildung 3.18 dargestellt.



Abbildung 3.16: Anordnung der Wegaufnehmer für die Verformungsmessung am Beispiel von Versuch 1.19

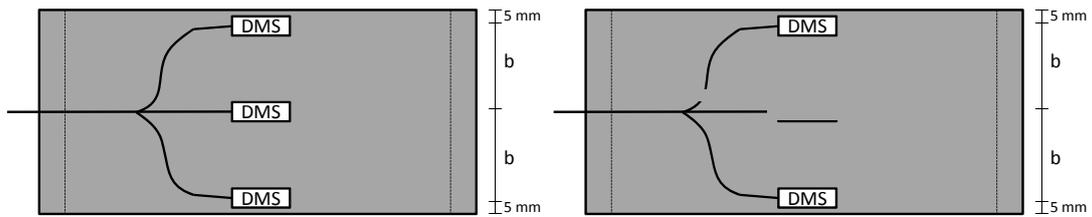


Abbildung 3.17: Anordnungsvarianten der Dehnmessstreifen auf dem Stahlring des Hybridankers

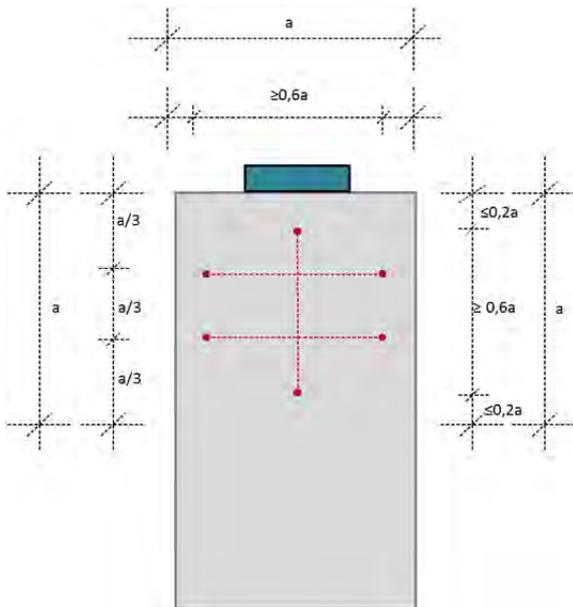


Abbildung 3.18: Verteilung der Messpunkte am Betonkörper in Anlehnung an ETAG013, [1]

3.5 Prüfprogramm

Nachfolgend ist zusammenfassend das Prüfprogramm dargestellt.

Tabelle 3.8: Prüfprogramm-Teil 1

Versuchsnummer	Geometriezeichnung	Versuchsart	Ablauf	$f_{cm,cube}$ UHPC N/mm ²	Art der Auflage- rung	Ø bzw. Ab- stand Öff- nung [mm]	Messungen		
1.	1	265	DV-1	186	Lo-St	72	1,2		
	2			186		72			
	3			189		72			
	4			189		72			
	5	32-1	Druck- versuch	DV-2	160	Lo-St	80	1,2,3,4	
	6				160	Gu-St	100		
	7				178	Lo-St	80		
	8				178	Gu-St	80		
	9	32-2a			Lo-St	190	Lo-St	50	1,2
	10					190		70	
	11					190		85	
	12					190		110	
	13	32-2b	211	Lo-St	80	1,2			
	14	32-2c	211	80					
	15	32-3a	189	DV-1	80				
	16	32-3b	181		80				
	17	32-3c	181		80				
	18	36	212		80				
	19	47-1	DV-2	160	Lo-St	110	1,2,3,4		
	20			160	Gu-St	110			
	21			178	Lo-St	110			
	22			178	Gu-St	110			
	23	635-1a	Druck- versuch	DV-1	185	Lo-St	150	1,2	
	24	635-1b			185		150		
	25	635-1c			215		150		
	26	635-1b			215		150		
	27	635-1a		DSV + DV-1	183	Lo-St	150	1,2	
	28	635-1a		FAT-2 + DV-1	191	150			
	29	635-2		DSV + DV-1	189	150	1,2,5		
	30	75		DV-2	178	Lo-St	160	1,2,3,4	
	31		178		Gu-St		160	1,2,3,4	
	32	265	Druck- versuch	DAV-2	-	Lo-St	72	1,2	
	33			+ DV-1	-	Lo-St	72	1,2	

Lo-St: Prüfung mit Stahlaufleger und kreisförmiger Öffnung

Gu-St: Prüfung mit Stahlaufleger und Öffnung entsprechend Gurtung (z.B. Stahlträger)

Tabelle 3.9: Prüfprogramm-Teil 2

Versuchsnummer	Hybridankertyp	Versuchsart	Ablauf	$f_{cm,cube}$ UHPC N/mm ²	Art der Auflage- rung	Ø bzw. Abstand Öffnung [mm]	Messungen	
2.	1	32-4	DSV	178	Lo-Be	80	1,2,3,5,6	
	2			190		80	1,2,5,6	
	3			190		80	1,2,5,6	
	4			191		80	1,2,5,6	
	5	47-2		178		110	1,2,3,5,6	
	6			183		110	1,2,5,6	
	7	635-1a		183		150	1,2,3,5,6	
	8			183		150	1,2,5,6	
	9	32-2a		185		75	1,2,3,4,5,6	
3.	1	32-4	Ermüdungs- versuch	FAT-1	191	Lo-St	80	1,2,4
	2	47-2		FAT-2	191		110	
	3	635-1a			191		150	
4.	1	265	Dauer- stand- versuch	DAV-1	186	Lo-St	72	1,2,3
	2				186		72	
	3			DAV-2	189		72	1,3
	4				189		72	1,3

Lo-Be: Prüfung mit Betonaufleger und kreisförmiger Öffnung

Lo-St: Prüfung mit Stahlaufleger und kreisförmiger Öffnung

3.6 Ergebnisse

3.6.1 Druckversuche

Nachfolgend sind die Ergebnisse der Versuche 1.1, 1.6, 1.18, 1.26, 1.29 nacheinander dargestellt. Die Versuchsergebnisse der restlichen Druckversuche sind in Anhang A.1 dargestellt. Je nach durchgeführten Messungen stehen folgende Ergebnisse zur Verfügung:

- Kraft-Weg-Beziehung mit Angabe der Maximallast und der zugehörigen Dehnung
- Dehnungen im Stahlring in Abhängigkeit der Belastung
- Verformung der Hybridankerplatte im Verhältnis zum Untergrund und in Abhängigkeit der Belastung, wobei die Werte immer für bestimmte Belastungsstufen dargestellt sind
- Bilder vom Zustand des Hybridankers an der Ober- und Unterseite nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.1	56	7,1	146	186	Stahl

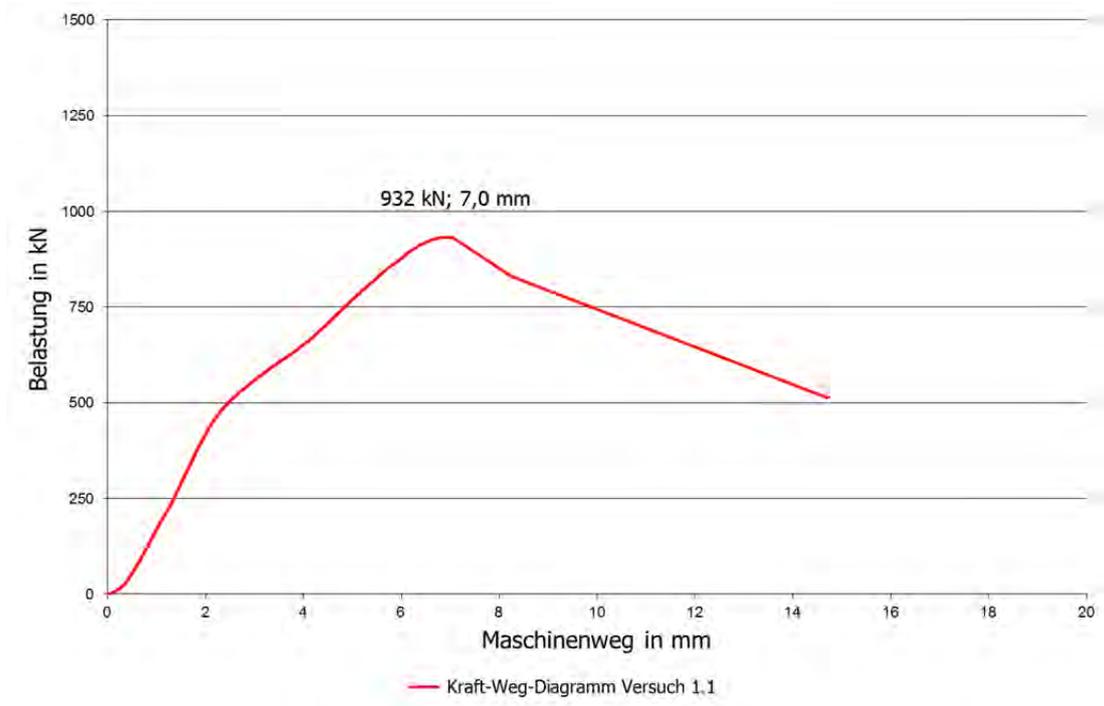


Abbildung 3.19: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.1



Abbildung 3.20: Oberseite Versuchskörper 1.1 nach Versuchsende



Abbildung 3.21: Unterseite Versuchskörper 1.1 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.6	70	7,1	168,3	160	Stahl

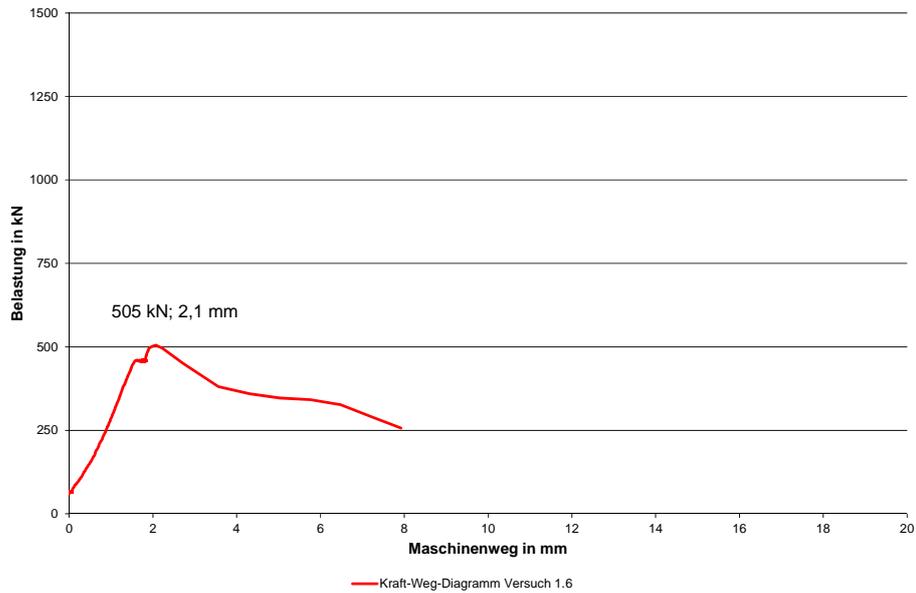


Abbildung 3.22: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.6

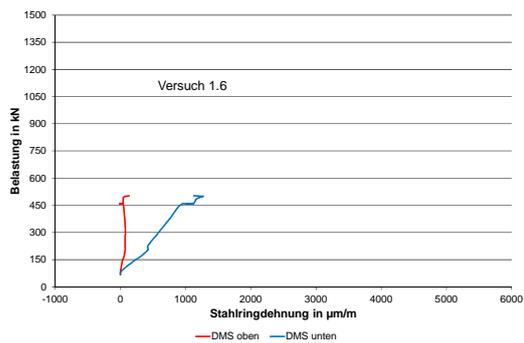


Abbildung 3.23: Stahringdehnungen Versuch 1.6

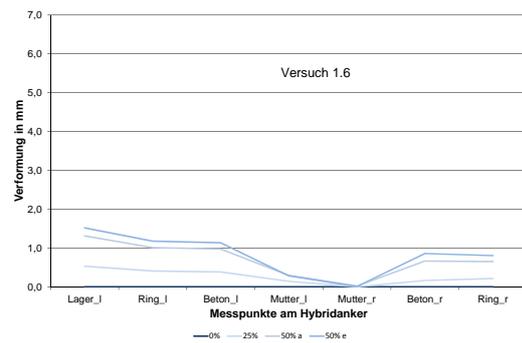


Abbildung 3.24: Verformung Versuch 1.6



Abbildung 3.25: Oberseite Versuchskörper 1.6 nach Versuchsende



Abbildung 3.26: Unterseite Versuchskörper 1.6 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.18	75	15	180	212	GFK

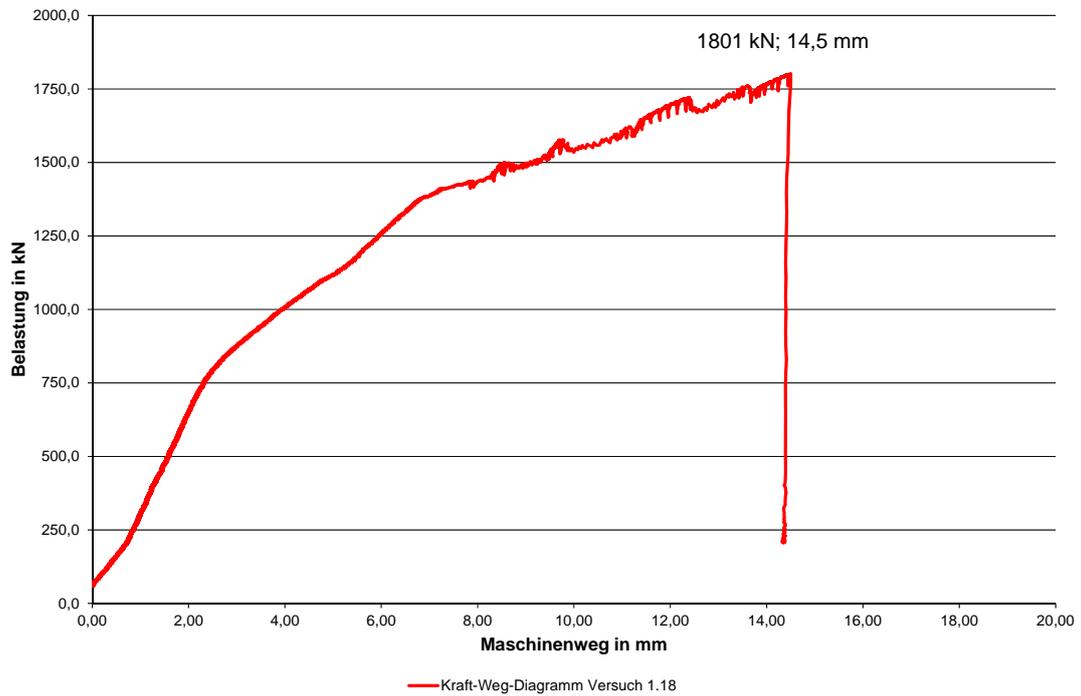


Abbildung 3.27: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.18

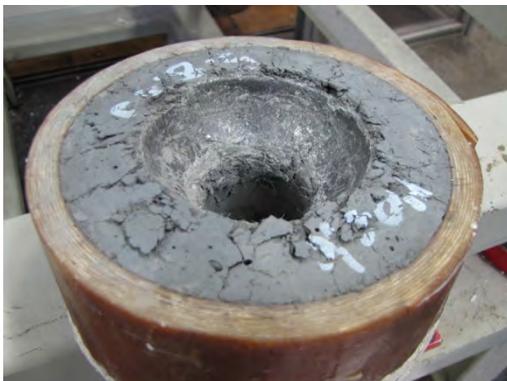


Abbildung 3.28: Oberseite Versuchskörper 1.18 nach Versuchsende



Abbildung 3.29: Unterseite Versuchskörper 1.18 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.26	110	6	295	215	CFK

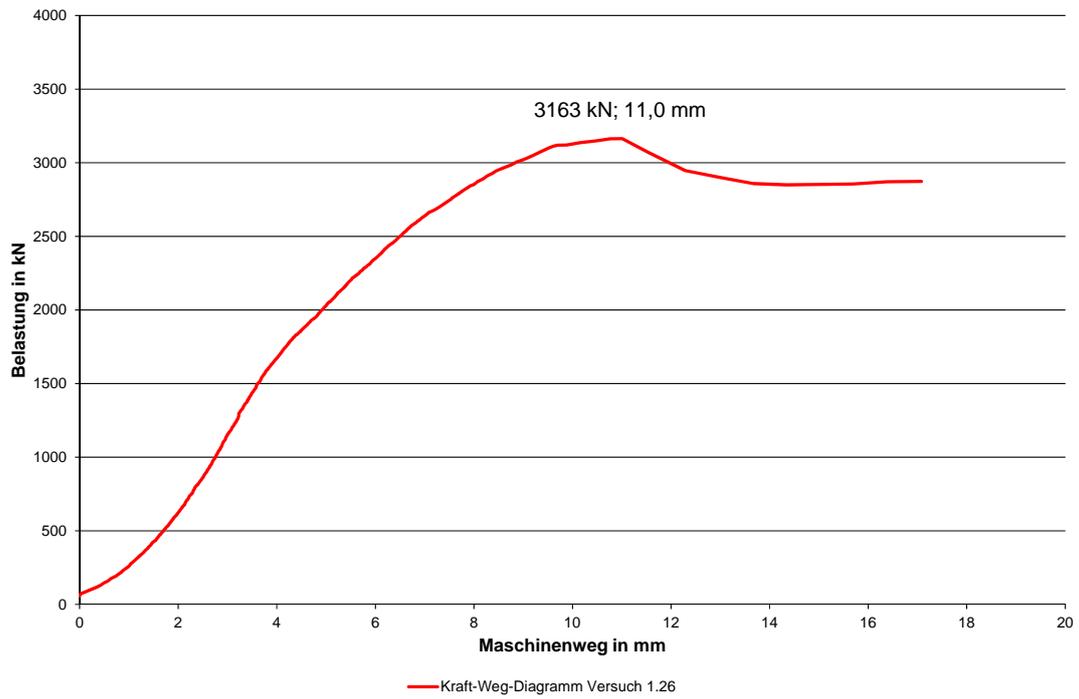


Abbildung 3.30: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.26



Abbildung 3.31: Oberseite Versuchskörper 1.26 nach Versuchsende



Abbildung 3.32: Unterseite Versuchskörper 1.26 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	Wendel	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.29	107	Ø 16 + Ø 14	367	189	Betonstahl

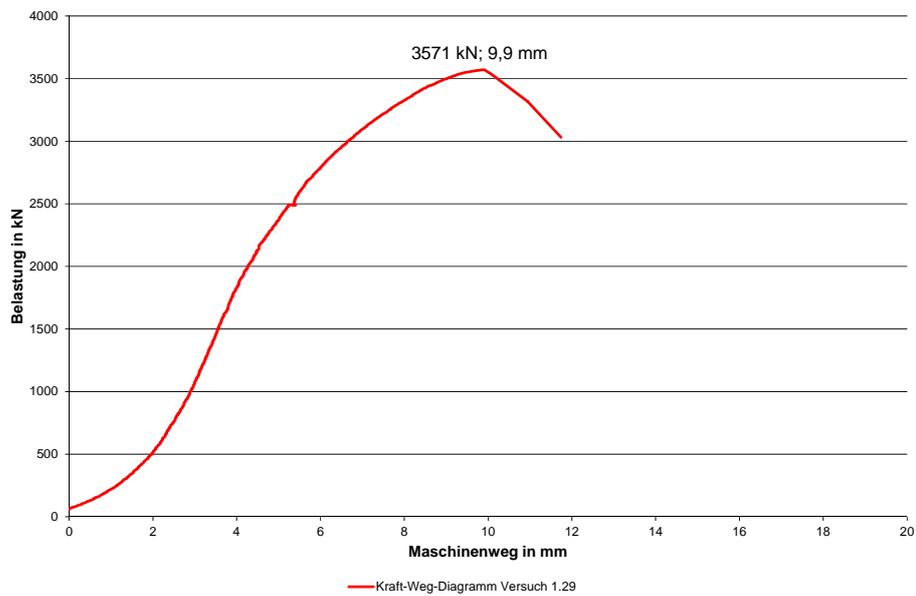


Abbildung 3.33: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.29

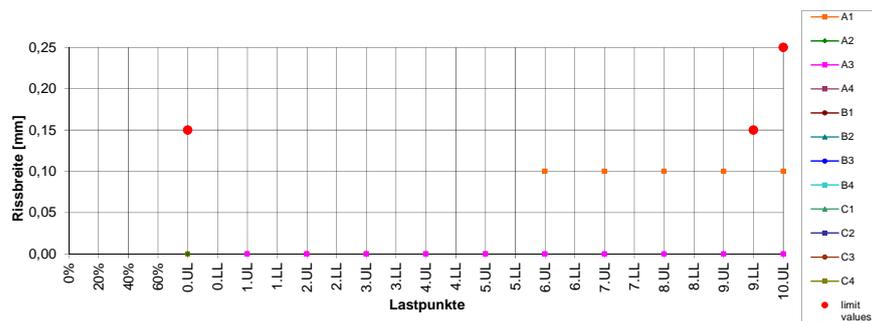


Abbildung 3.34: Rissmessung UHPC an Versuchskörper 1.29



Abbildung 3.35: Oberseite Versuchskörper 1.29 nach Versuchsende



Abbildung 3.36: Unterseite Versuchskörper 1.29 nach Versuchsende

3.6.2 Druckschwellversuche

Nachfolgend sind exemplarisch die Ergebnisse des Druckschwellversuchs 2.1 nach-dargestellt, die Ergebnisse der weiteren Druckschwellversuche finden sich im An-hang A.2. Je nach durchgeführten Messungen stehen folgende Ergebnisse zur Verfü-gung:

- Kraft-Weg-Beziehung mit Angabe der Maximallast und der zugehörigen Dehnung
- Dehnungen im Stahlring
- Verformung der Hybridankerplatte im Verhältnis zum Untergrund
- Dehnungen im Betonkörper
- Bilder vom Zustand des Hybridankers und des Betonkörpers nach Ver-suchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.1	65	7,1	168,3	178	Stahl

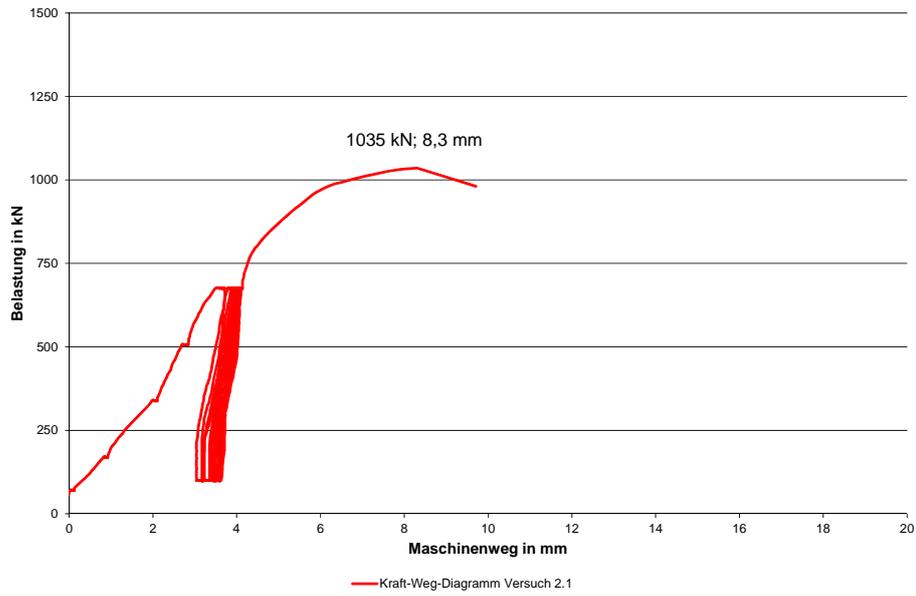


Abbildung 3.37: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.1

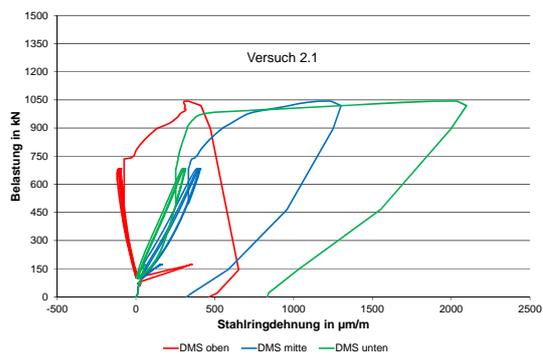


Abbildung 3.38: Stahlingdehnungen Versuch 2.1

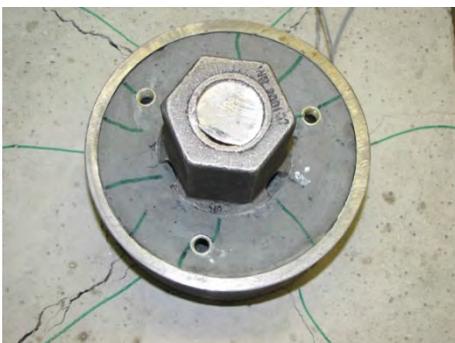


Abbildung 3.39: Oberseite Versuchskörper 2.1 nach Versuchsende



Abbildung 3.40: Unterseite Versuchskörper 2.1 nach Versuchsende

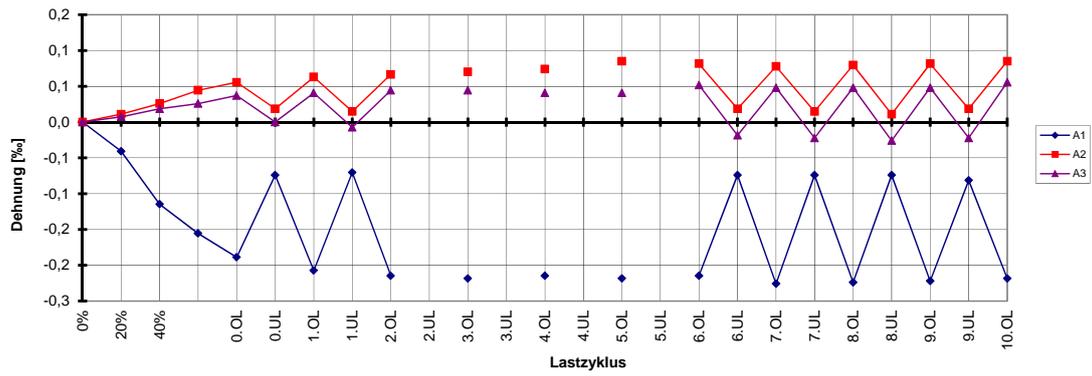


Abbildung 3.41: Betonkörperdehnungen Versuch 2.1

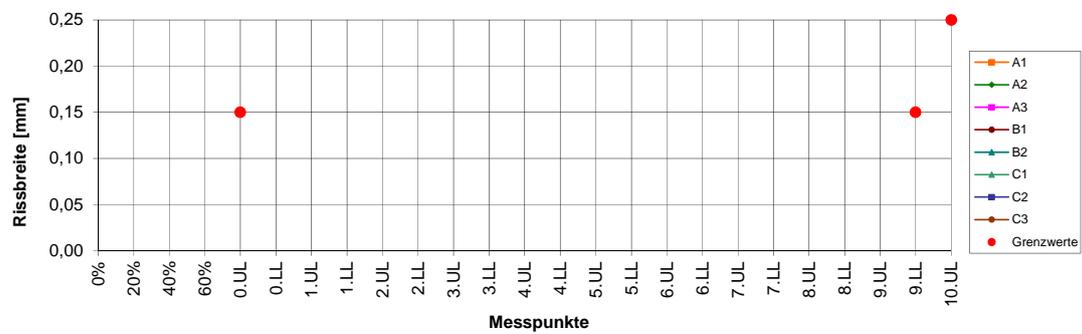


Abbildung 3.42: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.1



Abbildung 3.43: Oberseite Betonkörper 2.1 nach Versuchsende

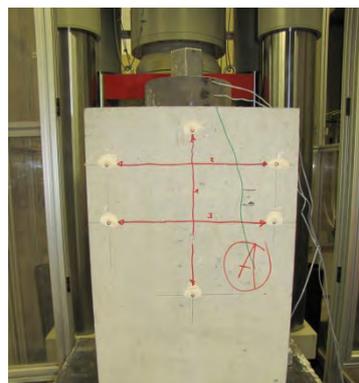


Abbildung 3.44: Seite Betonkörper 2.1 nach Versuchsende

3.6.3 Ermüdungsversuche

Nachfolgend sind die Ergebnisse der einzelnen Ermüdungsversuche nacheinander dargestellt. Je nach durchgeführten Messungen stehen folgende Ergebnisse zur Verfügung:

- Kraft-Weg-Beziehung
- Vertikale Verschiebungen der Komponenten Stahlring, Stahlplatte, Kugelbundmutter, UHPC-Kern und Gewindestab im Verhältnis zum Stahlkorb für Versuchsaufbau FAT-1 und im Verhältnis zur Stahlplatte für Versuchsaufbau FAT-2
- Bilder vom Zustand des Hybridankers an der Ober- und Unterseite nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Oberlast [kN]	Schwingbreite [MPa]
3.1	65,0	7,1	168,3	191	Stahl	548,9	80

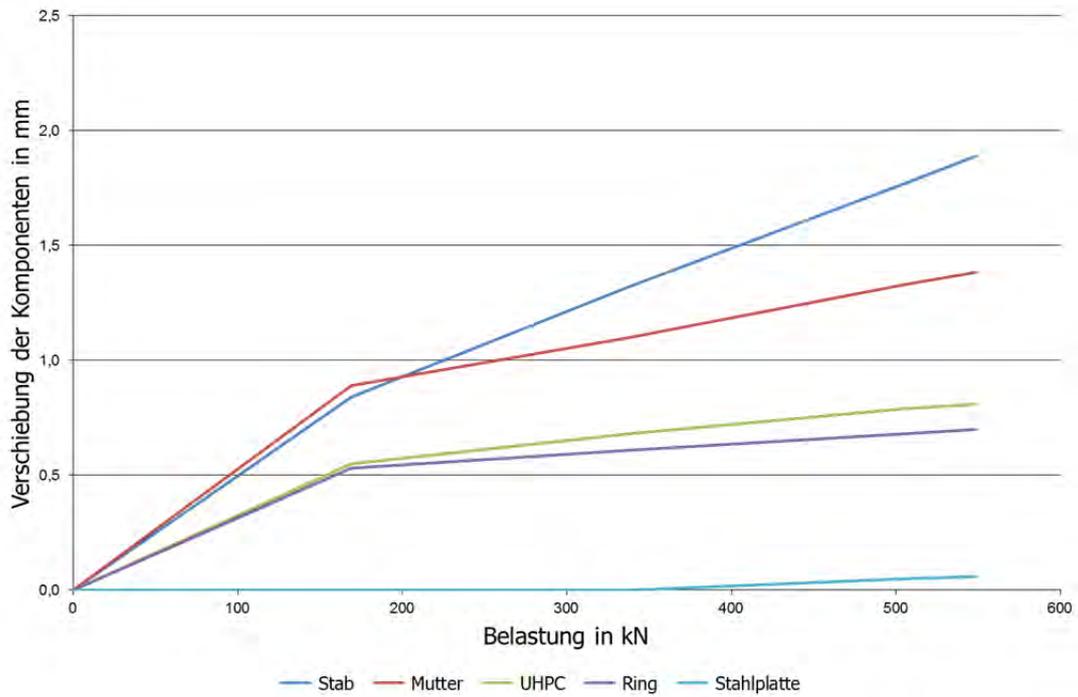


Abbildung 3.45: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastaufbringung Versuch 3.1

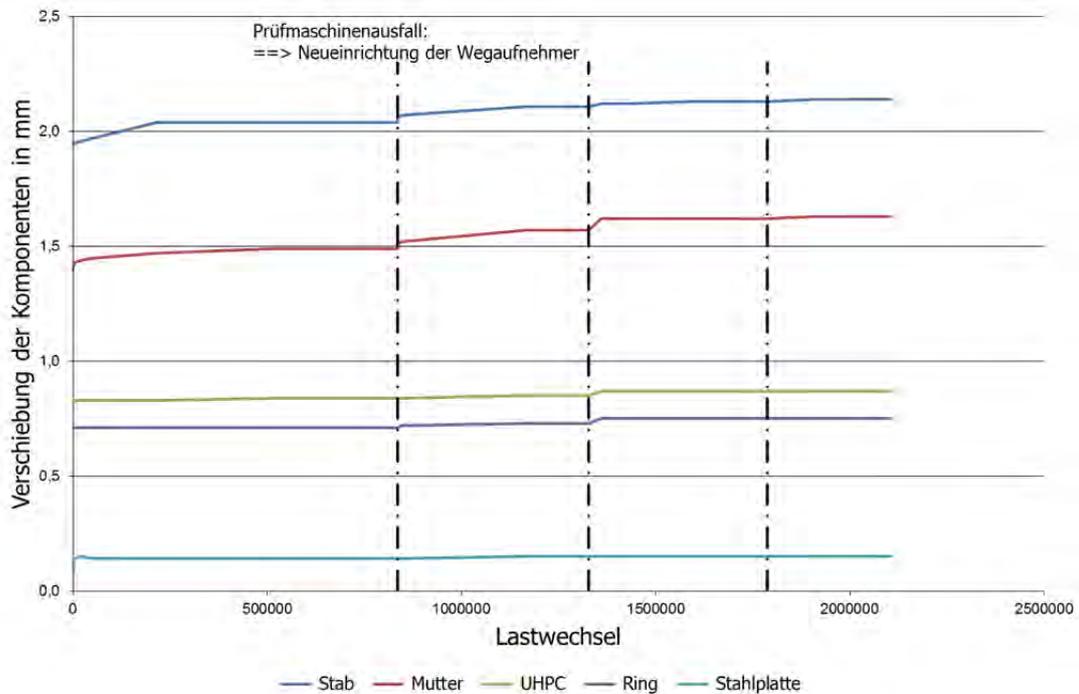


Abbildung 3.46: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastwechsel Versuch 3.1

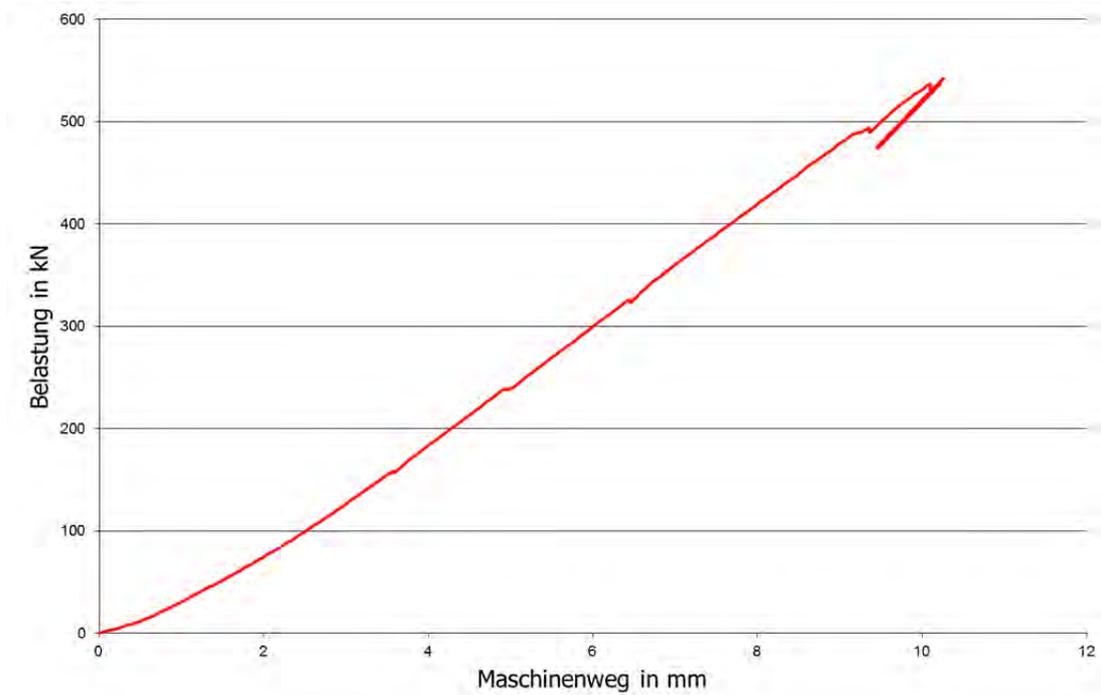


Abbildung 3.47: Kraft-Weg-Diagramm bei der Lastaufbringung Versuch 3.1



Abbildung 3.48: Oberseite Versuchskörper 3.1 nach Versuchsende



Abbildung 3.49: Unterseite Versuchskörper 3.1 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Oberlast [kN]	Schwingbreite [MPa]
3.2	95,0	11,0	244,5	191	Stahl	1184,3	100

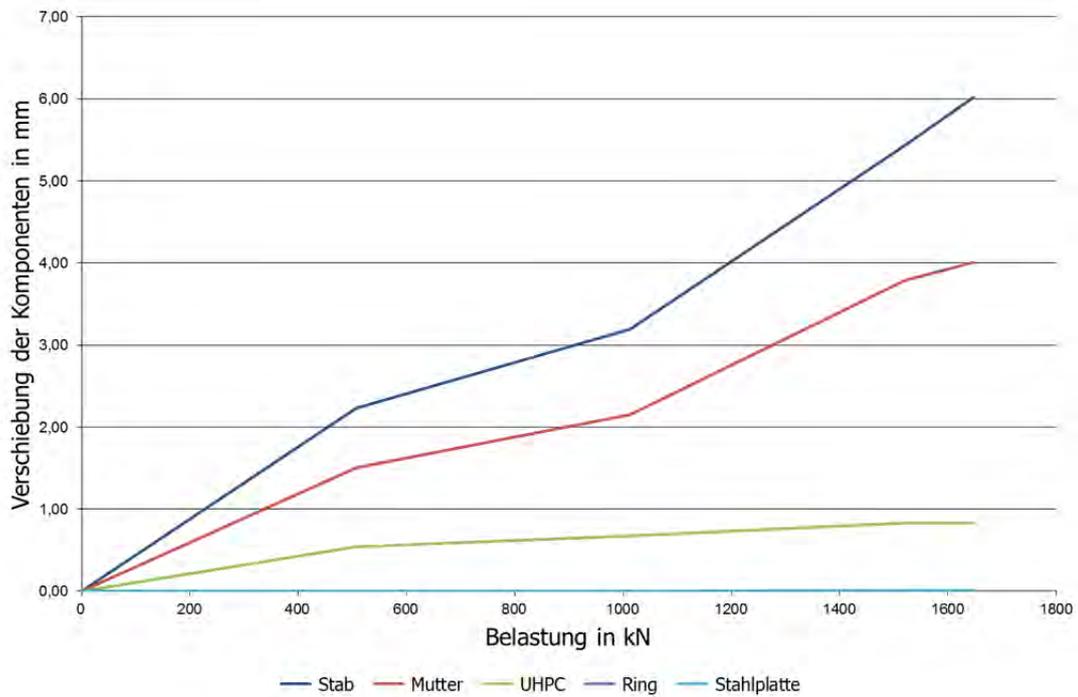


Abbildung 3.50: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastaufbringung Versuch 3.2

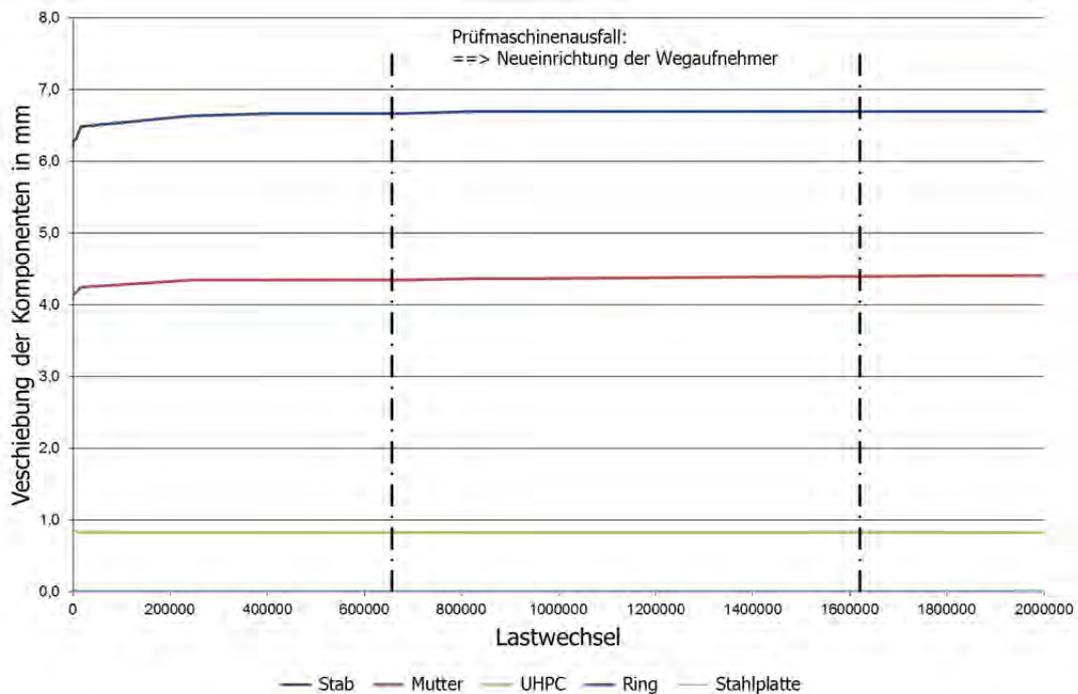


Abbildung 3.51: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastwechsel Versuch 3.2



**Abbildung 3.52: Oberseite Versuchskörper 3.2
nach Versuchsende**



**Abbildung 3.53: Unterseite Versuchskörper 3.2 nach
Versuchsende**

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Oberlast [kN]	Schwingbreite [MPa]
3.3	105,0	14,2	298,5	191	Stahl	1646,8	100

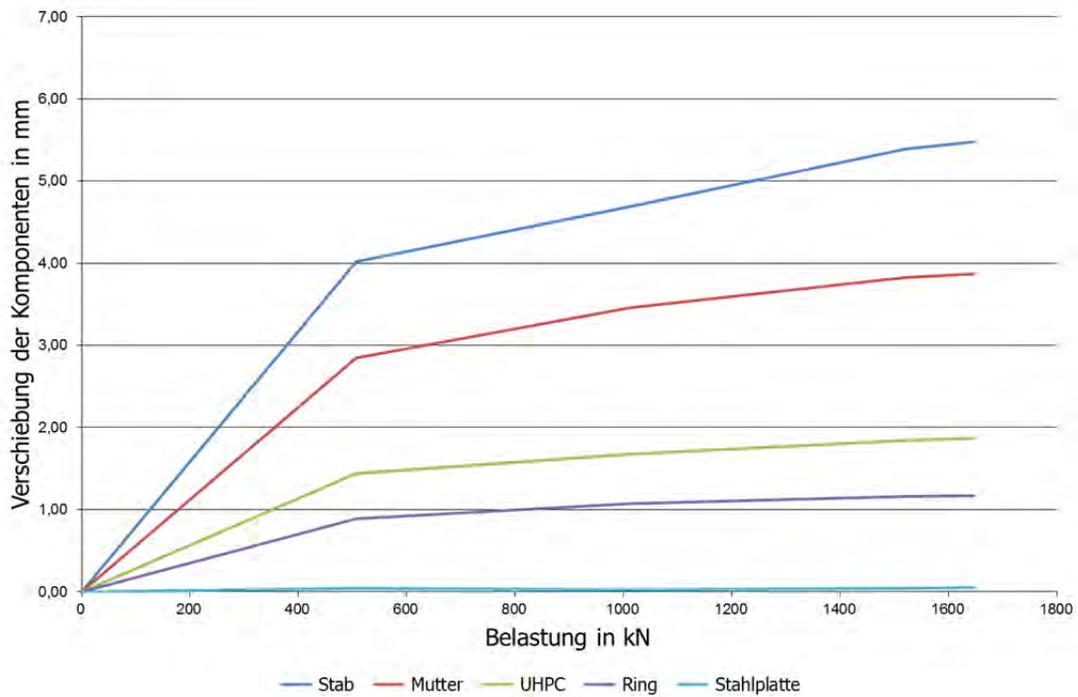


Abbildung 3.54: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastaufbringung Versuch 3.3

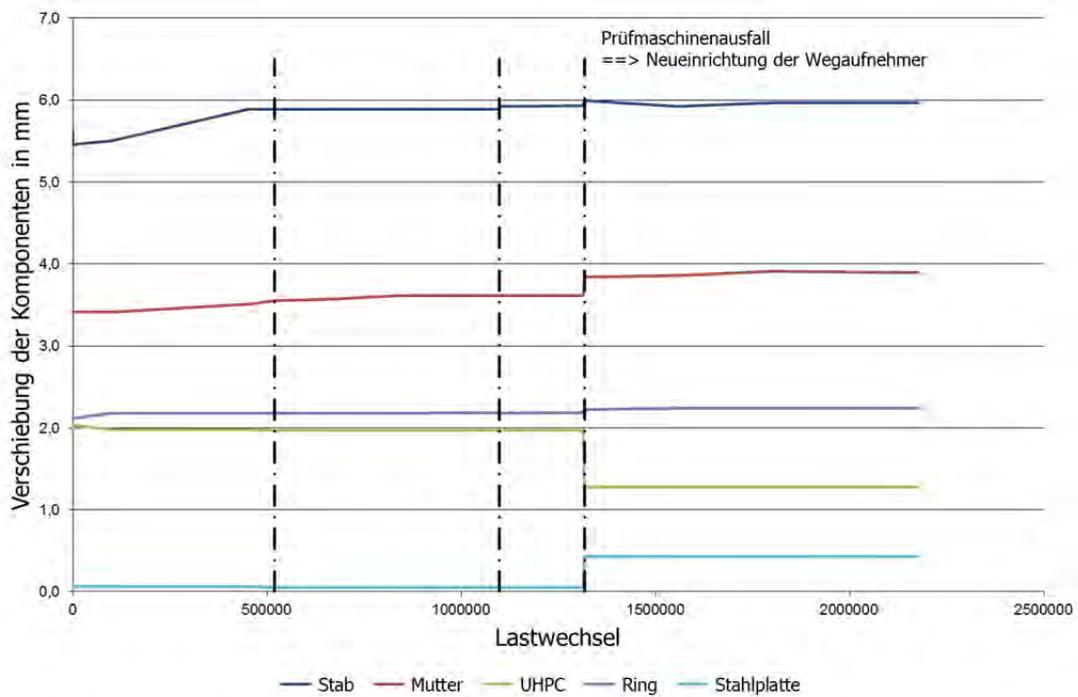


Abbildung 3.55: Vertikale Verschiebung der Komponenten während der Lastwechsel Versuch 3.3

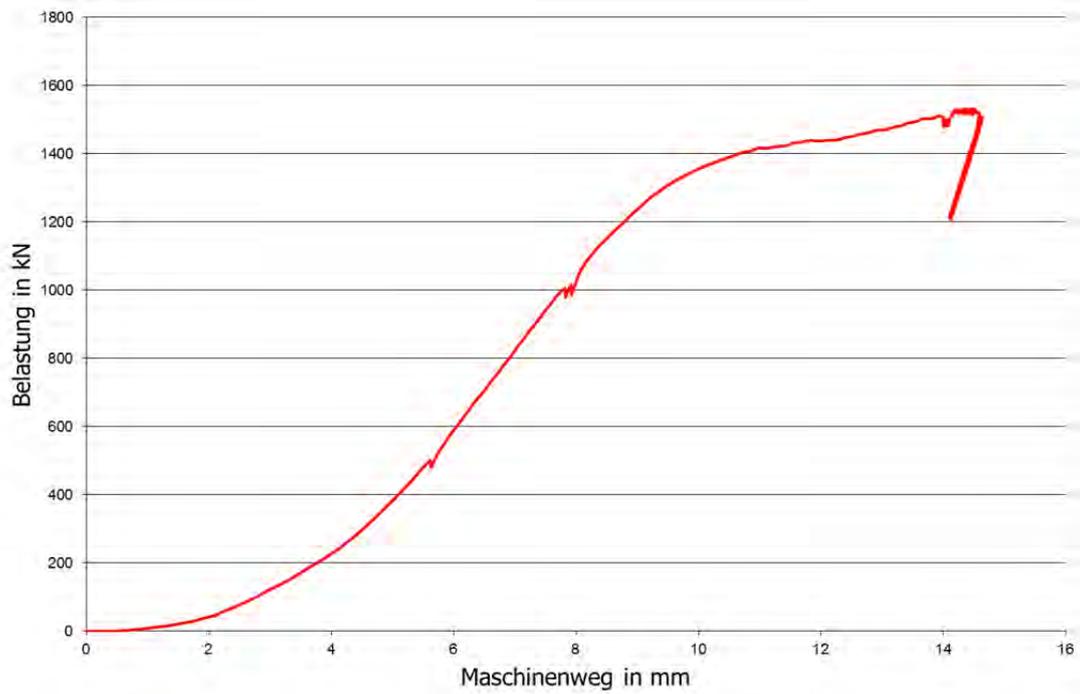


Abbildung 3.56: Kraft-Weg-Diagramm bei der Lastaufbringung Versuch 3.3



Abbildung 3.57: Oberseite Versuchskörper 3.3 nach Versuchsende



Abbildung 3.58: Unterseite Versuchskörper 3.3 nach Versuchsende

3.6.4 Dauerstandversuche

Nachfolgend sind exemplarisch die Ergebnisse des Dauerstandversuchs 4.1 dargestellt, die Ergebnisse der weiteren Dauerstandversuche finden sich im Anhang A.3. Je nach durchgeführten Messungen und dem verwendeten Prüfstand (DAV-1 oder DAV-2) stehen folgende Ergebnisse zur Verfügung:

- Kraft-Weg-Beziehung
- Kraft-Zeit-Verlauf mit Angabe der Belastung und der Belastungsdauer
- Weg-Zeit-Verlauf
- Dehnungen im Stahlring in Abhängigkeit von der Zeit
- Dehnungen im Stahlring in Abhängigkeit von der Belastung
- Bilder vom Zustand des Hybridankers an der Ober- und Unterseite nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Belastung [kN]	Belastungsdauer [h]
4.1	56	7,1	146	186	Stahl	880,0	~ 0,8

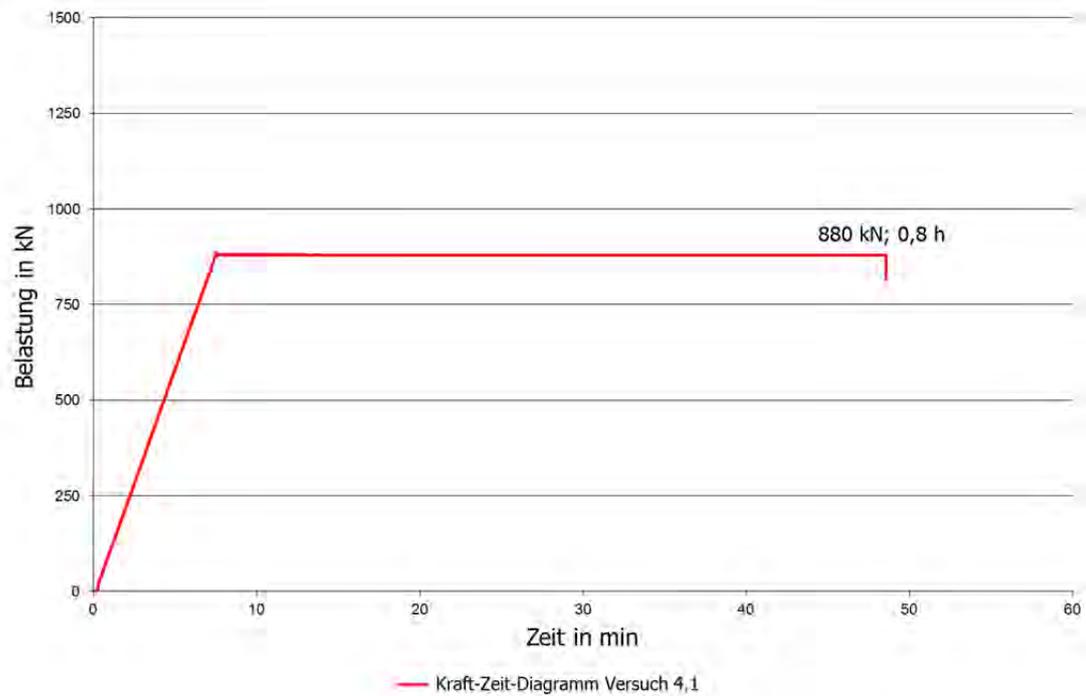


Abbildung 3.59: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.1

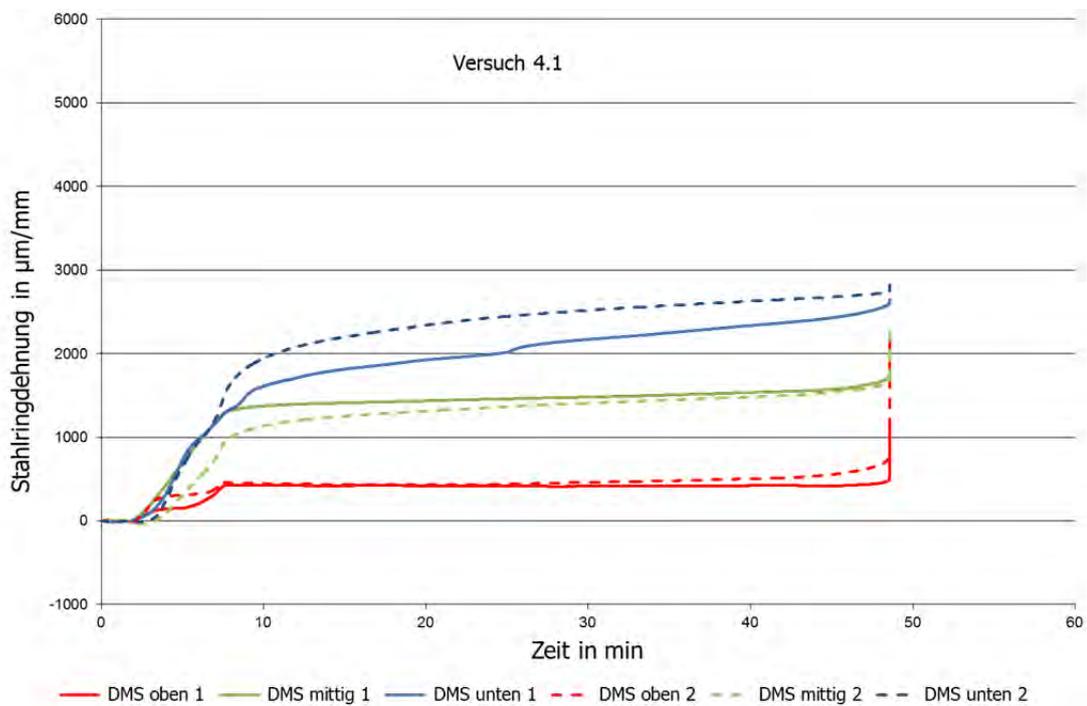


Abbildung 3.60: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.1

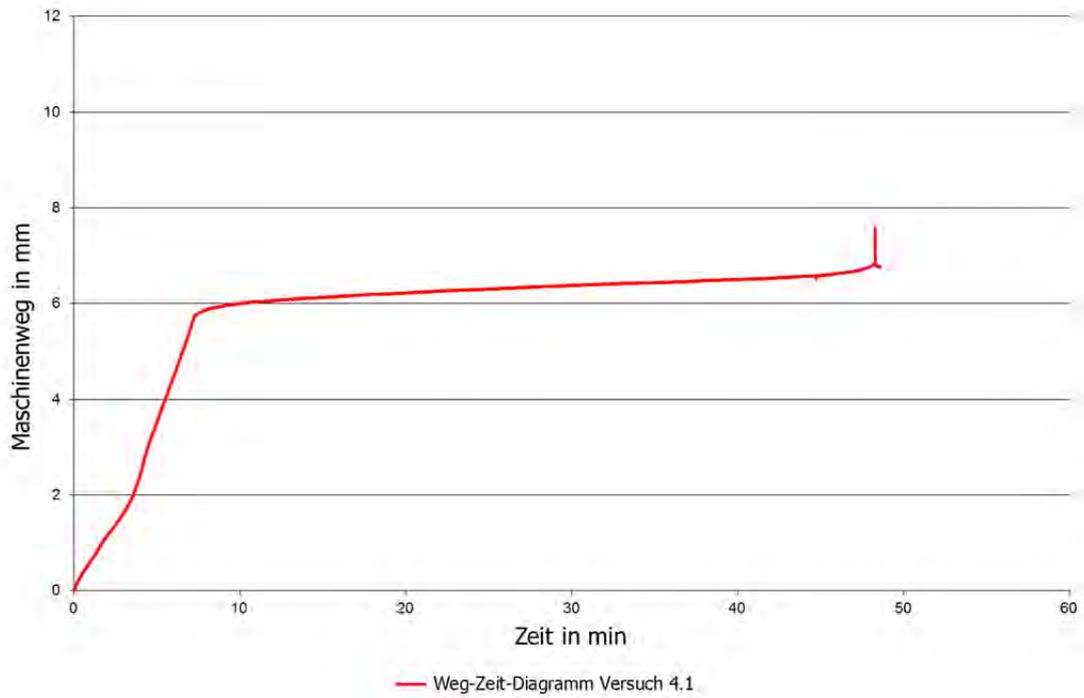


Abbildung 3.61: Weg-Zeit-Diagramm Versuch 4.1

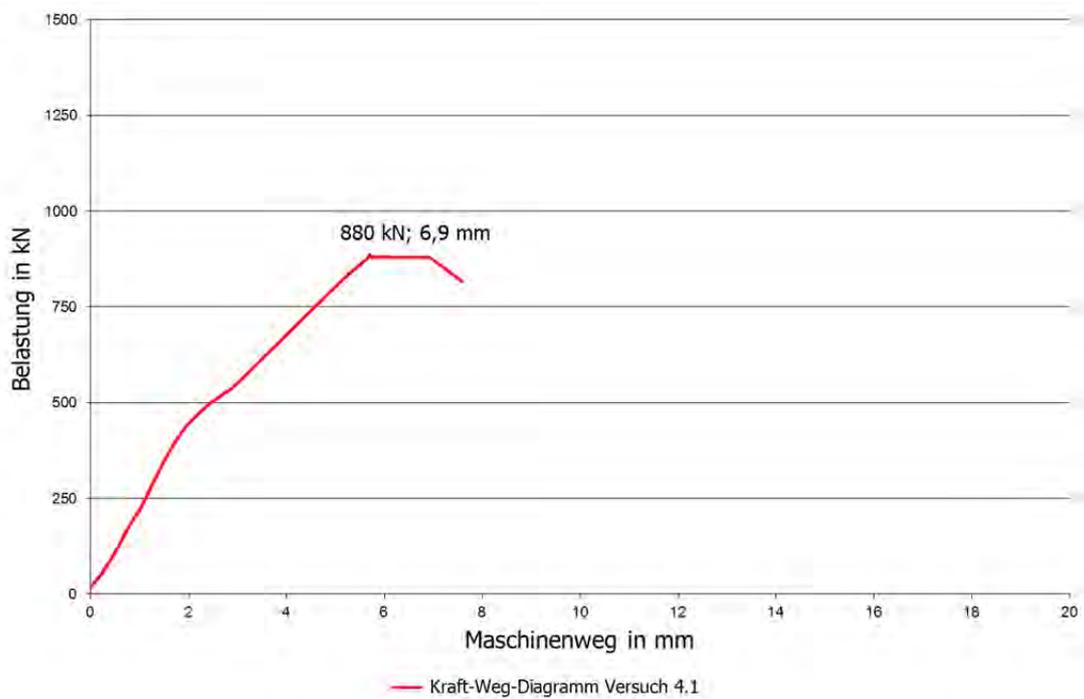


Abbildung 3.62: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 4.1

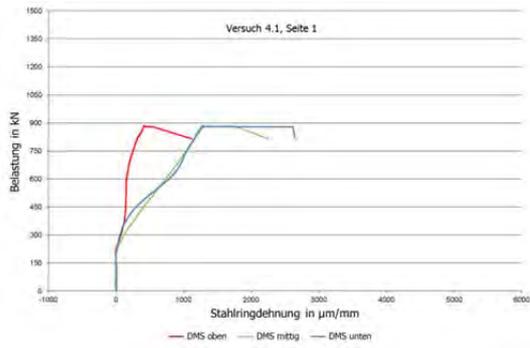


Abbildung 3.63: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.1

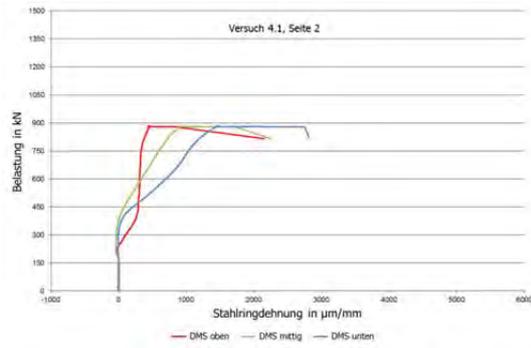


Abbildung 3.64: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.1



Abbildung 3.65: Oberseite Versuchskörper 4.1 nach Versuchsende



Abbildung 3.66: Unterseite Versuchskörper 4.1 nach Versuchsende

3.7 Bewertung und Interpretation

3.7.1 Druckversuche mit Auflagerung auf Stahl

Zur Untersuchung des Kurzzeitverhaltens auf Stahl erfolgte eine Belastung der Hybridverankerung bis zum Versagen, um so die Maximallast zu bestimmen. Mit Hilfe dieser Prüfungen kann das Modell zur Dimensionierung der Hybridanker verifiziert werden. Zudem kann nachgewiesen werden, ob es für die verschiedenen vorhandenen Stabgrößen sowie unterschiedliche Arten der Lasteinbringung (Kugelmutter, flache Verankerung) in den UHPC-Füllkörper gleichermaßen anwendbar ist. Zeigt sich eine Vergleichbarkeit, so ist man für die weiteren Versuche nicht zwingend auf die Verwendung der gleichen Stabgröße angewiesen.

3.7.1.1 Einfluss Druckfestigkeit Füllmaterial

Für alle Versuche wurde am Versuchstag mindestens die Würfeldruckfestigkeit des UHPCs an Würfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm ermittelt. Die Kenntnis der Festigkeiten zum Prüfzeitpunkt ist notwendig für die Einordnung der Ergebnisse und die Bewertung eventueller Unterschiede. Tabelle 3.10 zeigt die erreichte Maximallast sowie die zugehörige UHPC-Würfeldruckfestigkeit. Der Einfluss der Festigkeit des mineralischen Füllmaterials zeigt sich bei einer Betrachtung von Versuchen mit ansonsten gleichen Randbedingungen, also gleiche Auflagerung, gleiche Umschnürung und gleiche Stabgröße.

Tabelle 3.10: UHPC-Würfeldruckfestigkeiten Druckversuche

Versuch Nr.	Geometrie	Ø Öffnung [mm]	$f_{cm,0,cube100}$ [N/mm] ²	[F _{pk}]	[max. F]
1.5	32-1	80	160	844	1149
1.7	32-1	80	178	844	1225
1.19	47-1	110	160	1822	2459
1.21	47-1	110	178	1822	2370
1.24	635-1b	150	185	2534	2701
1.26	635-1b	150	215	2534	3163
aus [95]	-	70	120	1070	1290
aus [95]	-	70	205	1070	1930

In Abbildung 3.67 sind Kraft-Weg-Verläufe für die Versuche 1.24 und 1.26 dargestellt. Die Hybridanker haben die gleiche Geometrie (635-1b), die UHPC-Druckfestigkeit unterscheidet sich jedoch um 16 %.

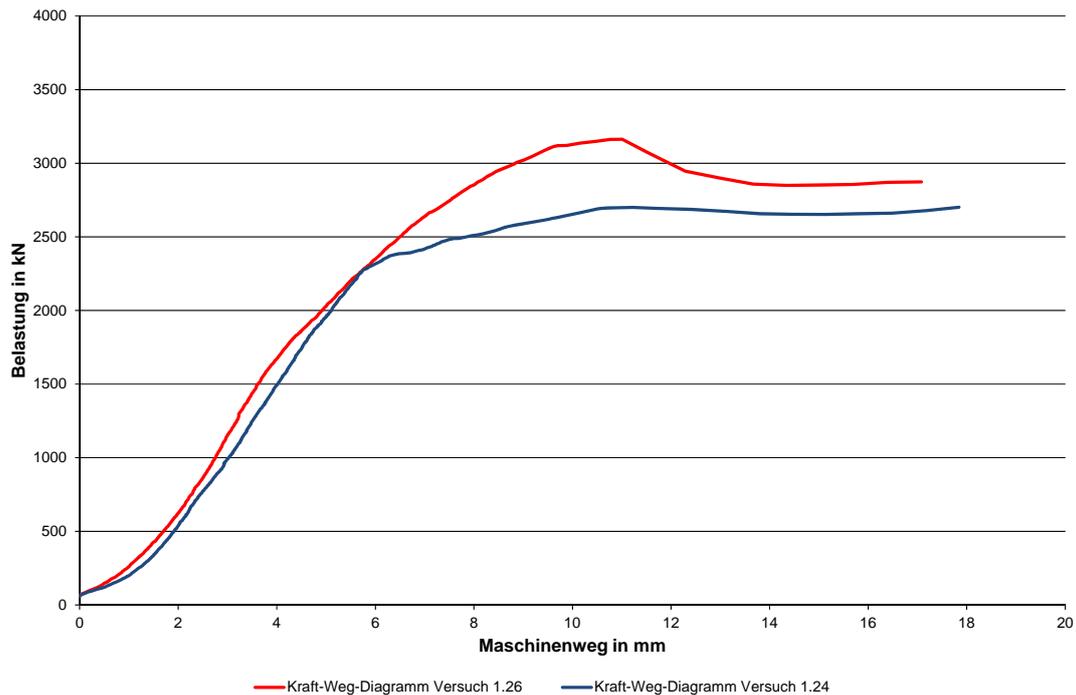


Abbildung 3.67: Kraft-Weg-Diagramm für die Versuche 1.24 und 1.26

Betrachtet man die Ergebnisse für die Variation des Füllmaterials, so kann auf einen direkten Zusammenhang zwischen Festigkeitssteigerung und Erhöhung der maximal ertragbaren Belastung für die Versuche 1.5, 1.7, 1.24 und 1.26 sowie aus [95] geschlossen werden. Die Erhöhung des Wirkungsgrads setzt allerdings voraus, dass die Umschnürung der Hybridankerplatte ausreichend Kapazitäten im elastischen Bereich aufweist, um die zusätzlichen Ringzugkräfte abzutragen.

Für die Versuche 1.19 und 1.21 konnte keine Erhöhung der Maximallast erreicht werden, obwohl die Versuchskörper aus den gleichen Chargen wie die aus den Versuchen 1.5 und 1.7 stammten. Es wird davon ausgegangen, dass bei diesem Versuch andere Einflüsse maßgebend waren, die die Maximallast reduziert haben (evtl. Schiefstellung der Mutter beim Versuch oder geringere Füllhöhe beim Herstellvorgang).

3.7.1.2 Einfluss der Bauteilhöhe

Der Einfluss der Bauteilhöhe auf das mechanische Verhalten von Hybridankerplatten kann bei ansonsten gleich bleibenden Randbedingungen in Druckversuchen bestimmt werden. Nachfolgend ist in Abbildung 3.68 die Kraft-Weg-Messung für die Versuche 1.13 und 1.14 (Kugelbundmutter) und in Abbildung 3.69 für die Versuche 1.15 bis 1.17 (flache Mutter mit Unterlegscheibe) dargestellt.

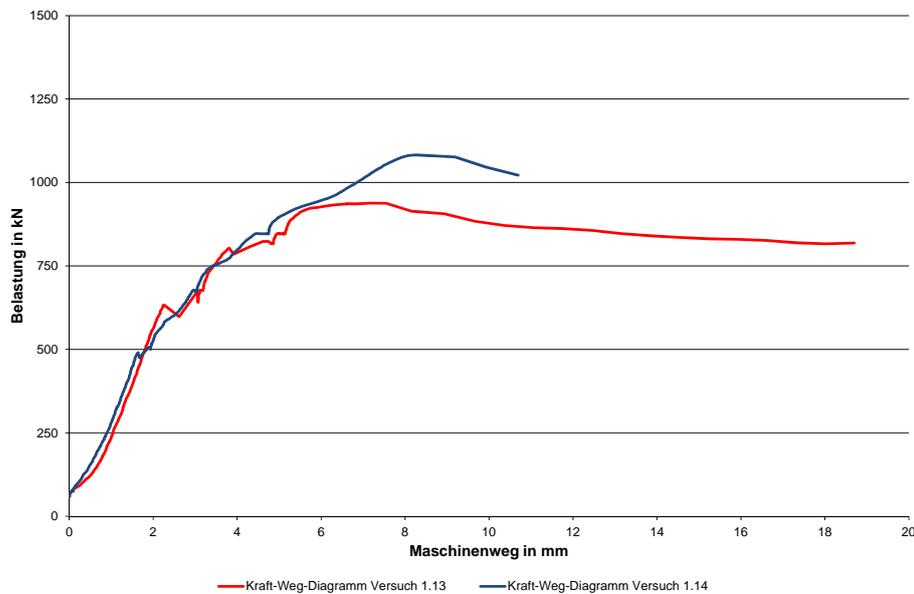


Abbildung 3.68: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche 1.13 und 1.14 zur Bestimmung des Einflusses der Bauteilhöhe

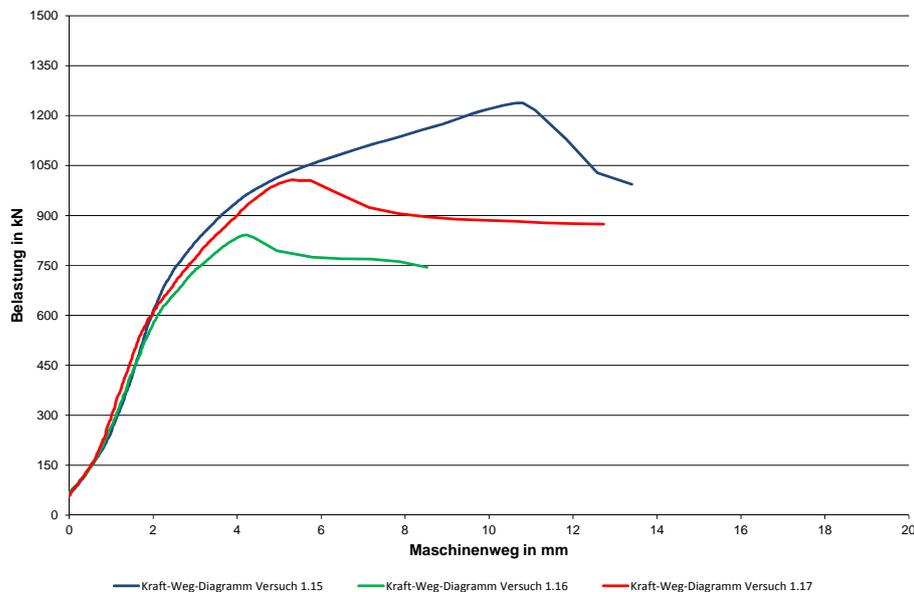


Abbildung 3.69: Kraft-Weg-Diagramm der Versuche 1.15 bis 1.17 zur Bestimmung des Einflusses der Bauteilhöhe

Bei Versuch 1.15 wurde statt der Höhenänderung die Unterlegscheibe aufgesetzt, wodurch sich eine Erhöhung des Lastangriffspunkts um 10mm ergab. Die Ergebnisse zeigen einen direkten Zusammenhang zwischen der Erhöhung der Bauteilhöhe und der maximal ertragbaren Belastung. Durch die Bauteilerhöhung wird die Kapazität der Umschnürung (größere Fläche) und des Füllmaterials (größere Durchstanzfläche) gesteigert. Im Kraft-Weg-Verlauf zeigt sich zunächst kein Unterschied in der Steifigkeit der Hybridankerplatten. Jedoch ist mit größerer Bauteilhöhe noch eine deutliche Belastungssteigerung auch mit verringerter Steifigkeit möglich. Die quantitativen Zusammenhänge sind nachfolgend in Tabelle 3.11 dargestellt.

Tabelle 3.11: Einfluss der Bauteilhöhe auf die Bruchlast bei ansonsten gleichen Randbedingungen

Versuch	Bauteilhöhe [mm]	Maximallast [kN]
13	60	938
14	70	1083
15	75	1238
16	55	842
17	65	1008

3.7.1.3 Einfluss Auflagervarianten

Nachfolgend sind in Abbildung 3.70 die Kraft-Weg-Kurven für Hybridanker bei einer Auflagerung auf einer kreisrunden Öffnung und bei Auflagerung auf einer Gurtung (realisiert durch parallele Stahlplatten) dargestellt. Der Abstand der Auflagerplatten für Linienauflagerung wurde hierbei gemäß den Lochdurchmessern bei Auflagerung auf einer kreisrunden Öffnung gewählt. Grundsätzlich kann bei Auflagerung auf kreisrunder Öffnung eine deutlich höhere Maximallast erreicht werden.

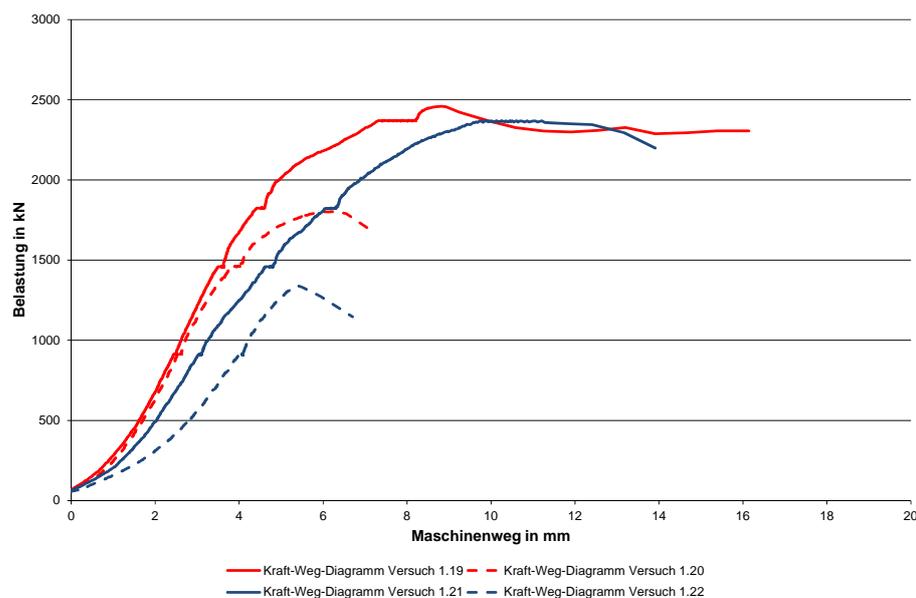


Abbildung 3.70: Kraft-Weg-Kurve für die Versuche 1.19 bis 1.22

Die Unterschiede in der Betonfestigkeit können hier nur bedingt für eine Ergebnisinterpretation herangezogen werden, vgl. 3.7.1.1. Die Festigkeitssteigerung konnte hier keine Steigerung der Maximallast ermöglichen. Die wesentlichen Ergebnisse sind nochmals in Tabelle 3.12 zusammengefasst.

Tabelle 3.12: Einfluss der Auflagersituation auf den Wirkungsgrad

Versuch	Auflagerung	Festigkeit UHPC [N/mm ²]	F_{pk} Stab in kN	max. F [kN]
1.19	Loch	160	1822	2459
1.20	Gurtung	160		1803
1.21	Loch	178		2370
1.22	Gurtung	178		1339

Die deutlich geringere mögliche Belastung bei einer Linienauflagerung ist wohl auf die erhöhte Biegebeanspruchung zurückzuführen, die eine erhöhte Zugspannung im UHPC auf der Unterseite der Hybridankerplatte zur Folge hat. Dies wird auch bei Betrachtung der Verformungen in 3.7.1.9 deutlich.

3.7.1.4 Einfluss der Öffnung

Durch eine Variation der Lochgröße unterhalb der Hybridanker soll der Einfluss dieser auf die Maximallast festgestellt werden. Nachfolgend sind in Abbildung 3.71 die Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.9 bis 1.12 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass mit einer Vergrößerung der Öffnung unterhalb der Hybridankerplatte eine Verminderung der maximal möglichen Belastung einhergeht.

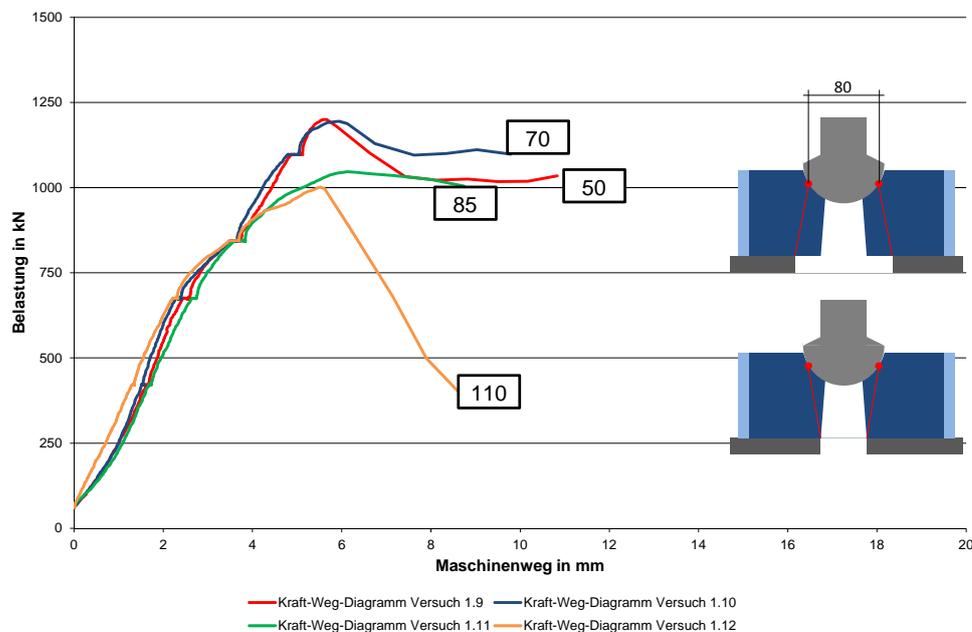


Abbildung 3.71: Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.9 bis 1.12

Vergleicht man zunächst jedoch Versuch 1.9 und 1.10 so ist hier keine Verminderung der Maximallast eingetreten. Da auch keine Unterschiede bezüglich der UHPC-Festigkeit, der Umschnürung oder der Hybridankergeometrie vorhanden sind, ist dies wohl auf die Geometrie der Lasteinleitung und der Öffnung zurückzuführen. Bei beiden Versuchen liegt die ideale Auflagerlinie der Kugelbundmutter außerhalb der Öffnung, was den Widerstand gegen Versagen deutlich erhöht (vgl. auch Abbildung 3.72). Bei den Versuchen 1.11 und 1.12 liegt die ideale Auflagerlinie innerhalb der Öffnung. Hier ist eine deutliche Reduzierung der maximalen Last zu erkennen, wobei eine weitere Vergrößerung der Öffnung nicht im gleichen Maße eine Reduzierung der Maximallast bedeutet. Dieser Zusammenhang wird in Tabelle 3.13 noch einmal verdeutlicht.

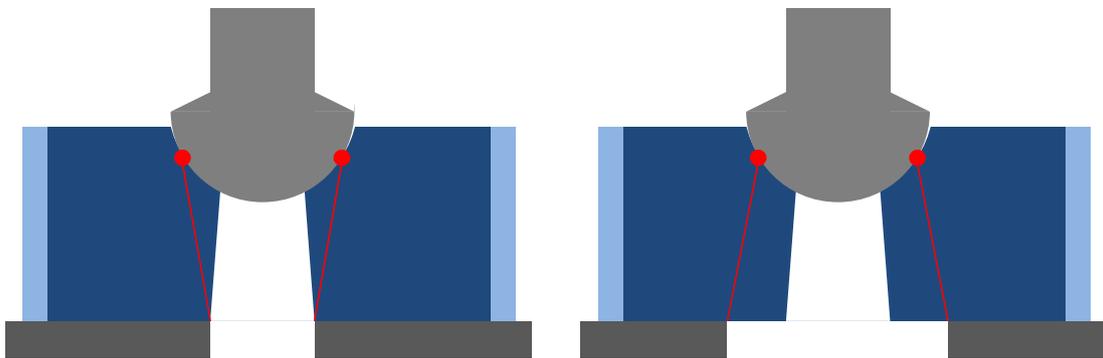


Abbildung 3.72: Mögliche Bruchkanten bei kleiner und großer Öffnung im Untergrund

Tabelle 3.13: Maximallast unter Variation des Öffnungsdurchmessers

Versuch	$f_{cm,0,cube100}$ [N/mm ²]	max. F [kN]	Durchmesser Öffnung [mm]	Durchmesser Auflagerlinie [mm]
1.9	190	1200	50	80
1.10	190	1195	70	80
1.11	190	1047	85	80
1.12	190	1001	110	80

Bei einer Vergrößerung des Lochdurchmessers im Untergrund ist zudem eine deutliche Reduzierung des duktilen Verhaltens zu beobachten. Die Stützwirkung der Umschnürung bei kleineren Lochdurchmessern wird durch die Bruchfigur (Keil) begünstigt, wobei bei größeren Lochdurchmessern der Durchstanz- und damit Querkraftwiderstand des UHPCs schneller erreicht wird.

Das gleiche Verhalten ist bei der Auflagerung auf einer Gurtung zu beobachten. Abbildung 3.73 zeigt die Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.6 und 1.8. Bei Versuch 1.8 wurde der Abstand der Stahlplatten von 100 mm auf 80 mm verringert.

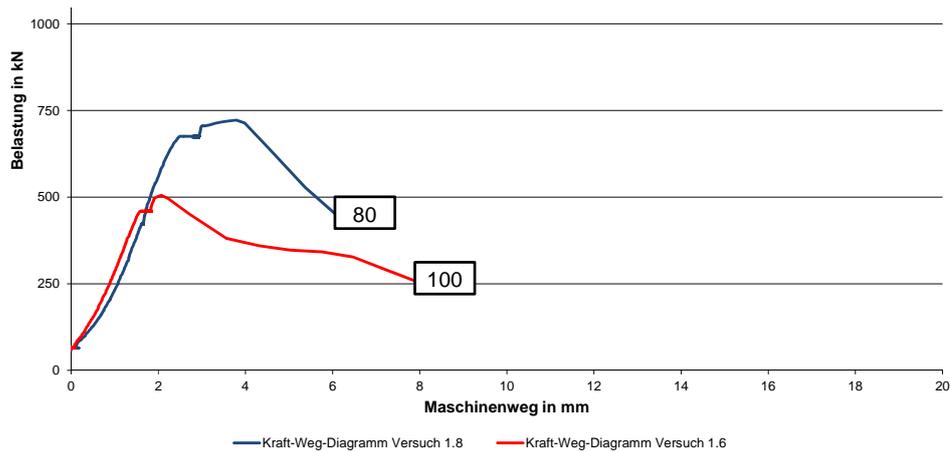


Abbildung 3.73: Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.6 und 1.8

Zusätzlich werden Versuch 1.7 und 1.15 miteinander verglichen. Die für 1.15 verwendete Unterlegscheibe aus Stahl hat den gleichen Durchmesser wie die Auflagerlinie der entsprechenden Kugelbundmutter bei 1.7. Zudem wurde die Höhe des 1.15 entsprechend des idealisierten Lastangriffspunktes der Kugelbundmutter verringert. Die UHPC-Festigkeiten weichen mit 178 N/mm^2 und 189 N/mm^2 nur um 6% voneinander ab. Nachfolgend sind die Kraft-Weg-Kurven der beiden Versuche in Abbildung 3.74 gegenüber gestellt. Beide Versuchskörper verhalten sich bis zu einer Belastung von etwa 75 % F_{pk} gleich.

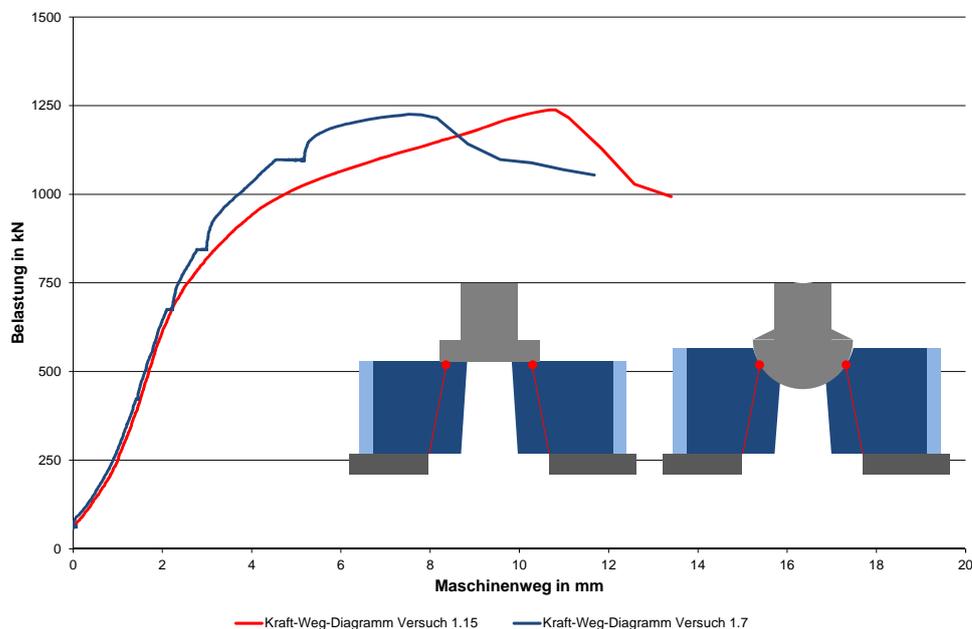


Abbildung 3.74: Gegenüberstellung Kraft-Weg-Kurve für Verankerung mit flacher Mutter und Kugelbundmutter

Die Verwendung von Kugelbundmuttern oder Unterlegscheiben mit zur Auflagerlinie äquivalenten Durchmessern führt bei Hybridankern mit ansonsten gleichen

Randbedingungen, wie Festigkeit, Lage des Lastangriffspunktes (durch die Plastifizierung und Verformung der Unterlegscheibe), Durchmesser der Öffnung im Untergrund und die Außenabmessungen sowie Ringdicke und Eigenschaften des Stahlrings, zu ähnlichem Verhalten und Maximallasten. Voraussetzung dafür ist jedoch sicherlich eine ausreichende Steifigkeit der Unterlegscheibe, da sich diese ansonsten zu stark verformen und der Last entziehen würde.

3.7.1.5 CFK-Umschnürung

Abbildung 3.75 zeigt die Kraft-Weg-Kurven der Versuche 1.23 bis 1.26. Die Verläufe sind für diese Versuche sehr ähnlich. Bei allen liegt eine Initialisierungsphase vor, bevor die Umschnürung aktiviert wird und die Steifigkeit deutlich ansteigt. Nach einem Spannungsabfall wird die Maximallast erreicht, mit der große Verformungen einhergehen. Die maximal mögliche Belastung fällt zunächst nur langsam unter großer Wegzunahme ab, bevor es zu einem endgültigen Versagen kommt.

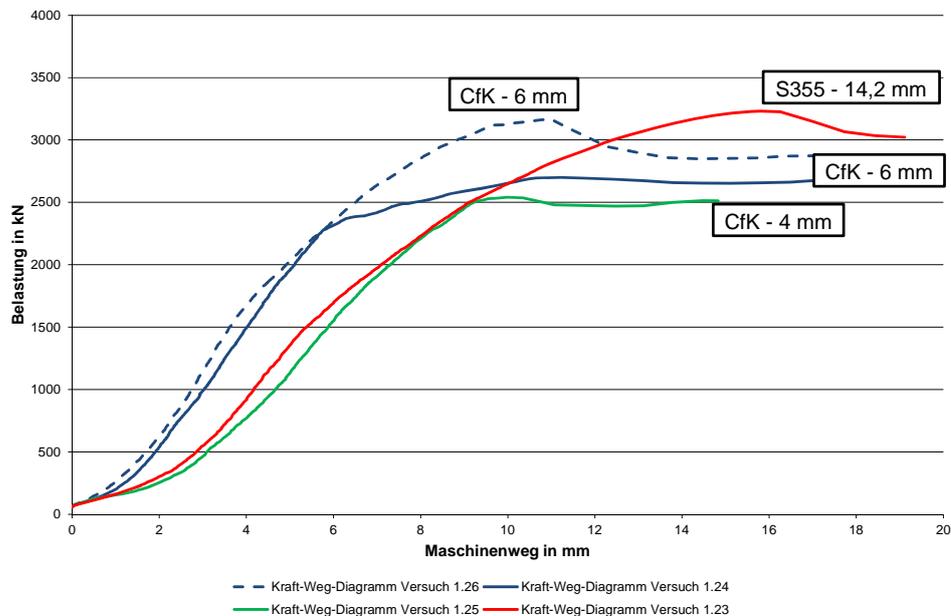


Abbildung 3.75: Kraft-Weg-Diagramm: Vergleich Stahl- und CFK-Umschnürung im Druckversuch

Die Versuche haben gezeigt, dass ein ähnliches Verhalten zu erreichen ist, wenn die CFK-Umschnürung ausreichend ausgebildet wird. Eine Erhöhung der Fasermenge um 50% führte in diesem Fall zu einer Erhöhung der Bruchlast um 25%. Die Steigerung der Betonfestigkeit um 16% führte bei gleichbleibender Fasermenge und Orientierung zu einer Steigerung der Maximallast um 18%. Diese Werte sind jedoch sicherlich differenziert zu betrachten, da das Erreichen der Maximallast nicht nur durch die Quantität der Umschnürung oder des UHPC bestimmt werden kann. Vielmehr sind beide Faktoren in Kombination zu berücksichtigen. So ist beispielsweise vorstellbar, dass ab einer bestimmten Belastung eine höhere Fasermenge zu keinem besseren Ergebnis führen kann, da der UHPC bereits an seinen Grenzen angelangt

ist, z.B. bei großen Öffnungsdurchmessern im Untergrund. Umgekehrt wiederum muss eine Festigkeitssteigerung des UHPC nicht zu einer Steigerung der möglichen Maximalbelastung führen, wenn die Umschnürung keine Restkapazitäten mehr aufweist.

3.7.1.6 GFK-Umschnürung

In Abbildung 3.76 ist die Kraft-Weg-Kurve des Versuch 1.18 dargestellt. Auch für eine Umschnürung mit GFK ist zunächst das gleiche Verhalten bei Belastung zu beobachten. Jedoch sind bei Annäherung an die Maximallast deutliche Sprünge in der Kurve zu beobachten. Zudem erfolgt mit Erreichen der Bruchlast ein sofortiges Versagen der Hybridankerplatten. Die Sprünge in der Kurve sind auf die schlagartige, teilweise von einem lauten Knacken begleitete Delamination der Fasern zurückzuführen. Bei Erreichen der Maximallast war diese wohl so weit fortgeschritten, dass die dadurch sehr große Aufweitung der Umschnürung ein sofortiges Versagen des UHPC-Kerns zur Folge hatte.

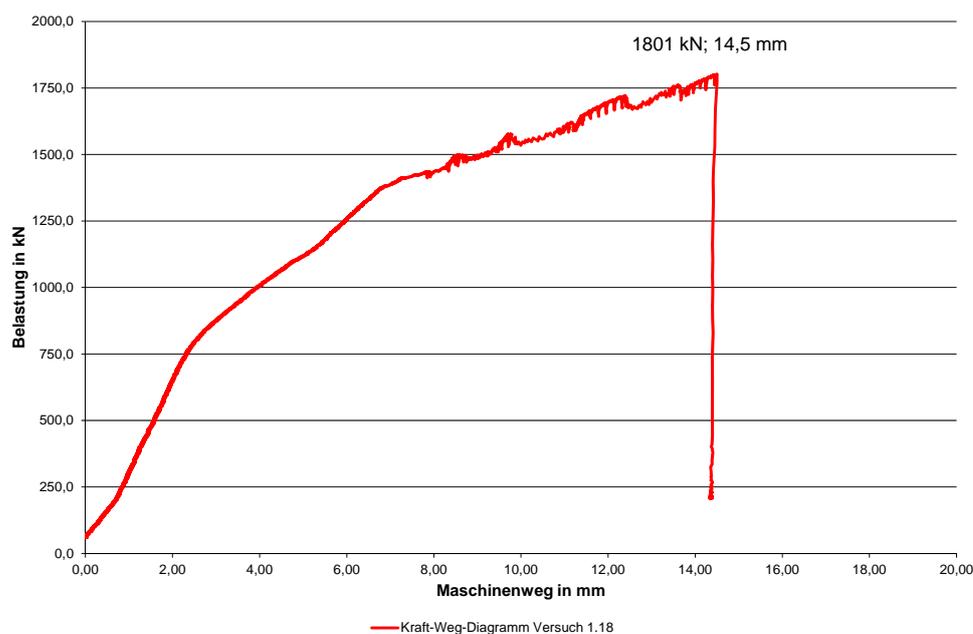


Abbildung 3.76: Kraft-Weg Diagramm aus Versuch 1.18

3.7.1.7 Betonstahlschnürung

Als weitere Variante der Umschnürung von Hybridankern wurden Versuchskörper mit Wendeln bewehrt. Abbildung 3.77 zeigt die Kraft-Weg-Kurven für einen wendelbewehrten (Versuch 1.29) und einen stahlschnürten (Versuch 1.28) Hybridanker für ansonsten gleiche Randbedingungen (Zuggliedgröße, UHPC-Festigkeit, Außenabmessungen, Öffnung im Untergrund). Der Versuch für den wendelbewehrten

Versuchskörper wurde wie die oben beschriebenen Druckschwellversuche in Anlehnung an ETAG 013 durchgeführt, um während der Belastungszyklen die Rissbreiten im UHPC zu messen.

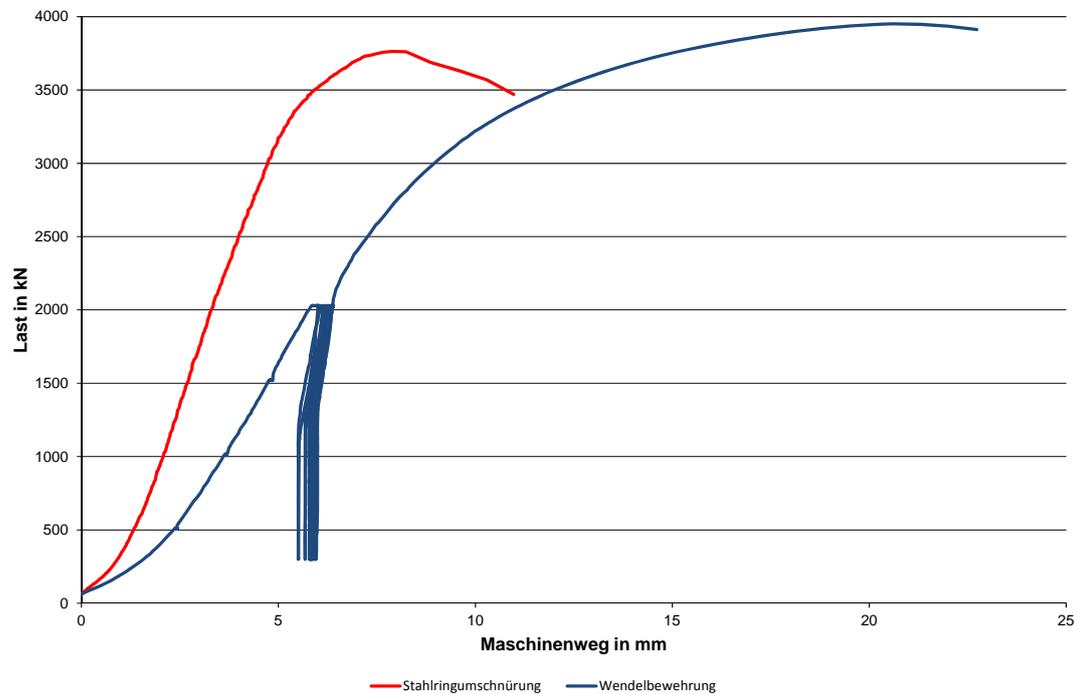


Abbildung 3.77: Vergleich der Kraft-Weg-Kurven von Hybridankern mit Stahringumschnürung und Wendelbewehrung

Der Versuch hat gezeigt, dass tendenziell die gleichen Maximallasten erreicht werden können, wie bei Hybridankern mit Stahringumschnürung. Die Kraft-Weg-Kurve weist dabei auf ein deutlich duktileres Verhalten hin. Durch die Bewehrung mit Wendeln kann der große Vorteil des Verzichts auf außen liegende Stahlteile realisiert werden, wodurch ein optimaler Korrosionsschutz erreicht wird. Rissbreitenmessungen während des Versuchs haben ergeben, dass zu jeder Zeit innerhalb der Belastungszyklen zwischen 12 und 80 % der Bruchlast des Zugglieds die vorhandenen Risse kleiner als 0,1mm waren.

3.7.1.8 Einfluss und Wirkung der Umschnürung aus Kurzzeitversuchen auf Stahl

Mit Hilfe von Druckversuchen konnten wichtige Zusammenhänge hinsichtlich des Füllmaterials, der Umschnürungsart, der Auflagersituation und der Bauteilhöhe erkannt und quantifiziert werden. Einen entscheidenden Anteil an der Widerstandsfähigkeit hat die Umschnürung, da Zugkräfte nur im begrenzten Maß durch den UHPC aufgenommen werden können. Es hat sich gezeigt, dass das Versagen der Hybridankerplatten durch eine Grenzdehnung gekennzeichnet ist. Darüber hinausgehende Dehnungen führen im UHPC zu großem Risswachstum und schließlich zum Durchstanzen. Dies erklärt auch das schlechte Biegetragverhalten, da hier im unteren Bereich der Hybridankerplatte große Dehnungen erreicht werden, die früh zu einem Versagen des Bauteils führen können.

Nachfolgend zeigt Abbildung 3.78 den Zusammenhang zwischen der Zugkraft in der Umschnürung und der dazugehörigen Dehnung. Aufgetragen sind die Materialien Stahl S355 und S460 sowie CFK und GFK entsprechend der in den Versuchen benutzten Spezifikationen. Durch den hohen E-Modul des Stahls entstehen im elastischen Bereich nur geringe Dehnungen im Vergleich zu Faserverbundwerkstoffen.

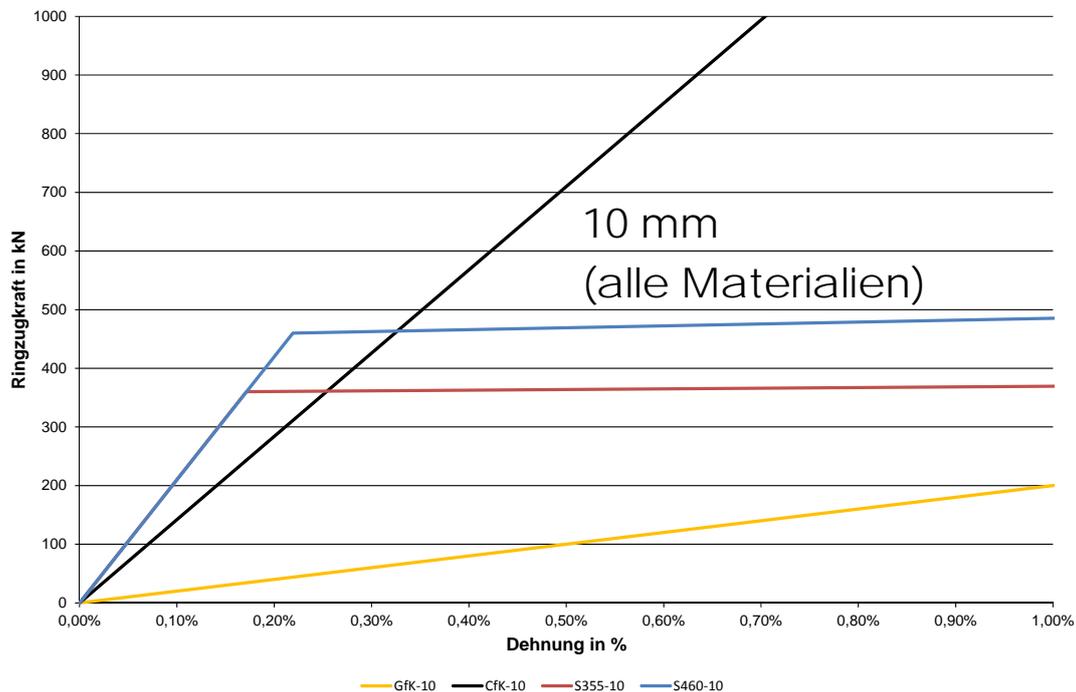


Abbildung 3.78: Ringzugkraft und zugehörige Dehnung für verschiedene Umschnürungswerkstoffe mit Referenzdicke 10 mm

Legt man nun die Versuchsergebnisse zu Grunde, so kann man das Diagramm in Abbildung 3.78 kalibrieren und für ansonsten gleiche Randbedingungen die erforderlichen Materialdicken bestimmen. Abbildung 3.79 zeigt die erforderlichen Material-

dicken für die verschiedenen Umschnürungsmaterialien unter Berücksichtigung der notwendigen Ringzugkraft und der erlaubten Grenzdehnung.

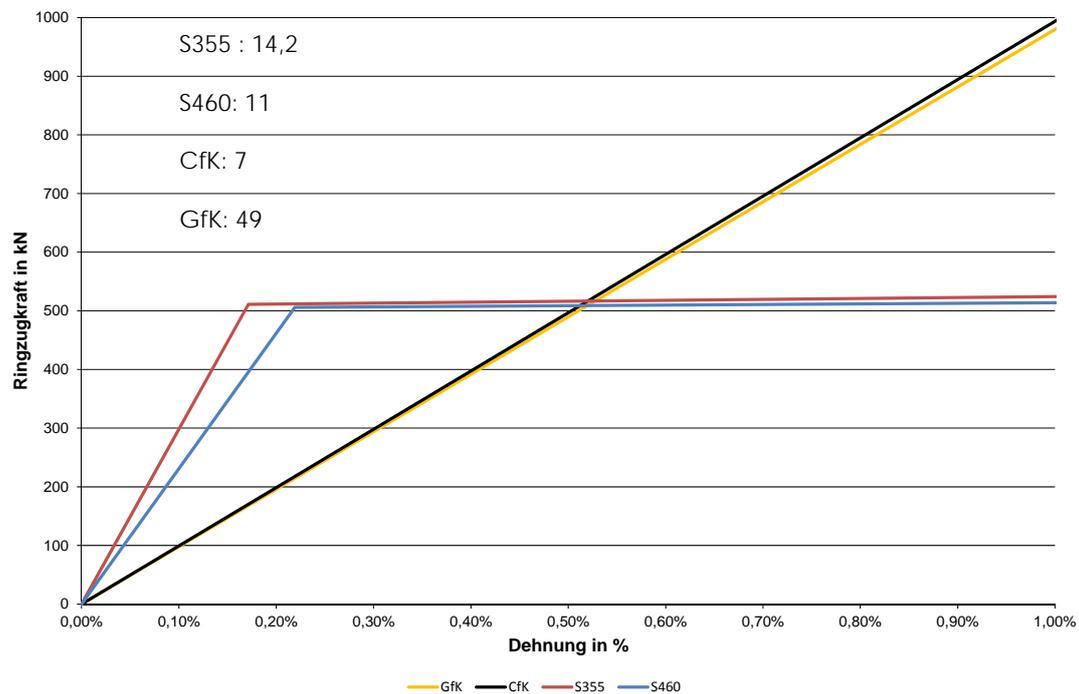


Abbildung 3.79: Erforderliche Ringzugkraft und zugehörige Grenzdehnung für verschiedene Umschnürungswerkstoffe

Die aus den Versuchen ermittelte durchschnittliche Grenzdehnung des Umschnürungsmaterials liegt zwischen 0,50 und 0,55 %. Betrachtet man das kalibrierte Diagramm wird deutlich, dass die Faserverbundwerkstoffe nur etwa zu 15-20 % ausgenutzt werden können, bevor die Grenzdehnung für ein Versagen des UHPC zu groß wird. Bei Faserverbundwerkstoffen kann die erforderliche Dehnsteifigkeit EA nur mit hohen Kosten auf Grund der schlechten Materialausnutzung erkaufte werden. Die Stahlumschnürung hingegen kann optimal ausgenutzt werden und befindet sich hier bei einem Versagen der Hybridankerplatte bereits im Fließen.

3.7.1.9 Hybridankersteifigkeit

Für die Untersuchung des Verformungsverhaltens bzw. der Hybridankersteifigkeit kann sowohl die Messung der Ringaufweitung mittels Dehnmessstreifen als auch die Messung der Durchbiegung mittels induktiver Wegaufnehmer herangezogen werden. In Abbildung 3.80 ist für Versuch 1.7 und 1.8 die Ringaufweitung in Abhängigkeit der Belastung dargestellt. Bei der Auflagerung auf kreisrunder Öffnung erfolgt zunächst eine Aufweitung des unteren Teils der Hybridankerplatte. Ab dem Steifigkeitsabfall im Kraft-Weg-Diagramm erfolgt eine schnellere Zunahme der Dehnungen im oberen Bereich. Beim Versagen erfolgt nochmals eine sprunghafte Zunahme der Dehnungen, da hier die Kugelbundmutter in die Hybridankerplatte hineingedrückt wird und so den UHPC nach außen verdrängt. Betrachtet man das Verhalten bei Linienuflagerung, so wird deutlich, dass durch die bereits erwähnte Durchbiegung der untere Bereich des Stahlrings sehr stark gedehnt wird. Die Durchbiegung verursacht hierbei sogar eine Stauchung des Stahlrings im oberen Bereich. Im Bruchzustand sind die Dehnungen im unteren Bereich des Stahlrings sehr hoch und im oberen Bereich wird der Ring immer noch gestaucht, was deutlich auf ein Biegeversagen der Hybridankerplatte hinweist.

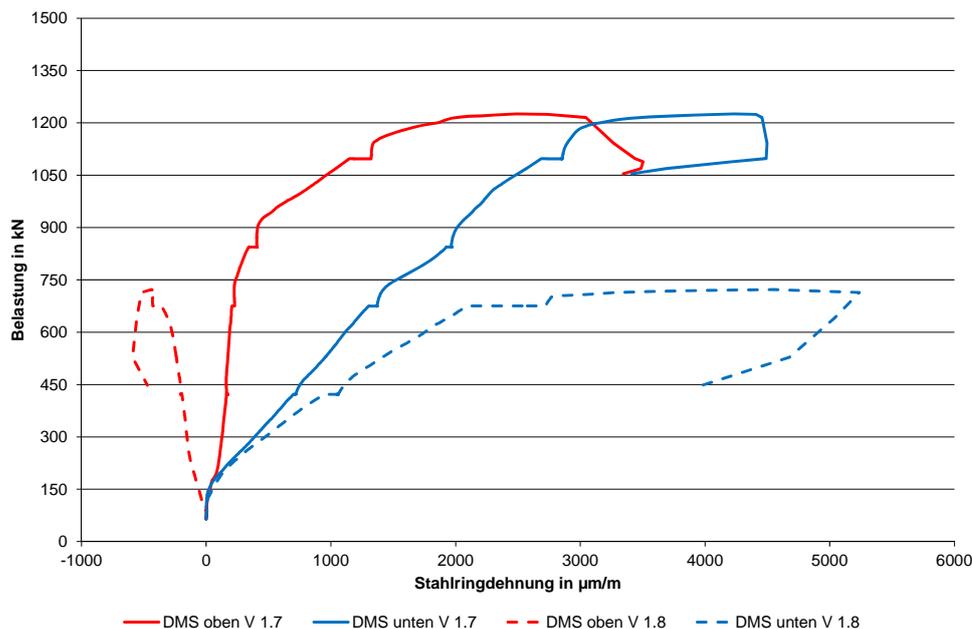


Abbildung 3.80: Dehnungen im Stahlring bei Versuch 1.7 und 1.8

Bei beiden Auflagerungsarten ist während der Haltezeiten eine Zunahme der Dehnungen erfolgt, die sich daraufhin allerdings auch stabilisiert haben.

Als weitere Belege für das Biegeversagen bei Gurtauflagerung zeigt Abbildung 3.81 die über die induktiven Wegaufnehmer gemessenen Durchbiegungen bei den Versuchen 1.7 und 1.8. Die Prozentangaben stehen für die einzelnen Laststufen bezogen auf die Nennbruchlast des korrespondierenden Stabes, die Kürzel a und e jeweils für den Anfang und das Ende einer Haltezeit.

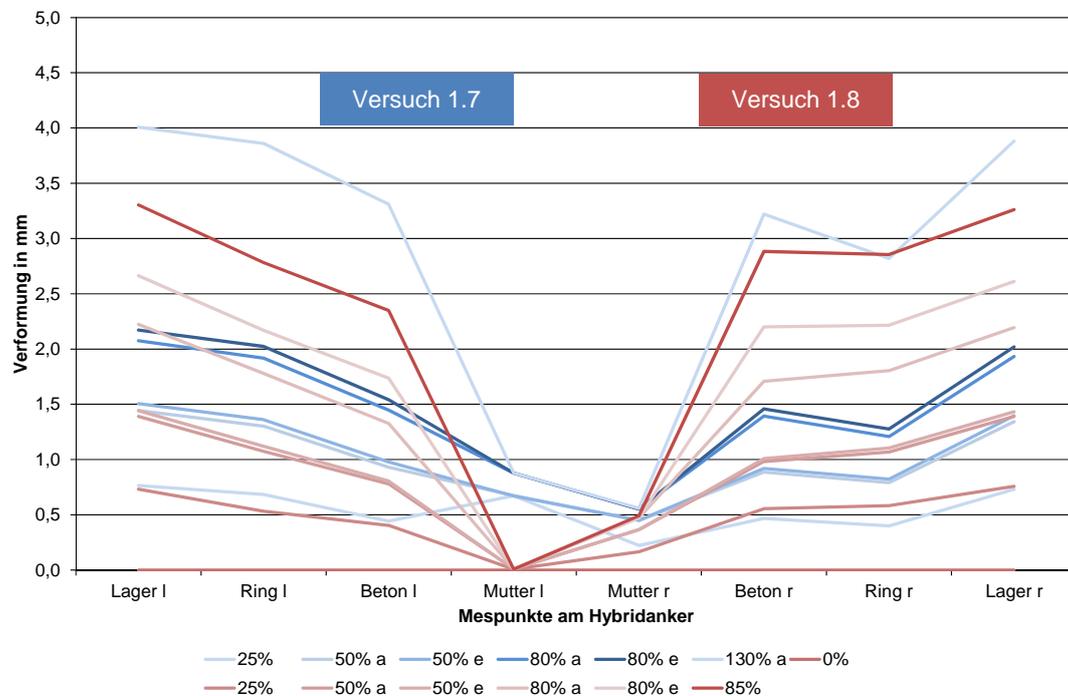


Abbildung 3.81: Durchbiegungsmessung bei den Versuchen 1.7 und 1.8

Zunächst ist bei beiden Auflagerungsarten das gleiche Durchbiegungsverhalten erkennbar. Die Hybridankerplatten erfahren eine Durchbiegung und „schüsseln“ auf. Bei weiterer Belastungssteigerung nimmt die Durchbiegung bei der Linienauflagerung stärker zu (vgl. auch Haltezeit bei 80%) was schließlich zum Versagen führt. Zwar ist der Absolutwert der Durchbiegung beim Versagen für die Auflagerung auf einer kreisrunden Aussparung höher, jedoch muss hierbei die um ca. 50 % höhere Maximalbelastung beachtet werden. Zudem sind die Werte nicht als allgemeingültig zu betrachten, sondern zur qualitativen Beurteilung des Verformungsverhaltens, da die Messung abhängig von der Ausrichtung des gesamten Versuchsaufbaus (z.B. Schiefstellung Kugelbundmutter) ist.

3.7.1.10 Versagensmechanismen

Je nach Auflagerung ergeben sich verschiedene Versagensbilder, wobei immer das gleiche Versagen auftritt. Bei Erreichen der Maximallast drückt die Kugelbundmutter den UHPC durch die Öffnung unter der Hybridankerplatte. Der so entstehende Durchstanzkörper ist oben durch die Auflagerlinie der Kugelbundmutter und unten durch den Rand der Öffnung in der Stahlplatte begrenzt. Abbildung 3.82 bis Abbildung 3.87 zeigen nochmals Hybridanker nach dem Versagen.

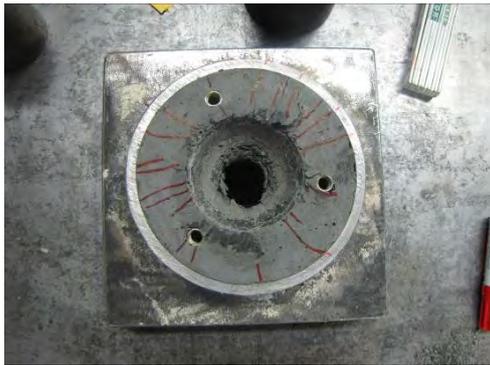


Abbildung 3.82: Versagen Oberseite Versuch 1.7



Abbildung 3.83: Versagen Unterseite Versuch 1.8

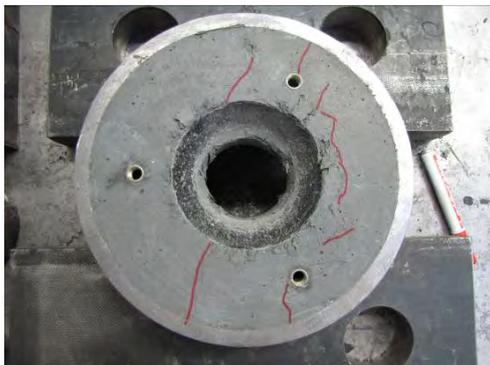


Abbildung 3.84: Versagen Oberseite Versuch 1.20



Abbildung 3.85: Versagen Unterseite Versuch 1.20



Abbildung 3.86: Versagen Oberseite Versuch 1.18



Abbildung 3.87: Versagen Unterseite Versuch 1.24

Bei der Verwendung einer GFK-Umschnürung zeigte sich zusätzlich eine Delamination der oberen Faserschichten. Diese erfolgte schlagartig was auch in dem entsprechenden Kraft-Weg-Diagramm deutlich zu sehen ist. Bei der Verwendung von gewickelten CFK-Rohren konnte dieser Effekt nicht beobachtet werden. Das Versagensbild bei der Umschnürung mit Faserverbundwerkstoffen gleicht bezogen auf den UHPC dem bei Verwendung einer Stahlringumschnürung.

Das endgültige Versagen der Hybridanker mit flacher Verankerung erfolgt wie bei der Verwendung von Kugelbundmutter nicht bei Erreichen der Maximallast sondern knapp unterhalb mit einer starken Zunahmen des Maschinenweges. Die verwendeten Unterlegscheiben plastifizieren und verformen sich und erreichen dabei eine dem Kugelbund ähnliche, jedoch flachere Form. Entlang der Öffnung des Untergrunds (Stahlplatte) bildet sich der Durchstanzkegelstumpf aus.



Abbildung 3.88: Versagen Oberseite Versuch 1.17



Abbildung 3.89: Versagen Unterseite Versuch 1.17



Abbildung 3.90: Versagen Oberseite Versuch 1.15

Die Versuchsergebnisse lassen sich auf Hybridanker zur Verwendung von Litzen mit kreisförmigen Keilträgern übertragen. Der Lastangriff erfolgt ebenfalls zentrisch. Falls erforderlich muss auch hier die Kontaktfläche zum UHPC mit Hilfe von Unterlegscheiben vergrößert werden, um die Kontaktspannungen auf ein ertragbares Maß zu begrenzen. Entsprechend muss der Durchmesser der Öffnung im Untergrund, die

Umschnürung (Stahl, GFK, CFK) und die Festigkeit des UHPC berücksichtigt werden.

3.7.2 Druckschwellversuche mit Auflagerung auf Beton

3.7.2.1 Einfluss der Betonkörperabmessung

In den Versuchen 2.2 bis 2.4 wurde der Einfluss der Achsabstände zwischen den einzelnen Zuggliedern im Bauwerk untersucht. Bei ansonsten gleichbleibenden Randbedingungen (Festigkeiten, Hybridankergeometrie) wurden die Abmessungen des Betonkörpers variiert, wobei die Grundbewehrung von 50 kg/m^3 entsprechend mit angepasst wurde.

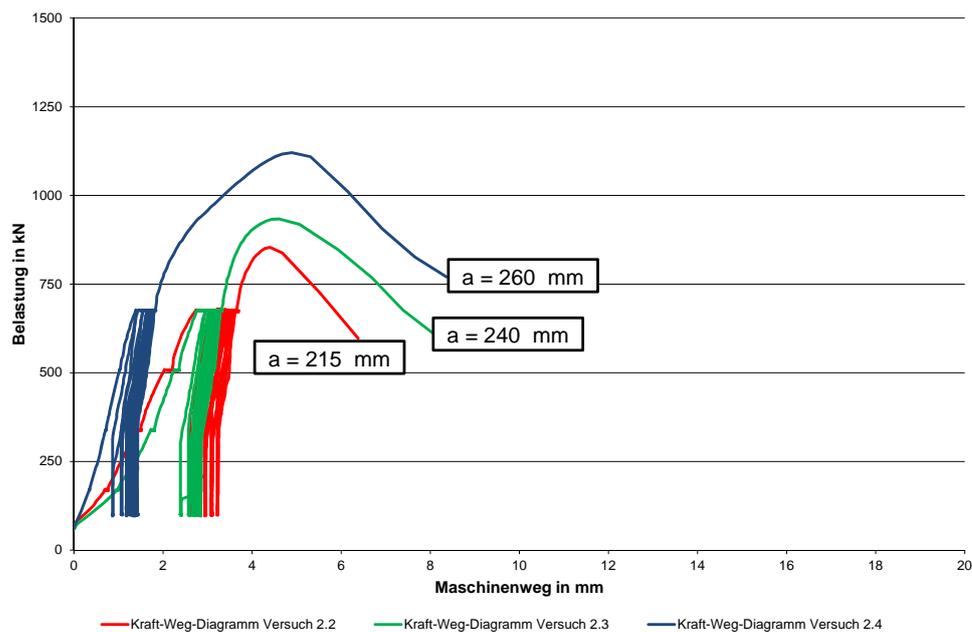


Abbildung 3.91: Kraft-Weg-Beziehungen für die Variation der Betonkörperabmessungen

Wie in Abbildung 3.91 ersichtlich nimmt die maximal ertragbare Last mit Verminderung der Betonkörperabmessungen ab. Zusätzlich nehmen die Dehnungen zu. Mit Verringerung der Abmessungen des Betonkörpers ist weniger umschnürender Beton für das hoch belastete Zentrum des Betonkörpers vorhanden. Dies führt zu einer Reduzierung der mehraxialen Druckfestigkeit des Betons und somit zu größeren Dehnungen bzw. Stauchungen des Betonkörpers (größerer Maschinenweg) und dadurch auch früher zum Versagen unterhalb des Hybridankers. Die Kontaktpressungen bei Erreichen der Maximallast sind nachfolgend in Tabelle 3.14 dargestellt. Hierbei ist kein linearer Zusammenhang erkennbar. Dies ist aber wohl auch auf den nicht trivialen Zusammenhang bei der Tragwirkung des Betonkörpers durch hohe Druckbelastungen im Lasteinleitungsbereich und Querzug in der oberen Hälfte des Betonkörpers zurückzuführen. Jedoch wird deutlich, dass mit steigender Umschnürung und damit höherer mehraxialer Druckfestigkeit eine Erhöhung der möglichen Kontaktpressung und damit der Maximallast erreichbar ist.

Tabelle 3.14: Einfluss der Betonkörperabmessungen auf die Maximallast und die Dehnung

Versuch	Seitenlänge Betonkörper [mm]	Pressung unter Hybridanker [N/mm ²]	max. F [kN]	Maschinenweg nach Lastzyklen [mm]
2.2	215	49,8	854	
2.3	240	54,5	934	
2.4	260	65,4	1121	

3.7.2.2 Einfluss der Betonfestigkeit

Aus den oben beschriebenen Ergebnissen kann also generell abgeleitet werden, dass mit Erhöhung der Betonfestigkeit auch eine Erhöhung der Maximallast einhergehen muss, da dadurch eine größere Kontaktspannung zwischen Hybridanker und Betonkörper ertragen werden kann. Abbildung 3.92 zeigt nachfolgend die Kraft-Weg-Kurven für die Druckschwellversuche 2.5 und 2.6. Die Betonfestigkeit wurde für Versuch 2.6 von 25 auf 45 N/mm² erhöht. Die Abmessungen der Betonkörper mit höherer Festigkeit sind dabei entsprechend der Erhöhung der Festigkeit geringer.

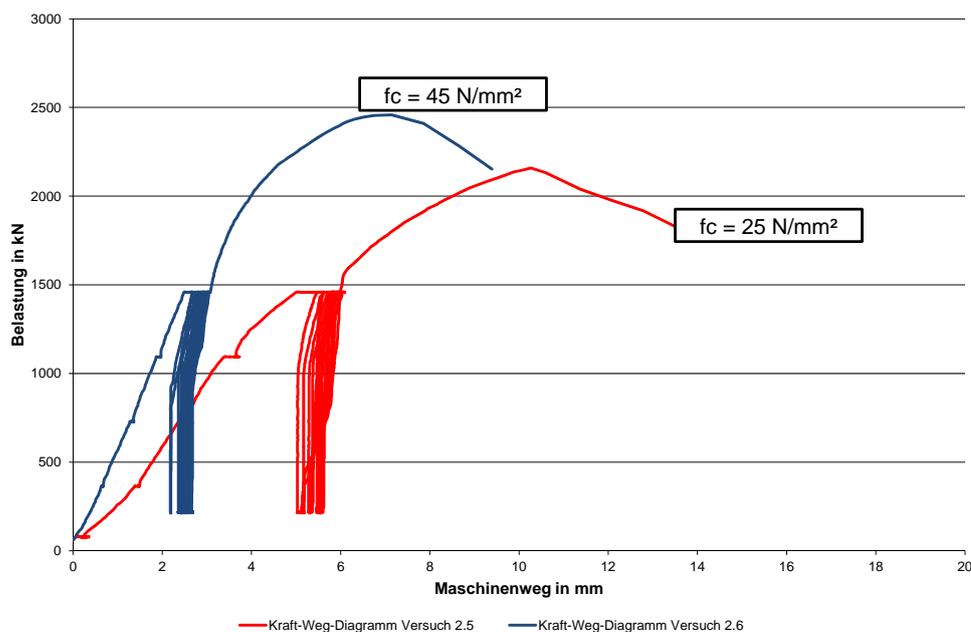


Abbildung 3.92: Kraft-Weg-Kurven bei Variation der Betonfestigkeit für die Versuche 2.5 und 2.6

Die Dimensionierung des Lasteinleitungsbereichs ist von vielen Faktoren abhängig. Zudem übersteigt für die Versuche mit niedriger Betonfestigkeit die Kontaktpressung bei F_{pk} zwischen dem Hybridanker und dem Untergrund bereits bei weitem die einaxiale Druckfestigkeit des Betons. Deshalb kann davon ausgegangen werden, dass die Betonkörper mit geringerer Festigkeit durch eine Überschreitung der maximal ertragbaren Spannung im Lasteinleitungsbereich die Maximallast erreichten, die Betonkörper mit höherer Festigkeit dagegen durch den in der oberen Hälfte hervorgerufenen Querzug. Aus den beschriebenen Feststellungen und Versuchen bezüglich des

Versagens der Betonkörper ist hierbei jedoch kein analytischer Zusammenhang abzuleiten. Dazu hätten Betonkörper gleicher Größe und unterschiedlicher Festigkeit miteinander verglichen werden müssen.

Betrachtet man die Entwicklung der Maximallast innerhalb der unterschiedlichen Hybridankergrößen, so ist mit Steigerung der Betonfestigkeit auch eine Erhöhung der Maximallast ersichtlich. Mit geringerer Festigkeit steigen dagegen die Dehnungen an. Die Ergebnisse sind nochmals in Tabelle 3.15 gegenübergestellt.

Tabelle 3.15: Einfluss der Betonfestigkeit auf den Wirkungsgrad

Versuch	max. F [kN]	Betonfestigkeit $f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Maschinenweg nach Lastzyklen [mm]
2.1	1036	22,6	8,3
2.4	1121	42,1	4,9
2.5	2158	22,6	10,3
2.6	2458	45,0	7,1
2.7	3227	22,8	12,8
2.8	3725	44,7	10,6

Auf Grund der Ergebnisse kann schließlich eine deutliche Laststeigerung durch Erhöhung der Betonfestigkeit des Untergrunds gefolgert werden, jedoch auf Grund der unterschiedlichen Betonkörperabmessungen nicht quantifiziert werden.

3.7.2.3 Versagensmechanismen

Das Versagen der Betonkörper trat grundsätzlich vor dem Versagen der Hybridankerplatten auf. In Folge dessen kam es jedoch teilweise auch zum Versagen der Hybridanker, da durch das Einbrechen des Betons in die Aussparung des Betonkörpers die Öffnung derart vergrößert wurde, dass der in 3.7.1.4 beschriebene Effekt zum Tragen kam.

Grundsätzlich kann, wie oben bereits beschrieben, zwischen verschiedenen Versagensarten unterschieden werden:

- Die Kontaktspannung zwischen Hybridanker und Betonkörper wird so groß, dass die mehraxiale Festigkeit an der Kontaktfläche überschritten wird. Dies kann dazu führen, dass sich der komplette Hybridanker in den Betonkörper drückt und somit den Betonkörper zerstört. Alternativ kann der Beton in die Betonkörperöffnung brechen, was zu einem gleichzeitigen Versagen des Hybridankers und des Betonkörpers führt.
- Aus der hohen Teilflächenbelastung entstehen Querkraftkräfte, die sich überschlägig zum Beispiel mit dem Fachwerkmodell nach Morsch bestimmen lassen. Überschreiten diese Zugkräfte die aufnehmbaren Kräfte

durch die Umschnürung, die sich aus dem Beton und der eingelegten Grundbewehrung zusammensetzt, kommt es zum Spaltzugversagen des Betonkörpers in der oberen Hälfte.

- Wird die Umschnürung durch einen hohen Bewehrungsanteil in der oberen Betonhälfte realisiert, kann es bei hohen Belastungen zu einem Versagen des Betonkörpers an der Unterseite kommen. Durch die gleichmäßig über die gesamte Höhe verteilte Grundbewehrung in den durchgeführten Versuchen, trat dieses Versagen nie ein.

Nachfolgend sind Schadensbilder für den Hybridanker und den Betonkörper dargestellt.

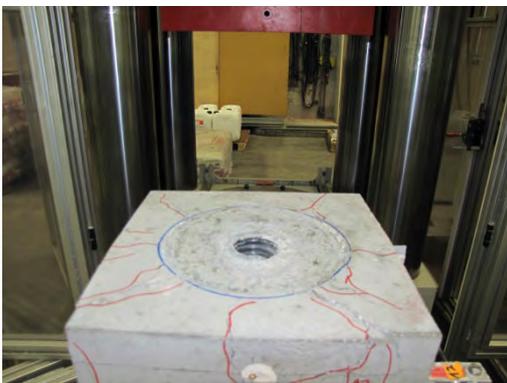


Abbildung 3.93: Versagen Oberseite Betonkörper Versuch 2.4



Abbildung 3.94: Oberseite Hybridanker nach Ende Versuch 2.3



Abbildung 3.95: Unterseite Hybridanker nach Ende Versuch 2.3



Abbildung 3.96: Spaltzugversagen bei Versuch 2.2



Abbildung 3.97: Oberseite Hybridanker nach Versuch 2.8



Abbildung 3.98: Unterseite Hybridanker nach Versuch 2.8

3.7.2.4 Vergleich mit Stahlaulagerung

Nachfolgend sind zunächst die Kraft-Weg-Kurven für Versuch 2.1, 2.4 und 1.5 dargestellt.

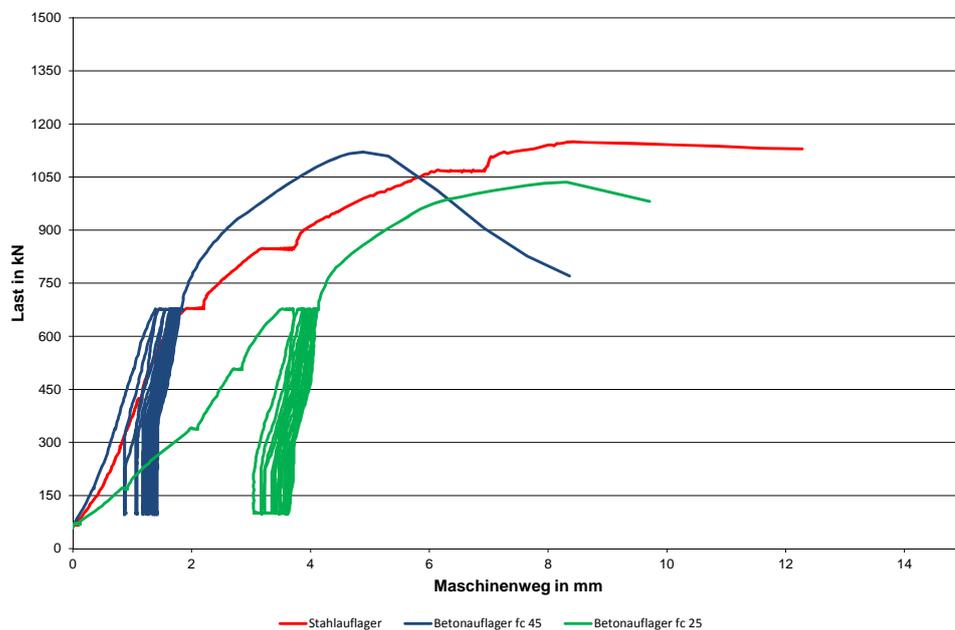


Abbildung 3.99: Kraft-Weg-Kurve für Auflagerung auf Beton und Auflagerung auf Stahl

Aus Abbildung 3.99 ist ersichtlich, dass bei ausreichender Steifigkeit des Betonkörpers, die durch entsprechende Festigkeit und Umschnürungswirkung (Außenabmessung, Bewehrung) erreicht werden kann, ähnliche Bruchlasten realisiert werden können, wie bei der Auflagerung auf Stahl. Bei geringerer Steifigkeit (2.1) erreicht der Untergrund wesentlich früher als der Hybridanker seine Kapazitätsgrenze, wodurch das ganze System eine geringere Steifigkeit aufweist.

Das Verformungsverhalten für Hybridanker wurde wie bei der Auflagerung auf Stahl mit Hilfe von Dehnmessstreifen an den Stahlringen sowie induktiven Wegaufnehmern untersucht. Nachfolgend ist die Auswertung der Stahlringdehnungen für Versuch 2.9 und 1.5 dargestellt. Bei dem Versuch auf Beton wurde der Versuch bei 80 % F_{pk} angehalten, um die sensible Messeinrichtung zur Bestimmung der Durchbiegung abzumontieren. Für die nachfolgende Belastung bis zum Bruch stehen auf Grund eines Messtechnikausfalls keine verlässlichen Daten zur Verfügung. Daher ist in Abbildung 3.100 für diesen Versuch die Kurve bis 80 % F_{pk} dargestellt. Eine Betrachtung des Bruchzustands führt beim Vergleich der beiden Auflagervarianten und der Verformungen zu unstimmgigen Schlussfolgerungen, wenn man das mechanische Verhalten des Hybridankers betrachten will, da der Einfluss des „weichen“ ($f_{cm,cube} = 22 \text{ N/mm}^2$) Betonkörpers weitaus größer ist, als der Einfluss einer Stahlplatte als Auflager.

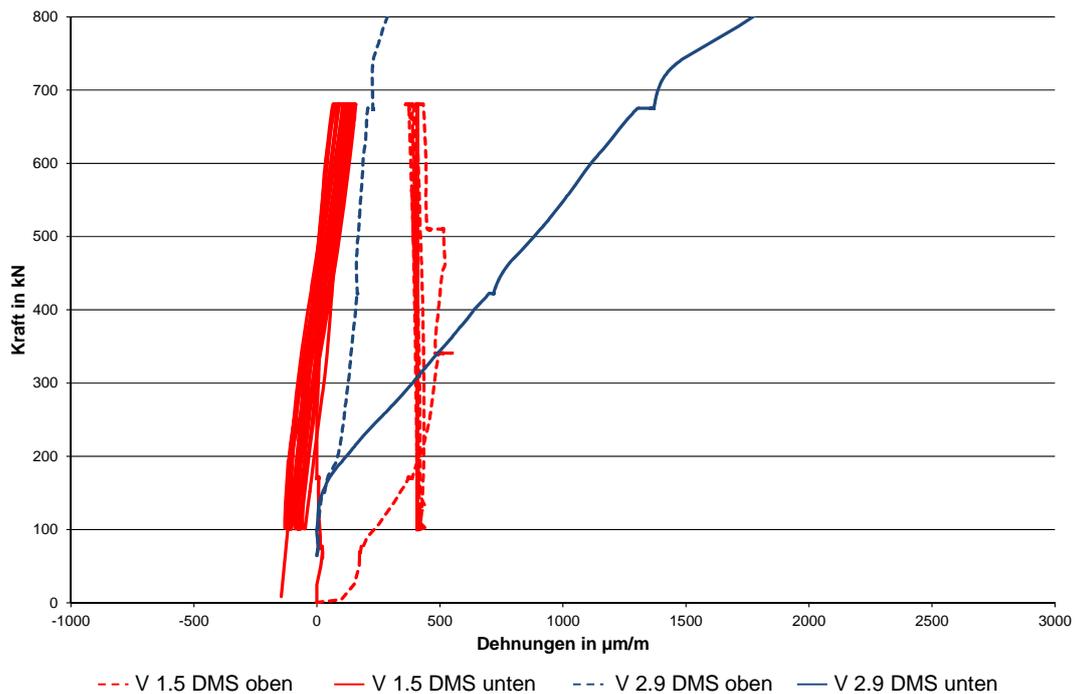


Abbildung 3.100: Vergleich der Stahlringdehnungen bei Stahlauflagerung und Betonauflagerung

Wie aus Abbildung 3.100 ersichtlich laufen die Dehnungen bei Betonauflagerung zu Beginn entgegen den Dehnungen bei Stahlauflagerung. Bei weiterer Laststeigerung dehnt sich der Stahlring sowohl an der Ober- als auch der Unterseite gleichmäßig. Auf Grund der gleichmäßigen Verformung ist davon auszugehen, dass die Steifigkeit des Hybridankers wesentlich höher ist als die des Untergrunds, wodurch er sich wie ein starrer Körper auf einem weichen Untergrund verhält. Die Auswertung der Dehnmessstreifen stützen die in Abbildung 2.4 angesetzte Analogie zur Geotechnik für die Dimensionierung der Hybridanker.

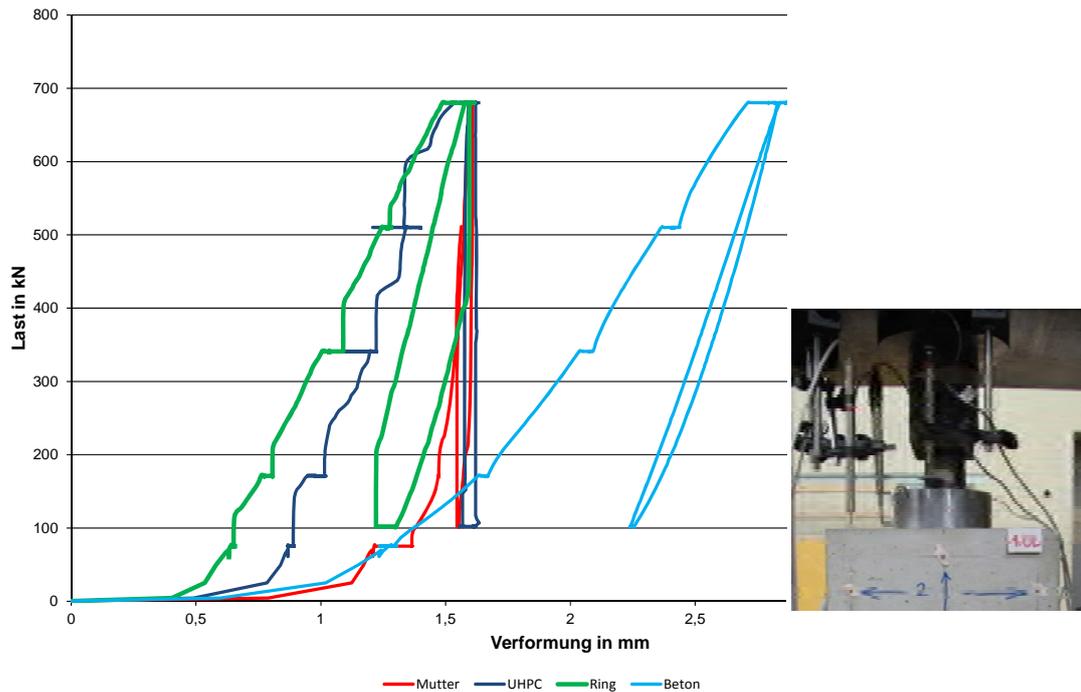


Abbildung 3.101: Verformung der einzelnen Komponenten Stahlring, UHPC-Füllung, Kugelbundmutter und Betonuntergrund bei Versuch 2.9

Abbildung 3.101 unterstreicht die Ergebnisse der Auswertung der Stahlringdehnungen. Während zu Beginn des Versuchs die Verformungen der einzelnen Komponenten des Hybridankers, also Stahlring, UHPC-Füllung und Kugelbundmutter, noch differieren, nähern sie sich mit zunehmender Belastung immer mehr an. Der Unterschied zu Beginn kann wohl auf eine gewisse notwendige Grundbelastung bis zum Formschluss zurückgeführt werden. Der UHPC reißt und aktiviert somit den Stahlring, die Kugelbundmutter beschädigt durch die ideale Auflagerlinie den UHPC auf Mikroebene und verformt sich selbst, bis genügend Auflagerfläche vorhanden ist, vgl. Abbildung 3.102. Der Hybridanker wird gleichförmig in den Betonkörper gedrückt, wodurch die Verformung dessen entsprechend stärker zunimmt.

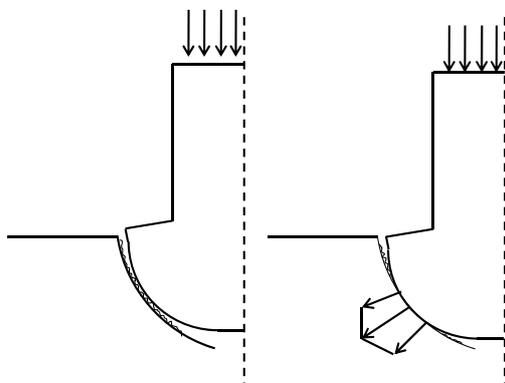


Abbildung 3.102: Schematische Darstellung Formfindung Kugelbundmutter

Die Auswertung der Verformungen zeigt, dass die Steifigkeit des Untergrunds eine entscheidende Rolle für das mechanische Verhalten der Hybridanker spielt. Bei weichem Untergrund wirkt der Hybridanker durch seine im Vergleich hohe Steifigkeit wie ein starrer Körper und drückt sich ohne sich mit relativ kleinen, jedoch gleichmäßigen Verformungen in den Untergrund. Je steifer der Untergrund, je größer die Öffnung im Untergrund, oder bei der Verwendung von Linienauflagerung steigt der Biegeanteil im Hybridanker an, die Unterseite des Stahlrings erfährt größere Dehnungen und die Verformung des gesamten Hybridankers entspricht der eines Biegebauanteils (große vertikale Verformung im Bereich des Stahlrings, vgl. auch Abbildung 3.80 und Abbildung 3.81).

3.7.3 Ermüdungsversuche mit Auflagerung auf Stahl

In den Versuchen 3.1 bis 3.3 wurde das Ermüdungsverhalten von unterschiedlichen Hybridankerplattengeometrien in Anlehnung an ETAG013 untersucht. Die wesentlichen Abnahmekriterien nach ETAG013 sind dabei [1]:

- kein Ermüdungsversagen der Verankerungskomponenten
- Stabilisierung der Relativverformungen der Verankerungskomponenten während des Ermüdungsversuchs

Anhand des Verschiebungsverlaufs (vgl. Abbildung 3.46) und anhand der augenscheinlichen Betrachtung der Hybridankerplattenoberseite und –unterseite nach Versuchsende (vgl. Abbildung 3.48 und Abbildung 3.49) kann festgestellt werden, dass die untersuchte Hybridankerplatte des Ermüdungsversuchs 3.1 die nach ETAG013 geforderten 2.000.000 Lastwechsel bei einer Schwingbreite von 80 MPa ertragen kann ohne eine Versagen aufzuweisen. Gleiches gilt auch für die Hybridankerplatten der Versuche 3.2 und 3.3 trotz Erhöhung der Schwingbreite auf 100 MPa (vgl. Abbildung 3.51, Abbildung 3.52 und Abbildung 3.53 bzw. Abbildung 3.55, Abbildung 3.57 und Abbildung 3.58). Die Untersuchung der Hybridankerplatten auf Risse und Betonabplatzungen zeigte jedoch, dass sämtliche Hybridankerplatten nach Versuchsende radiale Risse an der Oberseite aufwiesen und dass der Hybridanker aus Versuch 3.2 zudem auch Risse an der Unterseite aufwies. Außerdem konnten bei den Versuchen 3.2 und 3.3 Betonabplatzungen, z.B. im Kontaktbereich zwischen Kugelbundmutter und UHPC-Kern, festgestellt werden. Einen Überblick über die Anzahl und den Ort der festgestellten Risse und Betonabplatzungen nach den Ermüdungsversuchen gibt Tabelle 3.16. Aus dem Vergleich der Druckversuche 1.23 und 1.28 geht jedoch hervor, dass die Risse und Betonabplatzungen scheinbar keinen entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit der Hybridankerplatten haben. So erreichte die bereits im Ermüdungsversuch 3.3 vorbelastete Hybridankerplatte im Druckversuch 1.28 eine Maximallast von 3762 kN (vgl. Abbildung A.82) und eine Hybridankerplatte gleicher Geometrie ohne Vorbelastung im Versuch 1.23 eine Maximallast von 3232 kN (vgl. Abbildung A.70).

Tabelle 3.16: UHPC-Schäden an den getesteten Hybridankerplatten

<i>Versuch</i>	<i>3.1</i>	<i>3.2</i>	<i>3.3</i>
Anzahl radiale Risse Oberseite	2	7	3
Anzahl radiale Risse Unterseite	0	3	0
Anzahl und Ort von Abplatzungen	keine	4, Oberseite, Mutter-UHPC	2, Oberseite, Mutter-UHPC

Zur Überprüfung des zweiten Abnahmekriteriums werden die Verläufe der vertikalen Verformung des Gewindestabes, der Kugelbundmutter, des UHPC-Kerns, des Stahl-

rings und der Stahlplatte betrachtet (vgl. Abbildung 3.46, Abbildung 3.51 und Abbildung 3.55). Dabei zeigt sich unabhängig vom Versuchsaufbau (FAT-1 oder FAT-2), der Schwingbreite (80 MPa oder 100 MPa) und der Geometrie der Hybridankerplatten, dass sich die Verformungen zum Versuchsende hin kaum noch ändern und einem Endwert entgegen streben. Die Sprünge in den Kurven sind durch einen Ausfall der Prüfmaschine und einem damit verbundenen Neustart des Versuchs einschließlich einer erneuter Einrichtung der Wegaufnehmer zu erklären.

Die Auswertung der Ermüdungsversuche zeigt also, dass bei den untersuchten Hybridankerplatten kein Ermüdungsversagen festgestellt werden konnte und dass sich die Verformungen der Einzelkomponenten der Hybridanker jeweils mit zunehmender Versuchsdauer stabilisierten.

3.7.4 Dauerstandversuche mit Auflagerung auf Stahl

In den Versuchen 4.1 bis 4.4 wurde das Dauerstandverhalten der Hybridankerplatten anhand einer festgelegten Hybridankergeometrie (265 siehe Abschnitt 3.2.1) untersucht. Dabei soll die maximale Last bestimmt werden, die von den Hybridankerplatten theoretisch über einen unbegrenzten Zeitraum hinweg ertragen werden kann ohne zu versagen. Nachfolgend wird diese Last als Dauerlast bezeichnet.

Da eine unendliche lange konstante Belastung in der Praxis nicht umsetzbar ist, wurden die folgenden Abbruchkriterien bei den Dauerstandversuchen angewendet:

- Versagen der Hybridankerplatte unter der aufgetragenen Last oder
- Stabilisierung der Verformungen im Versuchsverlauf

Eine Stabilisierung der Verformungen spricht dafür, dass die Hybridankerplatte auch bei längerer Belastung nicht mehr versagen würde und die Dauerlast somit größer oder gleich der momentan aufgetragenen Belastung ist.

3.7.4.1 Versuchsserie 1

Zur Festlegung der Belastung der ersten Versuchsserie (Versuch 4.1 und 4.2) wurden Druckversuche an zwei Hybridankerplatten mit gleicher Geometrie und aus der gleichen Betonage durchgeführt (Versuch 1.1 und 1.2). Die Maximallasten aus diesen Versuchen wurden gemittelt und 95% dieses gemittelten Wertes wurden als Belastung für den Dauerstandversuch 4.1 festgelegt. Für den Dauerstandversuch 4.2 wurde hingegen ein Belastungsniveau von 90% gewählt. Die Maximallasten aus den Druckversuchen 1.1 und 1.2 sowie die gewählten Belastungen für die Dauerstandversuche sind in Tabelle 3.17 angegeben.

Tabelle 3.17: Versuchsdaten der 1. Versuchsserie und der zugehörigen Druckversuche

Versuch	Ablauf	Belastungsniveau [%]	Maximallast bzw. konstante Belastung [kN]	Belastungsdauer [min]	Bruch
1.1	DV-1	100	932	~ 8	Ja
1.2			927	~ 8	Ja
4.1	DAV-1	95	880	~ 45	Ja
4.2		90	835	~ 420	Nein

Im Dauerstandversuch 4.1 mit 95% Belastungsniveau versagte die Hybridankerplatte bereits nach einer Belastungsdauer von 45 Minuten. Wie bei den Druckversuchen, deren Versagensmechanismus bereits in Abschnitt 3.7.1.10 beschrieben wurde, konnte ein Durchstanzversagen festgestellt werden (vgl. Abbildung 3.65 und Abbildung 3.66). Die in Abbildung 3.103 dargestellten Dehnungsverläufe des Stahlrings, die durch jeweils drei gegenüberliegend applizierte und über die Höhe verteilte Dehnmessstreifen gemessen wurden (vgl. Abbildung 3.13), weisen bis zum Versagen

einen stetigen Dehnungsanstieg auf und es kann folglich keine Verformungsstabilisierung mit der Zeit festgestellt werden.

Die Dauerlast der geprüften Hybridankerplatte scheint also unterhalb eines Belastungsniveaus von 95% zu liegen.

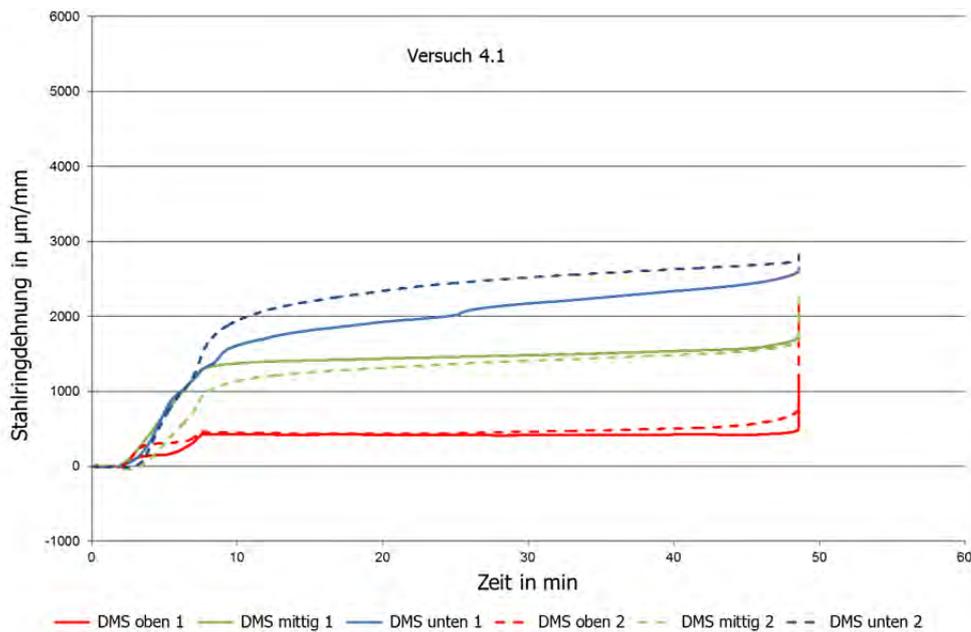


Abbildung 3.103: Stahringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.1

Der Dauerstandversuch 4.2 mit 90% Belastungsniveau wurde nach 420 Minuten abgebrochen, ohne dass ein Versagen der Hybridankerplatte vorlag. Es konnten nach Versuchsende auch keinerlei sichtbare Risse auf der Hybridankeroberseite festgestellt werden (siehe Abbildung A.160). Die in Abbildung 3.104 dargestellten Dehnungsverläufe des Stahlrings zeigen, dass sich die Dehnungen im Versuchsverlauf weitestgehend an einen Endwert angenähert haben und gegen Versuchsende nur noch sehr geringe Dehnungszunahmen zu beobachten sind. Die Sprünge in den Dehnungsverläufen sind durch einen Ausfall der Prüfmaschine aufgrund eines Stromausfalls und einen damit verbunden Neustart des Versuchs zu erklären.

Aufgrund der Stabilisierung der Dehnungen kann vermutet werden, dass die Hybridankerplatte auch bei längerer Belastungsdauer nicht versagt hätte und dass die Dauerlast folglich bei ca. 90% der Maximallast liegt. Die geringe Belastungsdauer lässt allerdings noch keine endgültigen Schlussfolgerungen zu, weshalb in einer zweiten Versuchsserie Dauerstandversuche mit einem Belastungsniveau von ebenfalls 90% und längeren Belastungsdauern durchgeführt wurden.

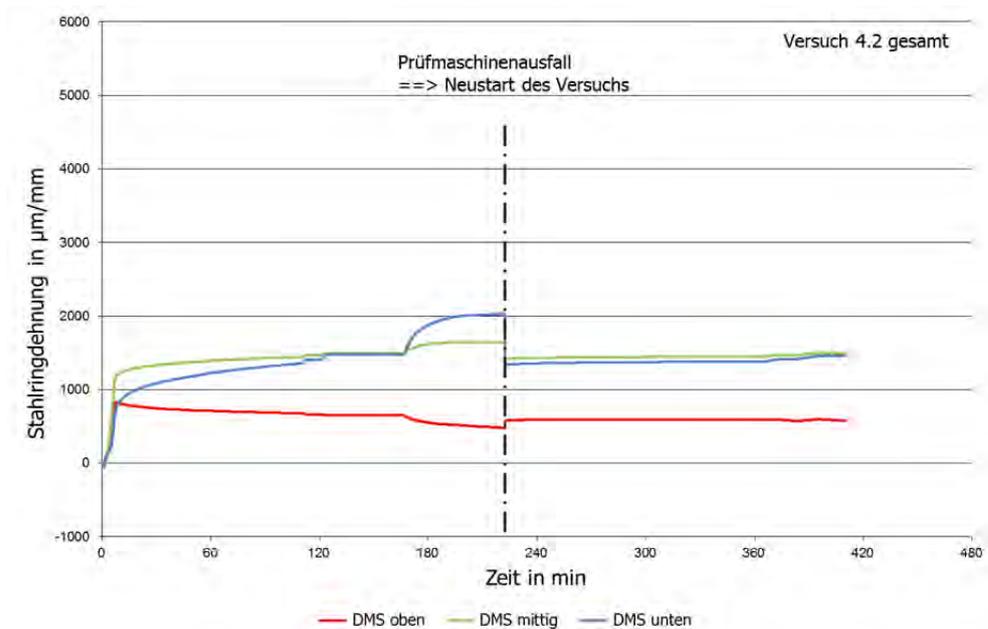


Abbildung 3.104: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.2

3.7.4.2 Versuchsserie 2

Die zum festgelegten Belastungsniveau von 90% zugehörige Last wurde für die zweite Versuchsserie (Versuch 4.3 und 4.4) analog zur ersten Versuchsserie durch Druckversuche an zwei Hybridankerplatten mit gleicher Geometrie und gleicher Betonfestigkeit bestimmt (Versuch 1.3 und 1.4). Die Maximallasten aus den Druckversuchen 1.3 und 1.4 sowie die gewählten Belastungen für die Dauerstandversuche 4.3 und 4.4 sind nachfolgend in Tabelle 3.18 angegeben.

Tabelle 3.18: Versuchsdaten der 2.Versuchsreihe und der zugehörigen Druckversuche

Versuch	Ablauf	Belastungsniveau [%]	Maximallast bzw. konstante Belastung [kN]	Belastungsdauer	Bruch
1.3	DV-1	100	1107	~ 10 min	Ja
1.4			1107	~ 10 min	Ja
4.3	DAV-2	90	996	56 d	Nein
4.4			996	49 d	Nein

Die Dauerstandversuche 4.3 und 4.4 wurden nach 56 Tagen bzw. 49 Tagen abgebrochen ohne dass ein Versagen der beiden getesteten Hybridankerplatten vorlag. Auch bei der Untersuchung der Hybridankerplattenoberseiten nach Versuchsende konnten keine sichtbaren Risse festgestellt werden (siehe Abbildung A.167 und Abbildung A.174). Die Dehnungsverläufe des Stahlrings sind für den Dauerstandversuch 4.3 in Abbildung 3.105 und für den Dauerstandversuch 4.4 in Abbildung 3.106 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Dehnungsverläufe der beiden Hybridankerplatten relativ ähnlich sind und dass sich die Dehnungen bei beiden Versuchen mit zunehmender Versuchsdauer an einen Endwert annähern. Die Verformungen der Hybridankerplatten

scheinen sich also im Versuchsverlauf zu stabilisieren. Auch an den Kraft-Zeit-Verläufen, die in Abbildung A.161 und Abbildung A.168 dargestellt sind, lässt sich sehen, dass mit zunehmender Versuchsdauer nur noch sehr selten die Kraft manuell nachreguliert werden musste (vgl. Abschnitt 3.3.4.2) und folglich nur noch geringe Verformungen der Hybridankerplatten auftraten. Es kann deshalb angenommen werden, dass auch bei längerer Belastung der Versuchskörper kein Versagen mehr eingetreten wäre.

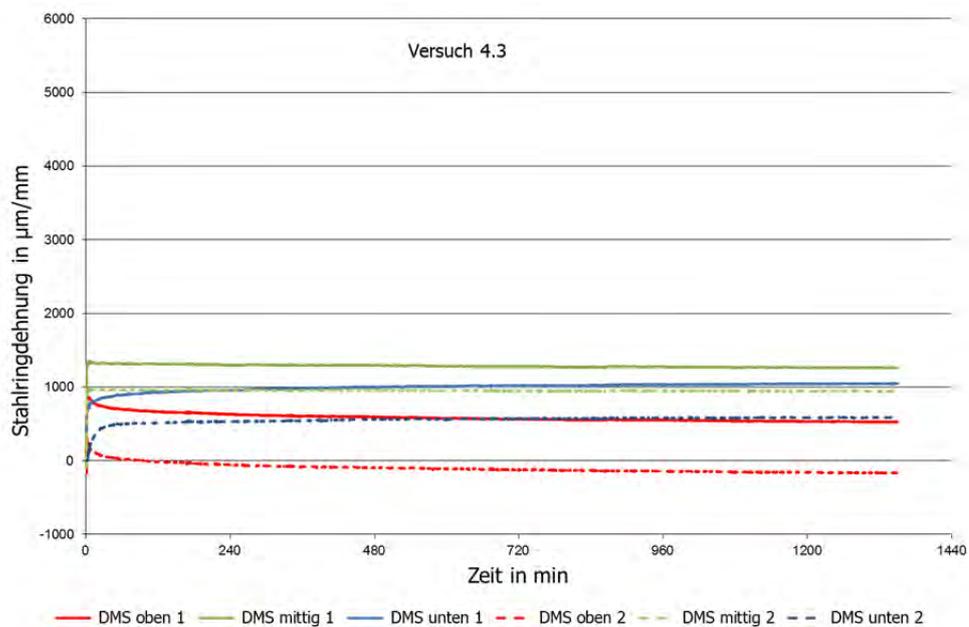


Abbildung 3.105: Stahringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.3

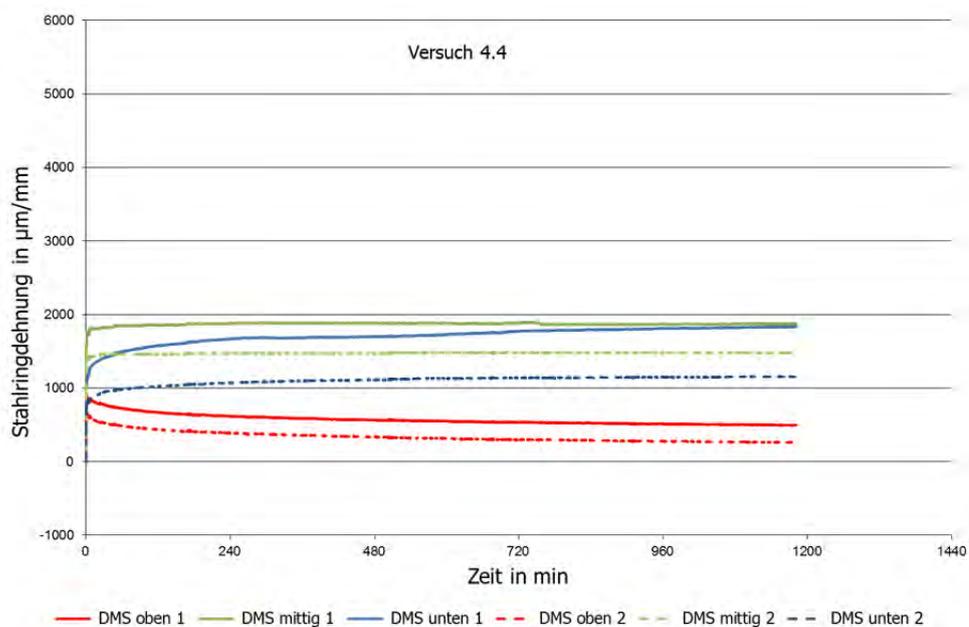


Abbildung 3.106: Stahringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.4

Nach Beendigung der Dauerstandversuche 4.3 und 4.4 wurde die Maximallast der zugehörigen Hybridankerplatten in Druckversuchen (1.32 und 1.33) bestimmt. Die ermittelten Maximallasten aus diesen Versuchen und die Maximallasten aus den Druckversuchen 1.3 und 1.4, die zur Bestimmung des Belastungsniveaus durchgeführt wurden, sind in Tabelle 3.19 angegeben. Es zeigt sich, dass die Maximallasten der Hybridankerplatten aus den Dauerstandversuchen deutlich über den Maximallasten der Hybridankerplatten zur Bestimmung des Belastungsniveaus liegen. Dies weist darauf hin, dass es während der Dauerbelastung scheinbar zu keiner gravierenden Mikrorissbildung in den Hybridankerplatten gekommen ist. Da sämtliche Hybridankerplatten aus den Druckversuchen 1.3, 1.4, 1.32 und 1.33 die gleiche Geometrie aufweisen und aus der gleichen Betoncharge hergestellt wurden, aber ein unterschiedliches Betonalter am Prüftag aufwiesen, scheint die Tragfähigkeitssteigerung durch eine Nachverfestigung des UHPC bedingt zu sein. Die höhere Tragfähigkeit des „älteren“ Hybridankers aus Versuch 1.33 gegenüber dem Hybridanker aus Versuch 1.32 scheint diese Vermutung zunächst zu bestätigen.

Tabelle 3.19: Versuchsdaten der Druckversuche vor den Dauerstandversuchen und nach den Dauerstandversuchen

Versuch	Ablauf	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Maximallast bzw. konstante Belastung [kN]	Betonalter [d]
1.3	DV-1	189	1107	75
1.4			1107	75
1.32	DAV-2 + DV-1	-	1268	251
1.33			1304	321

3.7.4.3 Fazit

Die Auswertung der Dauerstandversuche zeigt, dass die untersuchte Hybridankerplattengeometrie Belastungen von 95% der Maximallast nicht dauerhaft ertragen kann. Bei einem Belastungsniveau von 90% versagte hingegen keiner der geprüften Hybridanker und die Verformungen strebten mit zunehmender Versuchsdauer einem Endwert entgegen. Es kann deshalb angenommen werden, dass das dauerhaft ertragbare Belastungsniveau bei ca. 90% der Maximallast liegt. Aufgrund dessen, dass nur eine Hybridankerplattengeometrie und nur zwei Belastungsniveaus getestet wurden, können jedoch keine abschließenden und allgemeingültigen Aussagen zur Dauerstandfestigkeit von Hybridankerplatten getroffen werden.

4 Theoretische Untersuchung des Bauteilwiderstands

Der Bauteilwiderstand der Hybridankerplatten gegen chemische und physikalische Einwirkungen, wie beispielsweise Salze, Säuren, Laugen, Temperatur, Feuchte oder Frost, hängt vom Widerstand der Bauteilkomponenten und somit vom Widerstand des Ringmaterials und des UHPC-Kerns gegenüber diesen Einwirkungen ab. Im nachfolgenden Kapitel soll deshalb ein, auf einer umfangreichen Literaturrecherche basierender, Überblick über die Dauerhaftigkeit von UHPC und FVK gegeben werden. Zudem wird auf mögliche Korrosionsschutzmaßnahmen für die Verwendung eines Stahlrings eingegangen. Eine genauere Zusammenstellung zu den Dauerhaftigkeitseigenschaften von UHPC findet sich im Anhang C.1.

4.1 Dauerhaftigkeit von UHPC

Die Dauerhaftigkeit von Betonen ist in der Regel eng verknüpft mit der Porosität des Betons, da Transportvorgänge, bei denen Schadstoffe, Feuchte usw. in den Beton eindringen können, bei geringerer Porosität zunehmend unterbunden werden. Sowohl in DIN EN 1992-1-1 als auch in der DIN 1045-1 werden deshalb in Abhängigkeit von der Expositionsklasse Mindestbetonfestigkeitsklassen angegeben, die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit eingehalten werden müssen, da mit zunehmender Betonfestigkeit in der Regel auch die Porosität des Betons abnimmt. Grundsätzlich kann also erwartet werden, dass UHPC aufgrund der hohen Packungsdichte äußerst gute Dauerhaftigkeitseigenschaften aufweist [10]. Dies soll in den folgenden Abschnitten genauer untersucht werden.

Wie bereits ausführlich in Abschnitt 2.2.1.2 erläutert wurde, weicht die Hybridankermischung hauptsächlich durch den geringeren Stahlfasergehalt von den Grobkornmischungen B4Q und B5Q, die bereits ausführlich im SPP 1182 der DFG untersucht wurden, ab. Aufgrund der ansonsten nahezu identischen Rezeptur kann davon ausgegangen werden, dass sich die meisten Erkenntnisse der Untersuchungen aus dem SPP 1182 direkt auf die UHPC-Mischung der Hybridankerplatte übertragen lassen. Nachfolgend werden daher insbesondere diese Untersuchungen näher dargestellt, wobei versucht wird mögliche Unterschiede bzw. Effekte, die sich vor allem aufgrund des unterschiedlichen Stahlfasergehalts ergeben könnten, herauszuarbeiten.

4.1.1 Porosität

In [33] wurden Porositätsmessungen an einem Referenzbeton (REF) mit einem w/z -Wert von 0,45, der bis auf das Größtkorn die Anforderungen an die Expositionsklasse XA3 der DIN EN 206-1 erfüllt (z.B. Festigkeit \geq C35/45), einem wärmebehandelter Feinkorn-UHPC (M2Q 90), einem wassergelagerter Feinkorn-UHPC (M2Q WL) und am wärmebehandelten Grobkorn-UHPC (B4Q 90) jeweils ohne Stahlfasern durchgeführt. Die zugehörigen Werte aus Tabelle 4.1 zeigen, dass die UHPC aufgrund der höheren Packungsdichte eine geringere Gesamtporosität als der Referenzbeton aufweisen, wobei der Hauptunterschied zwischen den Betonen im deutlich reduzierten Kapillarporenanteil der UHPC liegt. Deren Größe und Anteil ist jedoch ausschlaggebend für den Grad der Gefügedichtigkeit, da die Kapillarporen im Wesentlichen die Transportwege für angreifende Medien aus der Umgebung in das Betoninnere darstellen. Aufgrund des geringen Anteils an Kapillarporen wird deshalb angenommen, dass UHPC widerstandsfähiger gegen korrosive Einflüsse ist als Normalbeton [10].

Tabelle 4.1: Porositätsmessungen aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
<i>Gesamtporosität [Vol.-%]</i>	18,66	11,89	11,64	12,81
<i>Anteil Gelporen [Vol.-%]</i>	8,23	11,03	10,77	11,94
<i>Anteil Kapillarporen [Vol.-%]</i>	9,90	0,76	0,73	0,71
<i>Anteil Grobporen [Vol.-%]</i>	0,53	0,22	0,14	0,16
<i>Hg-Porosität [Vol.-%]</i>	15,60	4,61	8,05	4,93

4.1.2 Wasseraufnahme und Diffusionswiderstand

In [33] wurden Untersuchungen an den bereits in Tabelle 4.1 aufgeführten Betonen zur kapillaren Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass sich die kapillare Wasseraufnahme der UHPC mit der Zeit verlangsamt und dass der kapillare Wasseraufnahmekoeffizient des Referenzbetons deutlich über den Koeffizienten der UHPC liegt (siehe Tabelle 4.2). Zudem wurde in [33] an den gleichen Betonen der Wasserdampfdiffusionswiderstand [33] mit dem wet-cup-Verfahren nach DIN EN ISO 12572 ermittelt. Dabei wiesen die UHPC im Schnitt einen ca. 40-mal so hohen Wasserdampfdiffusionswiderstand als der Referenzbeton auf (vgl. Tabelle 4.3). In [33] wird zudem über Chloriddiffusionswerte aus der Literatur berichtet. Für das dort untersuchte UHPC-System werden Chloriddiffusionskoeffizienten zwischen $0,02 \cdot 10^{-12}$ und $0,06 \cdot 10^{-12}$ m^2/s und für einen Normalbeton C30/37 ein Wert von $15 \cdot 10^{-12}$ m^2/s angegeben. Diese Werte für UHPC decken sich mit Untersuchungen, über die in [10] berichtet wird.

Insgesamt lässt sich also sagen, dass UHPC und somit auch die Hybridankermischung einen deutlich höheren Diffusionswiderstand und einen deutlich geringeren

Wasseraufnahmekoeffizienten als Normalbeton aufweist. Da korrosive Vorgänge in Beton meistens durch den Transport von Fluiden und Gasen verursacht werden, kann anhand dieser Eigenschaften auch auf einen erhöhten Widerstand von UHPC gegenüber physikalischen und chemischen Angriffen geschlossen werden.

Tabelle 4.2: Kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
<i>Wasseraufnahmekoeffizient $w_{24} [kg/m^2h^{0,5}]$</i>	<i>1,840</i>	<i>0,035</i>	<i>0,059</i>	<i>0,044</i>

Tabelle 4.3: Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [-] aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
<i>Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl $\mu [-]$</i>	<i>110</i>	<i>4845</i>	<i>4257</i>	<i>3696</i>

4.1.3 Korrosionsschutz

Zur Verdichtung des Mikrogefüges wird ultrahochfesten Betonen in der Regel Silikastaub zugegeben, der sowohl die Packungsdichte der Feinststoffmatrix verbessern als auch mit dem Calciumhydroxid des Zements zusätzliche gefügedichtende C-S-H-Phasen bilden soll [10]. Durch den Abbau von Calciumhydroxid wird jedoch der pH-Wert der Porenlösung und damit die Alkalireserve des Betons gesenkt. Aufgrund des hohen Zementgehaltes und da der Einsatz des Silikastaubes auch die Kapillarporosität verringert, erscheint eine zu starke Abminderung des Korrosionsschutzes von UHPC durch diese Effekte jedoch trotzdem als unwahrscheinlich [10]. Dies soll in den folgenden Abschnitten näher untersucht werden.

4.1.3.1 Carbonatisierung

In [11] wurde der Carbonatisierungsfortschritt des wassergelagerten Grobkorn-UHPC (B3Q WL) und des wärmebehandelten Grobkorn-UHPC (B3Q 90) untersucht. Dabei wurden die Probekörper entweder im Normklima oder ungeschützt im Freien bei direkter Bewitterung aufbewahrt. Die Carbonatisierungstiefen lagen nach einer Prüfzeit von 180 d unabhängig von den Lagerungsarten zwischen 0,3 und 0,4 mm. Nach drei Jahren wurden für die im Normklima gelagerten Probekörper Werte von höchstens 1,5 mm festgestellt. Diese Werte stimmten größenordnungsmäßig mit den Eindringtiefen der im Freien gelagerten Körper überein, die nach 3 Jahren zwischen 1,5 und 2,5 mm lagen. Aufgrund der hohen Dichtigkeit des UHPC-Gefüges können also anscheinend nur geringe Mengen von Kohlendioxid und Wasser, die zum Ablauf der Carbonatisierungsreaktion benötigt werden, eindringen. Untersuchungen in [35] an dünnen UHPC-Scheiben aus einer nahezu identischen Mischung zeigten nach 3 Jahren Lagerung im Normklima sogar nur Carbonatisierungstiefen von ca. 0,18 mm. In der Umgebung von oberflächennahen Stahlfasern wurde in [35] jedoch ein erhöhter Kohlenstoffdioxideintrag und somit ein beschleunigtes Fort-

schreiten der Carbonatisierungsfront beobachtet. Dies wird auf die erhöhte Porosität der Kontaktzone zwischen Faser und Zementstein zurückgeführt.

Die insgesamt eher geringen Carbonatisierungstiefen lassen darauf schließen, dass bei UHPC anscheinend kein erhöhtes Korrosionsrisiko durch Carbonatisierung vorliegt.

4.1.3.2 Chloridinduzierte Korrosion

Zur Chlorideindringtiefe in UHPC wurden von Scheydt in Karlsruhe Versuche am Grobkorn-UHPC B3Q und vergleichend an einem Normalbeton und einem hochfesten Beton durchgeführt und in [34] veröffentlicht. Dabei wurden die Probekörper 2 bis 3 mm tief in eine dreiprozentige Natriumchloridlösung gestellt und nach unterschiedlich langer „Saugzeit“ wurden die Chloridprofile bestimmt. Es zeigte sich, dass sowohl der maximale Chloridgehalt als auch die Eindringtiefe nach jeweils 2 Monaten „Saugzeit“ beim UHPC im Vergleich zum Normalbeton und auch zum hochfesten Beton deutlich geringer war (siehe Abbildung 4.1 links). Zudem untersuchte Scheydt in [35] an der gleichen UHPC-Mischung den Einfluss einer Wärmebehandlung und von Stahlfasern auf die Chlorideindringtiefe. Dabei zeigte sich, dass die Chlorideindringtiefe nach 16 Monaten durch eine Wärmebehandlung oder durch Stahlfasern nicht wesentlich beeinflusst wird (vgl. Abbildung 4.1 rechts). Der maximale Chloridgehalt hingegen liegt nach 16 Monaten für den wassergelagerten faserlosen UHPC deutlich unter den Werten des wärmebehandelten UHPC und des wassergelagerten UHPC mit Fasern.

Aufgrund der Beobachtungen kann festgehalten werden, dass UHPC im Vergleich zu Normalbeton und hochfesten Betonen günstigere Eigenschaften hinsichtlich einer chloridinduzierter Korrosion aufweist und dass sich der geringere Fasergehalt der Hybridankermischung im Vergleich zur Mischung B4Q, B5Q und auch B3Q eher günstig auf das Korrosionsverhalten auswirkt.

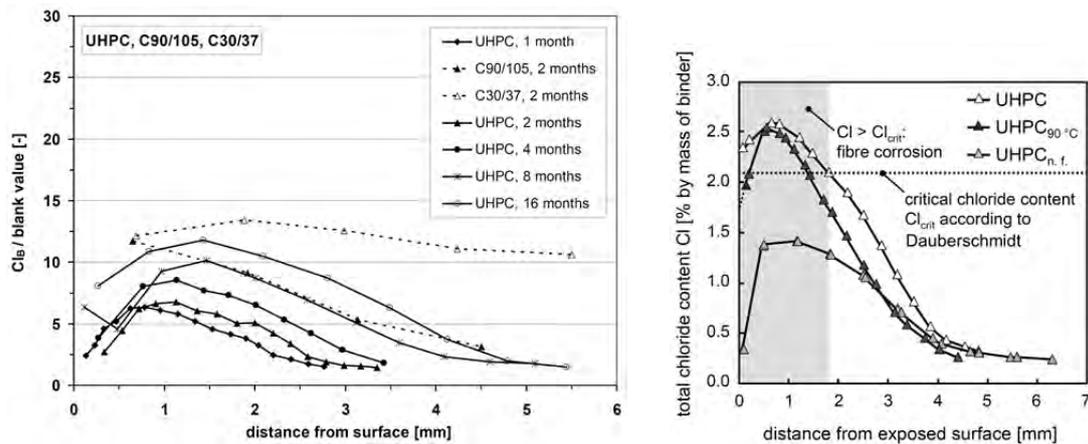


Abbildung 4.1: links: Chlorideindringtiefe von UHPC nach unterschiedlichen Zeiträumen im Vergleich zu einem Normalbeton C30/37 und einem hochfesten Beton C90/105 aus [34]
rechts: Chlorideindringtiefe von wassergelagertem UHPC, wärmebehandeltem UHPC_{90°C} und faserfreiem UHPC_{n.f.} nach 16 Monaten aus [35]

4.1.4 Widerstand gegen physikalischen Angriff

Aufgrund der veränderten Mikro- und Makrostruktur der ultrahochfesten Betone stellt sich bei der Anwendung von UHPC die Frage, inwiefern diese die Dauerhaftigkeitseigenschaften unter verschiedenen klimatischen Bedingungen, wie z.B. Frost, Brand usw., beeinflussen.

4.1.4.1 Verhalten in der Klimakammer

In [18] und [19] wurden wärmebehandelte und wassergelagerte Probekörper der Mischung B4Q ab einem Betonalter von 8d einer zyklischen Beanspruchung in einer Klimasimulationskammer unterzogen. In einem Alter von 12 Tagen wurden an einigen Probekörpern gezielt Mikrorisse durch eine mechanische Vorschädigung eingebracht, um die Permeabilität des UHPC zu steigern und mögliche schädigende Prozesse zu beschleunigen. Ein Zyklus des Klimawechsellaagerungsprogramms dauerte 21 Tage und simulierte für 4 Tage die Trocknung bei 60°C und einer relativen Luftfeuchte unter 10%, für 14 Tage Nebel bei 45°C und 100% relativer Luftfeuchte und für 3 Tage einen Frost-Tau-Wechsel zwischen +20°C und -20°C analog dem CDF-Test (siehe Abschnitt C.1.4.1). Mögliche Gefügeschädigungen wurden jeweils am Ende eines Zykluses durch Dehnungsmessungen bestimmt, wobei gemäß Erfahrungen aus der Literatur ein Dehnungsgrenzwert von unter 0,40 mm/m als unbedenklich eingestuft wurde [18], [19]. Abbildung 4.2 zeigt die Dehnungsmessungen der Mischung B4Q und eines Normalbetons (CEM I 32,5 R, Grauwacke, Quarzsand) mit einem w/z-Wert von 0,45 zum Vergleich. Es zeigt sich, dass der Normalbeton bereits nach 10 Klimazyklen den Dehnungsgrenzwert überschreitet, während die Dehnungswerte der Probekörper aus der B4Q-Mischung unabhängig davon ob sie wassergelagert, wärmebehandelt oder vorgeschädigt wurden bis zu einem Prüfalter von 2

Jahren unterhalb des Grenzwertes liegen. Dabei weisen die ungeschädigten Probeseerien deutlich geringere Dehnungswerte als die vorgeschädigten auf, die nach 24 Monaten nur noch knapp unter dem Grenzwert liegen. Nach [19] konnten nach 2 Jahren Lagerung in der Klimasimulationskammer keine Stahlfaserkorrosionsphänomene an den Probekörpern mittels Elektronenmikroskopie nachgewiesen werden.

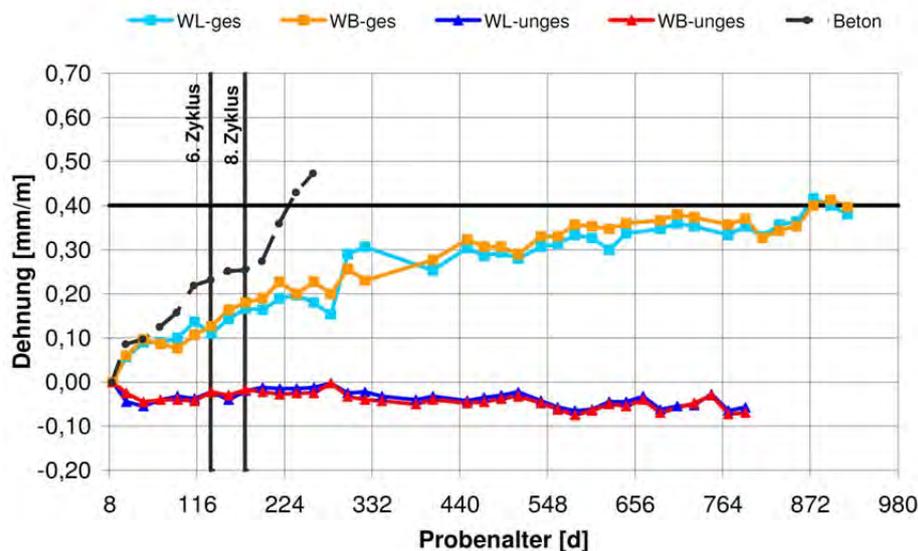


Abbildung 4.2: Dehnungsmessung eines Normalbetons [Beton] und der Mischung B4Q, (Wasserlagerung mit Vorschädigung [WL-ges], Wärmebehandlung mit Vorschädigung [WB-ges], Wasserlagerung ohne Vorschädigung [WL-unges], Wärmebehandlung ohne Vorschädigung [WB-unges]) aus [19]

4.1.4.2 Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand

Die sehr hohe Gefügedichtigkeit und niedrige Kapillarporosität verhindert im ungerissenen UHPC weitgehend den Feuchtigkeitstransport (siehe Abschnitt 4.1.2), weshalb ein hoher Frost- und Frost-Tausalzwiderstand vorausgesetzt werden kann. Mikrorisse, die z.B. aufgrund von Belastung, Schwindvorgängen oder innerem und äußerem Zwang entstehen, können jedoch dazu führen, dass auch bei sehr dichten Betonen gerade unter zyklischen Temperaturbelastungen Transportvorgänge stattfinden.

Zur Untersuchung des **Frostwiderstandes** von Betonen wird häufig auf den **CIF-Test** (Capillary suction, Internal damage and Freeze-thaw test) zurückgegriffen [22]. Dabei wird im Prüfkörper ein ansteigender Wassersättigungsgrad eingestellt, der erst durch isothermes kapillares Saugen von in der Regel demineralisiertem Wasser und dann durch Wiederholung klar definierter Frost-Tau-Wechsel (Frostsaugen) hervorgerufen wird. Die Bewertung der Betone erfolgt schließlich sowohl anhand der Abwitterungsmenge nach 28 Frost-Tau-Wechseln (FTW) als auch mit Hilfe der inneren Schädigung, die durch die Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls bestimmt wird. Als Abnahmekriterium für die innere Schädigung nach dem CIF-Verfahren gilt laut [24], dass der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls auf unter 75% nach

frühestens 28 FTW eintreten darf. Für die Abwitterung gilt laut [24], dass der Mittelwert der Abwitterungsmenge einer Prüfserie nach 28 FTW höchstens 1000 g/m^2 und der 95%-Quantilwert der Prüfserie höchstens 1750 g/m^2 betragen darf. Der **Frost-Taumittel-Widerstand** von Betonen wird hingegen häufig mit dem relativ ähnlichen **CDF-Test** (Capillary suction of De-icing solution and Freeze-thaw test) bestimmt [23]. Dieses Prüfverfahren ermöglicht die Messung der Abwitterungsmenge einer Prüfkörperfläche durch eine Anzahl von definierten Frost-Tau-Wechseln in Gegenwart von Taumitteln (in der Regel dreiprozentige Natriumchloridlösung). Ausschlaggebend für die Bewertung nach dem CDF-Verfahren ist die Abwitterungsmenge nach 28 Frost-Tau-Wechseln. Sie sollte für Betone mit hohem Frost-Taumittel-Widerstand (Expositionsklasse XF4) 1500 g/m^2 nicht überschreiten.

In [24] wurde der Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von UHPC-Prüfkörpern, die 6 Tage unter Wasser und anschließend 21 Tage bei Normklima (20°C , 65% rel. Feuchte) vorgelagert wurden, mithilfe des CIF- und CDF-Tests untersucht. Dabei wiesen die geprüften UHPC-Systeme im CIF-Test selbst nach 56 FTW noch extrem geringe Abwitterungsmengen von maximal 15 g/m^2 auf und auch der Abfall des dynamischen E-Moduls war mit maximal 2% nach 56 FTW extrem niedrig. Im CDF-Test zeigte sich, dass die Abwitterungsmengen der UHPC nach 28 FTW im Bereich von lediglich 50 bis 80 g/m^2 und damit deutlich unter dem Wert von ca. 500 g/m^2 für einen Normalbeton C30/37 mit Luftporenbildner und auch unter dem Wert von ca. 200 g/m^2 für einen C70/85 ohne Luftporenbildner lagen.

In [11] wurde in zwei Prüfserien der Einfluss einer 48-stündigen Wärmebehandlung bei 90°C und der Einfluss einer Zugabe von 2,5 Vol.-% Stahlfasern auf den Frost-Tausalz-Widerstand der Grobkornmischung B3Q an 35 Tage alten Probekörpern mit dem CDF-Test untersucht. Die in Tabelle 4.4 aufgeführten Abwitterungsmengen nach 28, 56 und ggf. 112 Frost-Tau-Wechseln zeigen, dass der für Normalbeton festgelegte Grenzwert von 1500 g/m^2 nach 28 FTW unabhängig von der Vorbehandlungsart und vom Stahlfasergehalt des UHPC selbst nach 112 FTW nicht überschritten wurde. In beiden Prüfserien wies der wärmebehandelte B3Q mit Stahlfasern höhere Abwitterungsmengen auf, woraus geschlossen werden kann, dass sich sowohl eine Wärmebehandlung als auch die Zugabe von Stahlfasern negativ auf den Frost-Tausalz-Widerstand auswirkt. Laut der Autoren von [11] ist der höhere Masseverlust von gefaserten UHPC im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass der Zementstein zwischen und über oberflächennahen Fasern zum Teil flächig abgewittert wurde. Messungen der Ultraschalllaufzeit an den Proben vor und nach den CDF-Tests zur Beurteilung der inneren Schädigung zeigten kaum Unterschiede, woraus geschlossen werden kann, dass das Gefüge der Betone durch die langanhaltende Frost-Tau-Wechsel-Beanspruchung kaum beeinträchtigt wurde [11].

Tabelle 4.4: Abwitterungsmengen der B3Q-Mischung nach Frost-Tausalz-Beanspruchung aus [11]

Mischung	Wärme- behandlung	Wasser- lagerung	Fasern	durchschnittliche Abwitterung in g/m ² nach		
				28 FTW	56 FTW	112 FTW
<i>B3Q</i>	<i>x</i>	-	<i>x</i>	208,9	294,0	-
	-	<i>x</i>	<i>x</i>	61,6	99,6	-
<i>B3Q</i>	<i>x</i>	-	<i>x</i>	176,4	379,4	722,5
	<i>x</i>	-	-	40,8	87,5	181,9

Auch Untersuchungen in [29] an einem Grobkorn-UHPC mittels CDF-Test bestätigen, dass sich sowohl eine Wärmebehandlung als auch Stahlfasern negativ auf die Abwitterungsmenge auswirken und ein Großteil des abgetragenen Zementsteins bei gefasertem UHPC in der unmittelbaren Umgebung von oberflächennahen Fasern abgewittert wird. Der Grenzwert von 1500 g/m² wurde jedoch auch hier unabhängig von der Nachbehandlungsart und dem Stahlfasergehalt selbst nach 200 FTW nicht überschritten. Nach 56 FTW wies in Übereinstimmung mit den Beobachtungen aus [11] kein Probekörper wesentliche innere Schädigungen auf. Während dies für die meisten Probekörper auch noch weitestgehend nach 200 FTW zutraf, zeigten die wärmebehandelten Probekörper nach 200 FTW erhebliche innere Schädigungen [29]. Zudem zeigte sich, dass die Zugabe von kurzen Stahlfasern die innere Schädigung scheinbar reduziert [29].

Umfangreiche Untersuchungen zum Frostwiderstand des Feinkorn-UHPC M2Q und des Grobkorn-UHPC B4Q wurden an der Universität Duisburg-Essen durchgeführt und unter anderem in [26], [27] und [28] veröffentlicht. Neben CDF- und CIF-Tests mit bis zu 112 FTW umfasste das Versuchsprogramm der Universität Duisburg-Essen auch die Auslagerung repräsentativer Mischungen für 2 bzw. 3 Winter an einer Teststation in Holzkirchen (Bayern, 691 m ü. NHN) und auf dem Dach einer Kläranlage in Meißen (Sachsen, 106 m ü. NHN). In Meißen beträgt die Minimaltemperatur in den Wintermonaten zwar nur ca. -8°C, steigt aber tagsüber in der Regel nicht über 4°C und die durchschnittliche Anzahl an FTW pro Winter ist höher als in Holzkirchen, so dass die klimatische Situation trotz höherer Minimaltemperatur insgesamt als ungünstiger einzustufen ist [26]. Die CIF- und CDF-Tests an der Mischung M2Q zeigten auch hier, dass Stahlfasern zwar die Abwitterungsmenge erhöhen, aber dass die Grenzwerte für Normalbeton des CIF- und CDF-Tests trotz allem selbst nach 112 FTW nicht überschritten wurden [26], [27], [28]. Untersuchungen zur Auswirkung einer Vorschädigung, die durch eine zweitägige Wärmebehandlung bei 90°C bzw. 180°C mit anschließender schlagartiger Abkühlung bei 10°C hervorgerufen wurde, auf den Frost-Tausalzwiderstand zeigten, dass die Abwitterungsmengen sowohl für die Mischung M2Q ohne Fasern als auch für die Mischung B4Q ohne Fasern zwar immer noch deutlich unterhalb des für Normalbeton üblichen Grenzwertes des CDF-Tests liegen, aber dass die Abwitterungsmengen gegenüber einer normalen Wärmebehandlung bei 90°C für 2 Tage mit langsamen Aufheiz- und Abkühlvorgang, bei

der üblicherweise kaum Mikrorisse entstehen, deutlich höher sind (siehe Abbildung 4.3). Hinsichtlich der inneren Schädigung konnte nach [26] und [28] bei „normaler“ Wärmebehandlung (48 h 90°C) oder reiner Wasserlagerung sowohl für die Mischung B4Q mit und ohne Fasern als auch für die Mischung M2Q mit und ohne Fasern keine innere Schädigung innerhalb von 56 FTW festgestellt werden. Die in Holzkirchen und Meißen ausgelagerten Probekörper zeigten laut [27] nach 3 bzw. 2 Wintern weder innere noch äußere Schädigungen.

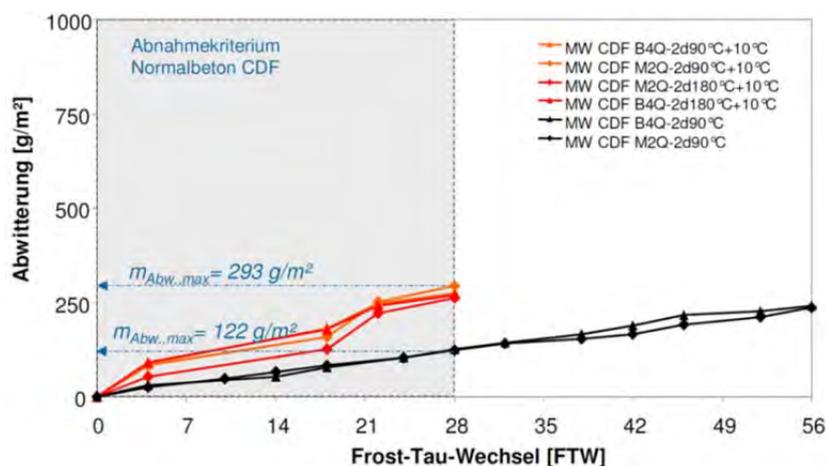


Abbildung 4.3: Abwitterung der Serie B4Q/ M2Q ohne Fasern nach verschiedener Wärmebehandlung im CDF-Test aus [26]

4.1.4.3 Wärmeausdehnungskoeffizient und Brandverhalten

In [37] wurde der zeitliche Verlauf des Wärmeausdehnungskoeffizienten der B4Q-Mischung untersucht. Es zeigte sich, dass die Wärmedehnzahl im jungen Alter, wenn der Beton noch flüssigkeitsähnlich ist, sehr groß ist und nach dem Durchschreiten eines Minimums tangential einem Endwert von ca. $6,5 \mu\text{m}/\text{m}\cdot\text{K}$ entgegen strebt [37].

Aufgrund des sehr dichten Gefüges unterscheidet sich das Verhalten von UHPC im Brandfall wesentlich von Normalbeton. Bei Brandbeanspruchung verdampft ab ca. 105°C freies und physikalisch gebundenes Wasser, diffundiert zum Teil in den Betonkörper hinein und kondensiert dort in den noch nicht erhitzten Zonen. Mit der Zeit bildet sich dadurch eine vollständig mit Wasser gefüllte Kondensationszone, die die weitere Diffusion des Wasserdampfes in die kühleren Zonen des Betons unterbindet. Als Folge steigt der Dampfdruck insbesondere innerhalb der Kapillarporen des Zementsteingefüges. Bei einem Normalbeton mit seiner relativ hohen Porosität kann sich der Dampfdruck in größeren Poren entspannen oder durch Entweichen abbauen. Beim sehr dichten UHPC hingegen kann es zu explosionsartigen Abplatzungen kommen, die bei weiterem Fortschreiten (komplette Zerstörung der Oberfläche) zum Bauteilversagen führen können [10]. Mehrere Untersuchungen an ultrahochfesten Betonen haben gezeigt, dass dieses Verhalten durch Zugabe von Polypropylenfasern (PP-Fasern) in ausreichender Menge entscheidend verbessert werden kann (vgl.

[10], [11], [46], [47] und [48]). Die Wirkung dieser Fasern lässt sich darauf zurückführen, dass sie beim Abschmelzen und Verbrennen Hohlräume zurücklassen, in denen sich der Dampf entspannen kann. Dadurch können Abplatzungen verhindert werden. In [48] wird berichtet, dass beim Grobkorn-UHPC B4Q ab einem PP-Fasergehalt von ca. $2,0 \text{ kg/m}^3$ keine Abplatzungen mehr auftraten und in [46] wird gezeigt, dass bei der Mischung B5Q sogar bereits ab einem PP-Fasergehalt von $1,5 \text{ kg/m}^3$ (0,16 Vol.-%) praktisch keine Abplatzungen mehr bei einer Beanspruchung durch die Einheitstemperaturkurve beobachtet werden konnten. Auch die Mischung B5Q ohne PP-Fasern wies bei den Versuchen in [46] nur begrenzte Abplatzungen auf und wurde durch die Brandbeaufschlagung nicht komplett zerstört.

Untersuchungen in [46] zur Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von UHPC im Brandfall, bei denen Probekörper unter konstanter Temperaturbeanspruchung bis zum Versagen belastet wurden, zeigten, dass die gemessene Festigkeitsabnahme bei UHPC insbesondere bei Temperaturen über 400°C deutlich geringer ausfällt als bei hochfestem Beton und Normalbeton (siehe Abbildung 4.4). So weist der untersuchte UHPC bei 600°C immer noch 90% der Ausgangsfestigkeit auf, während die Festigkeit von Normalbeton bereits bei unter 50% liegt. An dieser Stelle soll jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass der untersuchte UHPC in den Versuchen kaum Abplatzungen aufwies und die Ergebnisse deshalb nicht einfach auf jede beliebige UHPC-Mischung übertragen werden können, da geringfügige Abweichungen in der Mischung zu einem völlig anderen Brandverhalten, bei dem es evtl. sogar zu einer vollständigen Zerstörung des Betongefüges kommt, führen können.

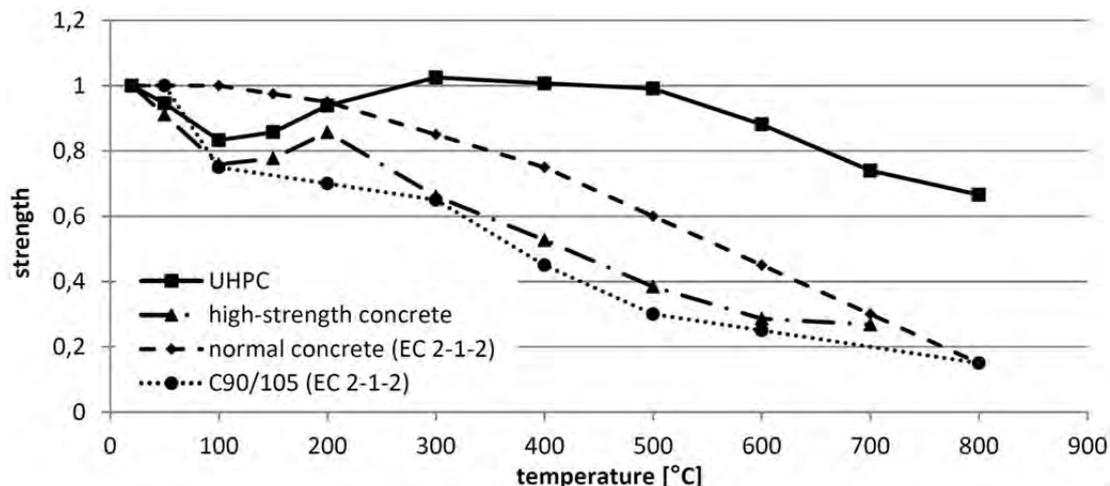


Abbildung 4.4: Festigkeitsentwicklung von UHPC im Vergleich zu hochfestem Beton und den berechneten Werten nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 für Normalbeton und hochfesten Beton aus [46]

4.1.4.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die hier aufgeführten ultrahochfesten Betone unabhängig von der Vorbehandlung und dem Stahlfasergehalt im Allgemei-

nen einen sehr hohen Frost-Tau- und auch Frost-Tausalz widerstand aufweisen. Die Zugabe von Stahlfasern im UHPC hat dabei tendenziell einen negativen Einfluss auf die Abwitterungsmenge, aber einen positiven Einfluss auf die innere Schädigung, wohingegen sich eine Wärmebehandlung sowohl auf die Abwitterungsmenge als auch auf die innere Schädigung negativ auswirkt. Zudem deuten die Untersuchungen an der Universität Duisburg-Essen ([26], [27] und [28]) und von Cwirzen et al. ([29]) an, dass der Frost-Tausalz widerstand der untersuchten Mischungen durch eine Vorschädigung, die mit einer Mikrorissbildung einhergeht, deutlich reduziert werden kann. Auch die Untersuchungen in der Klimakammer (vgl. Abschnitt 4.1.4.1) lassen darauf schließen, dass eine Vorschädigung des UHPC die Ausbildung von Gefügeschädigungen begünstigt. Bezüglich des Brandverhaltens kann festgehalten werden, dass bereits durch die Zugabe einer geringen Menge an Polypropylenfasern Abplatzungen vermieden werden können.

Für die Hybridankermischung kann basierend auf diesen Untersuchungen ebenfalls angenommen werden, dass der Frost-Tau- und Frost-Tausalz widerstand grundsätzlich sehr hoch ist. Allerdings sollte beachtet werden, dass sich der Widerstand gegen physikalische Angriffe durch Mikrorisse erheblich reduzieren kann. Zur Vermeidung von Betonabplatzungen im Brandfall könnte der Hybridankermischung eine geringe Menge an Polypropylenfasern zugegeben werden.

4.1.5 Widerstand gegen chemischen Angriff

Aufgrund des dichten Gefüges von UHPC mit dem geringen Kapillarporenanteil kann im ungerissenen Zustand nur sehr wenig Flüssigkeit und Gas in den Beton eindringen (vgl. 4.1.2). Durch Risse aufgrund der aufgetragenen Belastung oder auch durch Mikrorisse z.B. aufgrund einer Wärmebehandlung, wie sie an unterschiedlichen UHPC z.B. in [25] beobachtet wurden, besteht jedoch grundsätzlich die Möglichkeit, dass Säuren in den UHPC eindringen und der UHPC dadurch einem lösenden Angriff ausgesetzt wird. Weiterhin können durch den Zutritt von Wasser innere Gefügereaktionen nicht ausgeschlossen werden. Hier kann es zum einen zum bekannten Mechanismus der Selbstheilung des Betons kommen, aber auch zu schädigenden Treiberscheinungen.

4.1.5.1 Treibender Angriff

Die inneren Schädigungsquellen müssen besonders bei sehr dichten Betonen wie UHPC untersucht werden, da bei möglichen Treiberscheinungen kaum Expansionsraum zur Verfügung steht. Bei UHPC sind besonders die Schädigungspotentiale aufgrund einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion und aufgrund einer verspäteten bzw. sekundären Ettringitbildung von Interesse.

4.1.5.1.1 Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

Normalerweise stellt der sehr hohe Gehalt an Zement, Silikastaub und Quarzsand in UHPC einen Risikofaktor hinsichtlich einer AKR dar. Gestresste Quarzsande und Agglomerationen von Silikastaub, die z.B. bei ungeeignetem Mischablauf entstehen können [25], können zusammen mit den Alkalihydroxiden in der Porenlösung zur Bildung des Alkali-Kieselsäure-Gels führen, das unter Wasseraufnahme betonschädigende Quelldrücke aufbauen kann. Aufgrund der hohen Gefügedichtigkeit und der inneren Austrocknung des UHPC ist dieses Risiko jedoch im ungerissenen Zustand eher als gering einzuschätzen, zumal bei UHPC üblicherweise Zemente mit einem geringen wirksamen Alkaligehalt (NA-Zemente) zur Anwendung kommen [10]. Eine durch Wasserzutritt in möglichen Rissen auftretende AKR kann jedoch zunächst nicht vollkommen ausgeschlossen werden.

In [24] wurde Untersuchungen an UHPC-Mischungen mit unterschiedlicher Mikrosilikazugabe hinsichtlich einer AKR durchgeführt. Es zeigte sich, dass in Proben mit rückgetrockneter Silikaslurry, die besonders zu Agglomerationen neigt, eine starke AKR abläuft, wohingegen UHPC mit trocken eingemischtem Mikrosilika als unbedenklich bezüglich einer AKR eingestuft werden kann [24]. Untersuchungen in [25] an ultrahochfesten Betonen mit unterschiedlichem w/z-Wert und verwendeten Zementarten lassen ebenfalls vermuten, dass in ungerissenen Probekörpern, die unter Verwendung von Silikastaub und eines Zementes mit geringem wirksamen Alkaligehalt hergestellt wurden, eine schädliche AKR mit großer Wahrscheinlichkeit nicht auftritt. Elektronenmikroskopischen Untersuchungen an wassergelagerten, wärmebehandelten und mechanisch vorgeschädigten Proben der Mischung B4Q zeigten zum einen, dass alle Proben mit Vorschädigung im Rissbereich eine Nachhydratation aufweisen und zum anderen, dass eine AKR an Agglomeraten, die aufgrund einer unzureichenden Dispergierung des trocken zugegebenen Mikrosilikas entstehen können, trotz der Verwendung eines NA-Zementes und unabhängig von der Vorbehandlung, von Rissen und von der Lagerungsart stattfinden kann (vgl. [18] und [20]). Nach [20] treten die für eine AKR typischen Rissbilder jedoch isoliert um die Silikastaubagglomerationen herum auf und so konnten selbst bei Proben mit Rissen, die in der Klimasimulationskammer gelagert wurden keine Schädigungen aufgrund einer AKR beobachtet werden.

4.1.5.1.2 Sekundäre Ettringitbildung

Insbesondere bei wärmebehandelten Betonen, die früh mit einer Wärmebehandlungstemperatur $> 60^{\circ}\text{C}$ beaufschlagt werden, kann es zu einer schädigenden verspäteten bzw. sekundären Ettringitbildung kommen [24]. Dabei reagieren Sulfationen, die bis zur Erwärmung auf diese Temperaturen noch nicht mit dem Tricalciumaluminat (C_3A) reagiert haben, unter Wasserzutritt im nunmehr erhärtenden Gefüge mit dem

Aluminat und rufen dadurch eine Sekundärettringitbildung hervor, die mit einer Volumenvergrößerung einhergeht und somit zu Gefügeschädigungen führen kann. Aufgrund der inneren Austrocknung des UHPC und der hohen Gefügedichtigkeit ist es jedoch bei ungerissenem UHPC unwahrscheinlich, dass das zur Treibreaktion benötigte Wasser zur Verfügung steht. Auch eine für die Sekundärettringitbildung förderliche zusätzliche Zufuhr an Sulfationen von außen wird dadurch behindert. Zudem wird durch die bei UHPC-Mischungen übliche Verwendung von Zementen mit hohem Sulfatwiderstand (HS-Zemente), aufgrund des geringen C_3A -Gehaltes dieser Zemente, einer Sekundärettringitbildung vorgebeugt. Die bei der UHPC-Herstellung üblichen hohen Wärmebehandlungstemperaturen $> 60^\circ\text{C}$, der hohe Zementgehalt und die mögliche Wasser- und Sulfationenzufuhr von außen durch Risse oder Mikrorisse im UHPC führen jedoch dazu, dass eine Sekundärettringitbildung bei UHPC zunächst trotzdem nicht sicher ausgeschlossen werden kann.

In [24] wurden Untersuchungen zur Sekundärettringitbildung an wärmebehandelten UHPC (90°C) mit dem Duggan-Test vorgestellt. Es zeigte sich, dass die ultrahochfesten Betone mit HS-Zementen selbst nach 400 Tagen Wasserlagerung das Abnahmekriterium des Duggan-Tests (Maximaldehnung von 0,5 mm/m nach 21 Tagen Wasserlagerung) noch weit unterschritten. Nach [24] ist deshalb davon auszugehen, dass trotz erhöhter Wärmebehandlungstemperaturen von 90°C bei Einsatz von HS-Zementen keine Gefahr einer schädigenden Sekundärettringitbildung im UHPC besteht. Auch in [37] wird berichtet, dass an wärmebehandelten Körpern aus der Mischung B4Q (48 h 90°C) kein Abfall der Festigkeit durch auftretende Schädigungen, wie sie z.B. infolge einer Sekundärettringitbildung möglich sind, festgestellt wurde. Auswirkungen einer möglichen Rissbildung wurden jedoch sowohl in [24] als auch in [37] nicht untersucht. Die in [18] und [20] nach einer Klimawechsellaagerung durchgeführten elektronenmikroskopischen Untersuchungen an wassergelagerten, wärmebehandelten und mechanisch vorgeschädigten Proben der Mischung B4Q zeigten, dass sowohl bei den wärmebehandelten als auch bei den vorgeschädigten Probekörpern in Mikrorissen $\leq 10 \mu\text{m}$ eine sekundäre Ettringitbildung stattfand. Der als schädigend eingestufte Dehnungsgrenzwert von 0,4 mm/m wurde jedoch auch bei diesen Probekörpern nicht erreicht und ein negativer Einfluss auf die Dauerhaftigkeit konnte an Proben mit nachgewiesener sekundärer Ettringitbildung und AKR nach 428 Tagen Lagerung in der Klimasimulationskammer nicht festgestellt werden. Auch bei Untersuchungen an vorgeschädigten UHPC-Probekörpern mit sichtbaren Mikrorissen in [11] konnten bis zu einer Dauer von 90 Tagen keine Gefügeveränderung festgestellt werden, die darauf schließen lassen, dass sich eine schädigende Menge an sekundärem Ettringit gebildet hat. Mit dem Elektronenmikroskop wurden lediglich in den thermisch vorgeschädigten Betonprüfkörpern sehr geringe, nicht schädigende Mengen Ettringit festgestellt.

4.1.5.2 Lösender Angriff durch Säuren

Beim Einsatz von UHPC in chemisch angreifenden Umgebungen, wie z.B. bei Industrieanlagen, ist es notwendig das Korrosionsverhalten von UHPC infolge der Einwirkung aggressiver Medien zu kennen. Eine längere Einwirkung von z.B. Säuren auf den UHPC könnte die im Allgemeinen stark alkalische Bindemittelmatrix so verändern, dass sich die festigkeitsgebenden C-S-H-Phasen abbauen. Das dichte Gefüge von UHPC erschwert jedoch das Eindringen von Säuren, so dass gegenüber Normalbeton von einem erhöhten Widerstand gegen Säureangriff auszugehen ist.

An der Universität Karlsruhe wurden von Scheydt Einlagerungsversuche an UHPC-Körpern in Salzsäuren mit unterschiedlichen, jeweils konstant gehaltenen pH-Werten durchgeführt [34]. Dabei wurde eine UHPC-Mischung, die nahezu identisch mit der Grobkornmischung B3Q ist, mit einem Normalbeton C30/37 verglichen. An einigen Probekörpern aus UHPC wurde zudem der Einfluss einer dreitägigen Wärmebehandlung bei 90°C auf den Widerstand gegen chemischen Angriff untersucht. Es zeigte sich, dass die Korrosionstiefe sowohl beim UHPC als auch beim C30/37 mit abnehmendem pH-Wert zunimmt und unabhängig vom pH-Wert der Säure für den UHPC stets deutlich geringer als beim Normalbeton ist (siehe Tabelle 4.6). Eine Wärmebehandlung scheint zu geringfügig höheren Korrosionstiefen zu führen, was z.B. durch eine mögliche Mikrorissbildung aufgrund der Wärmebehandlung erklärt werden kann [34]. Unabhängig vom pH-Wert der Salzsäure zeigten die Gefügeuntersuchungen mittels Infrarotspektroskopie und Rasterelektronenmikroskop korrodierte Stahlfasern innerhalb der angegriffenen Grenzschicht. Zusätzliche Versuche zum Einfluss einer Wärmebehandlung und von Stahlfasern auf den Widerstand gegen Salzsäureangriff (pH-Wert = 3) an der identischen UHPC-Mischung in [35] zeigten, dass die bereits in [34] festgestellte Tendenz eines geringeren Widerstandes aufgrund einer Wärmebehandlung bestätigt werden kann (siehe Abbildung 4.5). Elektronenmikroskopaufnahmen zeigten zudem aufgrund der erhöhten Porosität der Kontaktzone zwischen Stahlfaser und Zementstein eine höhere Eindringtiefe der Salzsäure in der Umgebung von Stahlfasern. Die starke Korrosion der Fasern führt jedoch zu einer Anreicherung von Eisenhydroxid innerhalb der ausgewaschenen Zone und an der angegriffenen Oberfläche, wodurch diese Zone dichter wird und als schützende Schicht fungiert, die den Korrosionsprozess verlangsamt. Der Widerstand gegen Salzsäureangriff (pH = 3) von UHPC mit Fasern ist deshalb im Vergleich zum faserlosen UHPC ungefähr doppelt so hoch (siehe Abbildung 4.5).

Tabelle 4.5: Zeitabhängige Korrosionstiefen von UHPC und Normalbeton C30/37 nach Einlagerung in Salzsäure mit unterschiedlichen pH-Werten aus [34]

pH-Wert	Beton	Korrosionstiefe nach x Einlagerungswochen [μm]	
		x = 6	x = 80
pH 5	UHPC	261	993
	C30/37	413	1845
pH 3	UHPC	381	1217
	UHPC wärmebehandelt	418	-
	C30/37	751	3023
pH 1	UHPC	2916	-
	C30/37	5308	-

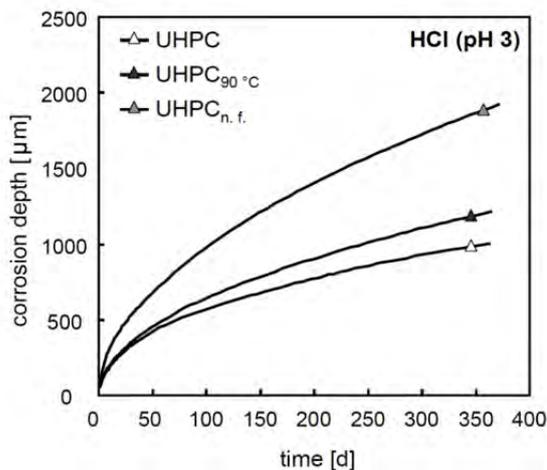


Abbildung 4.5: Zeitabhängige Korrosionstiefe von wassergelagertem UHPC, wärmebehandeltem UHPC_{90°C} und faserfreiem UHPC_{n.f.} bei Salzsäureangriff (pH-Wert = 3) aus [35]

Umfangreiche Untersuchungen zum Widerstand von UHPC gegenüber einem chemischen Angriff durch Schwefelsäure, Milchsäure und ammoniumhaltige Wässer mit unterschiedlichen, jeweils konstant gehaltenen pH-Werten bzw. Konzentrationen wurden in [33] durchgeführt. Dabei wurde ein Referenzbeton (REF) mit einem w/z-Wert von 0,45, der bis auf das Größtkorn die Anforderungen an die Expositionsklasse XA3 der DIN EN 206-1 erfüllt (z.B. Festigkeit \geq C35/45), ein wärmebehandelter Feinkornbeton (M2Q 90), ein wassergelagerter Feinkornbeton (M2Q WL) und ein wärmebehandelter Grobkornbeton (B5Q 90) jeweils ohne Stahlfasern untersucht. Die Einlagerungsversuche in Schwefelsäure zeigten, dass sich die Schädigungstiefe mit steigendem pH-Wert verringert und dass die Schädigungstiefen der UHPC unabhängig vom pH-Wert der Schwefelsäure und der Vorbehandlungsart deutlich unter den Werten des Referenzmörtels liegen (siehe Tabelle 4.6). Zudem wirkt sich eine Wärmebehandlung negativ auf die Schädigungstiefe aus. Auch die Einlagerungsversuche in Milchsäure mit einem pH-Wert von 4 zeigen einen negativen Einfluss der Wärmebehandlung auf die Schädigungstiefe. Zudem kann auch beim Angriff der organischen Säure ein deutlich höherer Widerstand der UHPC gegenüber dem Referenzmörtel festgestellt werden (vgl. Tabelle 4.7). Die Einlagerungsversuche in Ammoniumnitratlösungen mit unterschiedlichen Konzentrationen zeigten, dass die gemessene

Schädigungstiefe des Referenzmörtels bei der hohen Konzentration im Schnitt mindestens 2,5-mal höher ist als bei den ultrahochfesten Betonen (siehe Tabelle 4.8). Bei einer Konzentration von 100 mg/l stimmen die Schädigungstiefen hingegen interessanterweise nahezu überein. Auch bei diesen Versuchen wies der wärmebehandelte UHPC höhere Schädigungstiefen auf als der wassergelagerte UHPC. Weitere Untersuchungen zum Widerstand von UHPC gegen lösende Angriffe sind im Anhang in Abschnitt C.1.4.2.2 zu finden.

Tabelle 4.6: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Schwefelsäure mit unterschiedlichen pH-Werten aus [33]

pH-Wert	Beton	Schädigungstiefe nach x Stunden [mm]	
		x = 4000	x = 8000
pH 3	REF	1,57	2,41
	M2Q 90	0,94	1,44
	M2Q WL	0,79	1,21
	B5Q 90	1,11	1,65
pH 4	REF	1,06	1,61
	M2Q 90	0,52	0,79
	B5Q 90	0,59	0,91
pH 5	REF	0,73	1,16
	M2Q 90	0,33	0,52

Tabelle 4.7: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Milchsäure mit einem pH-Wert von 4 aus [33]

Beton	Schädigungstiefe nach x Stunden [mm]	
	x = 4000	x = 8000
REF	2,45	3,09
M2Q 90	1,48	1,85
M2Q WL	1,33	1,65
B5Q 90	1,48	1,88

Tabelle 4.8: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in eine ammoniumnitrathaltige Lösung mit unterschiedlichen Konzentrationen aus [33]

NH ₄ ⁺ -Konzentration	Beton	Schädigungstiefe nach x Stunden [mm]	
		x = 4000	x = 8000
11250 mg/l	REF	11,72	15,9
	M2Q 90	4,04	5,7
	M2Q WL	3,54	5,06
	B5Q 90	4,5	6,51
100 mg/l	REF	-	0,45
	M2Q 90	-	0,42

4.1.5.3 Zusammenfassung

Bezüglich einer AKR lässt sich anhand der Literaturrecherche (siehe Abschnitt 4.1.5.1.1) schlussfolgern, dass bei einer ausreichenden Dispergierung des Mikrosilikastaubes und bei der Verwendung von NA-Zement eine Schädigung der Hybridankerplatten durch eine AKR nahezu ausgeschlossen werden kann. Auch eine Schädigung der Hybridankerplatten durch Sekundärettringitbildung kann basierend auf Abschnitt 4.1.5.1.2 bei der Verwendung von HS-Zement nahezu ausgeschlossen werden. Hinsichtlich eines Säureangriffs kann festgehalten werden, dass sowohl wassergelagerter als auch wärmebehandelter UHPC bei einem Angriff durch Salzsäure, Schwefelsäure, Milchsäure oder ammoniumhaltige Wässer geringere Schädigungstiefen als Normalbeton aufweist. Trotz allem wirkt sich eine Wärmebehandlung negativ auf die Schädigungstiefe aus, während die Zugabe von Stahlfasern zu deutlich geringeren Korrosionstiefen führt. Basierend auf diesen Ergebnissen, der Ähnlichkeit zur untersuchten faserlosen Mischung B5Q aus Abschnitt 4.1.5.2 und der zusätzlich vorhandenen Stahlfasern lässt sich schlussfolgern, dass der Widerstand der Hybridankermischung gegenüber einem lösenden Angriff, analog zur untersuchten B5Q-Mischung, ebenfalls höher eingestuft werden kann als beim untersuchten Referenzmörtel der Expositionsklasse XA3.

4.2 Korrosionsschutz von Stahl

Die Dauerhaftigkeit von Stahl ist eng verknüpft mit der Korrosion des Stahls, weshalb in den folgenden Abschnitten ein Überblick über die Stahlkorrosion und auch über geeignete Korrosionsschutzmaßnahmen für den Einsatz von Stahlringen bei den Hybridankerplatten gegeben werden soll.

4.2.1 Allgemeines und Korrosivitätskategorien

Unlegierte Baustähle korrodieren bereits bei ausreichender Luftfeuchte und Sauerstoffzutritt (atmosphärische Korrosion). In aggressiven Atmosphären mit einem zusätzlichen Angriff durch z.B. Salze, Chloride oder Säuren, wird die Korrosion sogar noch beschleunigt [77]. Atmosphärische Korrosion ist ein Prozess, der in einem Feuchtfilm auf der Metalloberfläche stattfindet [77]. Dabei nimmt die Korrosionsgeschwindigkeit unter folgenden Bedingungen zu [77]:

- steigende relative Luftfeuchte
- Bildung von Kondenswasser (die Oberflächentemperatur liegt bei oder unter dem Taupunkt)
- Zunehmende Verunreinigung der Atmosphäre (korrosive Stoffe; diese können mit der Stahloberfläche reagieren und/oder auf ihr Ablagerungen bilden)

Erfahrungsgemäß tritt nennenswerte Korrosion auf, wenn die relative Luftfeuchte über 80% und die Temperatur über 0°C liegt [77]. Die Zeitdauer, in der diese Randbedingungen vorliegen wird als Befeuchtungsdauer bezeichnet. Wenn jedoch Verunreinigungen und/oder hygroskopische Salze vorhanden sind, findet Korrosion auch bei viel niedrigerer Luftfeuchte statt [77]. Die Luftfeuchte und die Lufttemperatur hängen vom herrschenden Klima ab. Im Anhang A sind in Tabelle B.3 die wichtigsten Klimate kurz beschrieben. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass aus den Klimaten nur allgemeine Schlussfolgerungen auf das wahrscheinliche Korrosionsverhalten gezogen werden können. In einem kalten Klima oder einem trockenen Klima wird die Korrosionsrate geringer sein als in einem gemäßigten Klima und in einem heißen, feuchten Klima oder in einem Meeresklima wird sie tendenziell am höchsten sein [77]. Es können jedoch beträchtliche örtliche Unterschiede auftreten. Zur Abschätzung der Korrosionsbelastungen ist neben den örtlichen Umgebungsbedingungen vor allem auch das sogenannte Kleinklima (Bedingungen an der Grenzfläche zwischen einem Bauteil und seiner Umgebung) entscheidend [77].

In DIN EN ISO 12944-2 [77] werden Korrosivitätskategorien von C1 (= unbedeutend) bis C5 (sehr stark) für atmosphärische Bedingungen auf der Grundlage von

Massenverlusten und Dickenabnahmen an ausgelagerten Standardproben aus niedriglegiertem Stahl und/oder Zink nach dem ersten Jahr der Auslagerung definiert. Sollte es, entgegen der Empfehlungen in [77], nicht möglich sein Standardproben vor Ort in der betreffenden Umgebung auszulagern, kann die Korrosivitätskategorie anhand der in Tabelle B.4 des Anhangs A gegebenen Beispiele für typische Umgebungen geschätzt werden. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Beispiele nur zur Erläuterung dienen und nicht immer voll zutreffend sein können und dass letztlich nur die Messung von Massenverlusten oder Dickenabnahmen zur richtigen Einteilung führt [77]. Eine weitere Möglichkeit zur Abschätzung der Korrosivitätskategorien besteht nach [77] anhand der kombinierten Wirkung von folgenden Umgebungsbedingungen: jährliche Befeuchtungsdauer, jährliche Durchschnittskonzentration von Schwefeldioxid (SO₂) und jährliche durchschnittliche Flächenbeaufschlagung durch Chloride. Die DIN EN ISO 9223 [75] enthält hierzu weitere Informationen sowie mehrere hilfreiche Tabellen, wie beispielsweise die nachfolgende Tabelle 4.9, die ähnlich der bereits angesprochenen Tabelle aus der DIN EN ISO 12994-2 eine Abschätzung der Korrosivitätskategorie von C1 (= unbedeutend) bis CX (= extrem) zulässt. Neben Beispielen für typische Umgebungsbedingungen, die weitestgehend mit Tabelle B.4 aus DIN EN ISO 12944-2 übereinstimmen, werden den jeweiligen Kategorien in Tabelle 4.9 zudem auch Grenzwerte für die SO₂-Konzentration zugeordnet. Außerdem ist die Korrosivitätskategorie CX ausschließlich in der Norm DIN EN ISO 9223 definiert. Eine größere, besser lesbare Abbildung von Tabelle 4.9 findet sich im Anhang A in Tabelle B.5.

Tabelle 4.9: Beschreibung typischer atmosphärischer Umgebungen im Zusammenhang mit der Abschätzung von Korrosivitätskategorien aus [75]

Korrosivitätskategorie (C) ^a	Korrosivität	Typische Umgebungen — Beispiele ^b	
		Innen	Im Freien
C1	unbedeutend	Beheizte Räume mit niedriger relativer Luftfeuchte und unbedeutender Luftverunreinigung, z. B. Büros, Schulen, Museen.	Trockene oder kalte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit sehr geringer Verunreinigung und kurzer Befeuchtungsdauer, z. B. bestimmte Wüstengebiete, Zentrum der Arktis/Antarktis.
C2	gering	Unbeheizte Räume mit schwankender Temperatur und relativer Luftfeuchte, Seltene Kondensation und geringe Luftverunreinigung, z. B. Lager, Sporthallen.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit geringer Luftverunreinigung (SO ₂ < 5 µg/m ³), z. B. ländliche Gebiete, kleine Städte. Trockene oder kalte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit kurzer Befeuchtungsdauer, z. B. Wüsten, subarktische Regionen.
C3	mäßig	Räume mit gelegentlicher Kondensation und mäßiger Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Anlagen zur Lebensmittelherstellung, Wäschereien, Brauereien, Molkereien.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit mäßigen Luftverunreinigungen (SO ₂ : 5 µg/m ³ bis 30 µg/m ³), oder mit geringer Beeinflussung durch Chloride, z. B. Stadtgebiete, Küstenbereiche mit geringen Ablagerungen von Chloriden. Subtropische und tropische Klimazone, Atmosphäre mit geringen Verunreinigungen.
C4	stark	Räume mit häufiger Kondensation und hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Industrieanlagen, Schwimmbäder.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit hoher Luftverunreinigung (SO ₂ : 30 µg/m ³ bis 90 µg/m ³) oder mit wesentlicher Beeinflussung durch Chloride, z. B. Stadtgebiete mit Luftverunreinigungen, Industriegebiete, Küstenbereiche, nicht im Bereich von Salzwasser-Sprühnebel, starke Belastung durch Einteilungssalze. Subtropische und tropische Klimazone, Atmosphäre mit mäßiger Verunreinigung.
C5	sehr stark	Räume mit sehr hoher Häufigkeit der Kondensation und/oder hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Bergwerke, Hohlräume für industrielle Zwecke, nicht belüftete Hallen in subtropischen und tropischen Klimazonen.	Gemäßigte und subtropische Klimazone, atmosphärische Umgebung mit sehr hoher Luftverunreinigung (SO ₂ : 90 µg/m ³ bis 250 µg/m ³), und/oder mit signifikanter Beeinflussung durch Chloride, z. B. Industriegebiete, Küstenbereiche, geschützte Stellen an der Küstenlinie.
CX	extrem	Räume mit nahezu ständiger Kondensation oder ausgedehnten Belastungszeiten bei extrem hoher Luftfeuchte und/oder Räume mit hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. nicht belüftete Hallen in feuchttropischen Klimazonen mit eindringender Verunreinigung aus der Außenluft, einschließlich in der Luft enthaltener Chloride und korrosionsfördernden Staubs.	Subtropische und tropische Klimazone (sehr lange Befeuchtungsdauer), atmosphärische Umgebung mit einer sehr hohen Luftverunreinigung durch SO ₂ (mehr als 250 µg/m ³) einschließlich begleitender und produktionsbedingter Verunreinigungen und/oder stark beeinflusst durch Chloride, z. B. Gebiete mit intensiver industrieller Nutzung mit extrem hoher Verunreinigung, Küsten- und Offshore-Bereiche, zufälliger Kontakt mit Salzsprühnebel.
ANMERKUNG 1 Die Ablagerung von Chloriden in Küstenbereichen ist stark abhängig von den Variablen, die den Transport von Meersalz ins Landesinnere beeinflussen, wie z. B. Windrichtung, Windgeschwindigkeit, örtliche topographische Beschaffenheit, vor Wind schützende der Küste vorgelagerte Inseln, Entfernung des Standort vom Meer usw.			
ANMERKUNG 2 Extremere Einwirkungen von Chloriden, die typisch für die Spritzwasserzone am Meer oder stark salzhaltigen Sprühnebel sind, fallen nicht in den Anwendungsbereich dieser Internationalen Norm.			
ANMERKUNG 3 Die Einteilung der Korrosivität von speziellen Betriebsatmosphären, z. B. in der chemischen Industrie, fällt nicht in den Anwendungsbereich dieser Internationalen Norm.			
ANMERKUNG 4 Überdachte und nicht durch Regen abgewaschene Flächen in Meeresatmosphären, auf denen sich Chloride ablagern, können aufgrund der Anwesenheit von hygroskopischen Salzen eine höhere Korrosivitätskategorie aufweisen.			
ANMERKUNG 5 Eine ausführliche Beschreibung der Typen von gering korrosiven Atmosphären in Innenräumen, die den Korrosivitätskategorien C1 und C2 entsprechen, ist in ISO 11844-1 enthalten. Die Korrosivitätskategorien in Innenräumen IC1 bis IC5 werden definiert und es erfolgt eine Einteilung.			
^a In Umgebungen, für die die Kategorie CX erwartet wird, wird empfohlen, die Einteilung der atmosphärischen Korrosivität auf der Grundlage der Massenverluste durch Korrosion nach einem Jahr vorzunehmen.			
^b Die Konzentration von Schwefeldioxid (SO ₂) sollte mindestens ein Jahr lang bestimmt werden und ist als Jahresmittelwert anzugeben.			

Besondere Sorgfalt muss Bauten gelten, die teilweise in Wasser eintauchen oder sich teilweise im Erdreich befinden. Die Korrosion unter solchen Bedingungen ist oft auf einen kleinen Teil des Bauwerks beschränkt, wobei die Korrosionsgeschwindigkeit hoch sein kann. Die Art des Wassers – Süßwasser, Brackwasser, Salzwasser – hat wesentlichen Einfluss auf die Korrosion von Stahl [77]. Die Korrosivität (Fähigkeit eines Korrosionsmediums, in einem gegebenen Korrosionssystem (System aus dem Metall und allen Teilen der Umgebung, die die Korrosion beeinflussen) Korrosion zu verursachen [77]) wird auch durch den Sauerstoffgehalt des Wassers, durch die Art und Menge gelöster Stoffe und die Wassertemperatur beeinflusst. Tierische und pflanzliche Ablagerungen oder Bewuchs können die Korrosion beschleunigen. Es werden drei unterschiedliche Zonen unterschieden [77]:

- die **Unterwasserzone** ist der Bereich, der ständig dem Wasser ausgesetzt ist
- die **Wasserwechselzone** ist der Bereich, in dem sich der Wasserspiegel, bedingt durch natürliche oder künstliche Schwankungen ändert, wobei sich durch die gemeinsame Einwirkung des Wassers und der Atmosphäre verstärkte Korrosion ergibt
- die **Spritzwasserzone** ist der Bereich, der periodisch durch Wellenschlag und Spritzer benetzt wird, wodurch sich besonders hohe Korrosionsbelastungen, insbesondere im Meerwasser, ergeben

Die Korrosionsbelastung im Erdreich hängt vom Mineralgehalt ab, der Art dieser Mineralien und von den organischen Bestandteilen, dem Wassergehalt und dem Sauerstoffgehalt. Weitere Informationen zu diesem Thema finden sich teilweise in [77], aber vor allem in DIN EN 12501-1. Die Korrosion von Bauten, die sich in Wasser oder im Erdreich befinden, hat im Allgemeinen örtlichen Charakter. Korrosivitätskategorien können daher nur schwer definiert werden [77]. In Tabelle 4.10, die aus der Norm DIN EN ISO 12944-2 [77] stammt, sind dennoch drei unterschiedliche Kategorien aufgeführt.

Tabelle 4.10: Kategorien für Wasser und Erdreich aus [77]

Kategorie	Umgebung	Beispiele für Umgebungen und Stahlbauten
Im1	Süßwasser	Flußbauten, Wasserkraftwerke
Im2	Meer- oder Brackwasser	Hafenbereiche mit Stahlbauten wie Schleusentore, Staustufen, Molen; Offshore-Anlagen.
Im3	Erdreich	Behälter im Erdreich, Stahlspundwände, Stahlrohre

4.2.2 Korrosionsschutzmaßnahmen

Je nach Korrosivitätskategorie sind unterschiedliche Korrosionsschutzmaßnahmen sinnvoll. Generell wird beim Korrosionsschutz von Stahlkonstruktionen zwischen passiven und aktiven Schutzmaßnahmen unterschieden [69]. Aktiver Korrosionsschutz ist Vermeidung der Korrosion oder Minderung der Geschwindigkeit der Korrosionsreaktion durch einen Eingriff in den Korrosionsvorgang (z.B. Reduzierung der Umweltbelastungen), die Werkstoffauswahl (z.B. Anwendung von korrosionsbeständigen Werkstoffen) oder korrosionsschutzgerechte Gestaltung der Stahlkonstruktionen [69]. Das primäre Ziel passiver Schutzmaßnahmen ist hingegen das Fernhalten korrosiv wirkender Medien von der Stahloberfläche [69].

Für unlegierte Baustähle werden aufgrund ihrer breiten Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit bevorzugt folgende passive Korrosionsschutzverfahren angewendet [69]:

- Beschichtung der Stahloberfläche mit Flüssig- oder Pulverbeschichtung
- Aufbringen von metallischen Überzügen (Zink, Aluminium oder auch Zink-/ Aluminiumlegierungen) durch Schmelztauchverfahren (z.B. Feuerverzinken) oder thermische Spritzverfahren
- Kombination metallischer Überzüge mit Beschichtungsverfahren (Duplex-Systeme)

Die Wirkung des Korrosionsschutzes eines Bauteiles hängt generell von den Eigenschaften des Werkstoffes, der Güte der Oberflächenvorbereitung, der fachgerechten Applikation, den Eigenschaften der Beschichtung oder des Überzugs, der chemischen und physikalischen Beschaffenheit des Korrosionsmediums sowie von den Betriebsbedingungen und den äußeren elektrochemischen und konstruktiven Einflussgrößen ab [69]. Da diese Einflussgrößen nicht immer ausreichend bekannt sind, kann über die voraussichtliche Korrosionsschutzwirkung und ihre Dauer in der Regel keine sichere Aussage gemacht werden [69].

4.2.2.1 Korrosionsschutz durch Beschichtung

Der Korrosionsschutz durch Beschichtungssysteme ist in der europäischen Normenreihe EN ISO 12944 geregelt. In Deutschland sind daher die Normenteile DIN EN ISO 12944-1 bis 12944-8 [76] bis [83] gültig. Dabei enthält DIN EN ISO 12944-1 eine Einteilung der Schutzdauer („erwartete Standzeit eines Beschichtungssystems bis zur ersten Teilerneuerung“ [76]) in folgende drei Zeitspannen:

- Kurz (L; engl. high): 2 bis 5 Jahre
- Mittel (M; engl. middle): 5 bis 15 Jahre

- Lang (H; engl. high): über 15 Jahre

Die grundlegenden Schritte, die nach DIN EN ISO 12944-1 [76] für ein einzelnes Stahlbauteil (z.B. Ring des Hybridankers), das durch ein Beschichtungssystem vor Korrosion geschützt werden soll, abzuhandeln sind, stellen sich wie folgt dar:

- Ermittlung der Korrosivitätskategorie der Umgebung (Makroklima), in der das Bauwerk oder Bauteil errichtet werden soll oder sich bereits befindet mit Hilfe von DIN EN ISO 12944-2
- Ermittlung von Sonderbelastungen und besonderen Situationen, die zu einer höheren Korrosivitätskategorie nach DIN EN ISO 12944-2 führen können (Mikroklima) und die Wahl des zu verwendenden Beschichtungssystems nach DIN EN ISO 12944-5 beeinflussen könnten
- Prüfung der Gestaltung der Konstruktion und Absicherung, dass Stellen für bevorzugten Korrosionsangriff vermieden werden und insbesondere Prüfung, ob eine ausreichende Zugänglichkeit und Erreichbarkeit nach DIN EN ISO 12944-3 für Korrosionsschutzarbeiten gegeben ist
- Bei Instandsetzungsmaßnahmen: Feststellung des Zustandes der zu bearbeitenden Fläche nach DIN EN ISO 12944-4
- Ermittlung der Beschichtungssysteme mit der erforderlichen Schutzdauer aus denjenigen, die für die in Frage kommenden Umgebungsbedingungen nach DIN EN ISO 12944-5 als geeignet aufgeführt sind und Feststellung der Leistungsfähigkeit durch Laborprüfungen nach DIN EN ISO 12944-6, falls keine Langzeiterfahrung vorliegt
- Auswahl des optimalen Beschichtungssystems aus den zuvor ermittelten unter Berücksichtigung des nach DIN EN ISO 12944-4 vorgesehenen Verfahrens zur Oberflächenvorbereitung
- Sicherstellen, dass Risiken für die Umwelt, die Gesundheit und die Sicherheit auf ein Minimum begrenzt werden (DIN EN ISO 12944-1, DIN EN ISO 12944-8)
- Aufstellung eines Plans für die Arbeiten und auswählen des Beschichtungsverfahrens nach DIN EN ISO 12944-7
- Festlegung eines Überwachungs- und Prüfprogramms, das während der Arbeiten und danach durchzuführen ist (DIN EN ISO 12944-7, DIN EN ISO 12944-8)
- Festlegung eines Instandsetzungsprogramms für die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerks oder Bauteils

Weitere Einzelheiten zu Beschichtungssystemen für Stahlbauteile und zur Normenreihe DIN EN ISO 12944 finden sich im Anhang C.2.2.2. Zudem sind im Anhang A

Tabellen aus der DIN EN ISO 12944-5 enthalten, in denen in Abhängigkeit des Substrates (niedrig legierter Stahl, feuerverzinkter Stahl oder Stahl mit anderen Metallüberzügen) und der Korrosivitätskategorie aus DIN EN ISO 12944-2 (siehe Tabelle B.4) typische Beispiele für geeignete Beschichtungssysteme mit der zugehörigen zu erwartenden Schutzdauer und der hierzu erforderlichen Sollsichtdicke (NDFT) angegeben sind (siehe Tabelle B.8 bis Tabelle B.15).

4.2.2.2 Korrosionsschutz durch metallischen Überzug

Metallische Überzüge werden in den internationalen Vorschriften DIN EN 22063, DIN EN ISO 1461[71] und DIN EN ISO 14713 [72] - [74] geregelt. Das bedeutendste Korrosionsschutzverfahren im Stahlbau ist das Feuerverzinken [69]. Das thermische Spritzen (Spritzverzinken, Spritzaluminieren) wird aus wirtschaftlichen Gründen nur dort angewendet, wo die Bauteilgeometrie das Feuerverzinken nicht zulässt [69].

Feuerverzinken heißt, Stahl nach entsprechender Vorbehandlung durch Tauchen in eine flüssige Zinkschmelze an der Oberfläche zu legieren und mit Zink zu überziehen [70]. Hierbei unterscheidet man zwischen dem sogenannten Stückverzinken und dem sogenannten Bandverzinken, wobei für die Stahlringe der Hybridankerplatten nur das Stückverzinken relevant ist. Der Schutz des Stahles durch die aufgebraute Zinkschicht beruht auf der positiven Eigenschaft des Zinkes infolge der Bewitterung Deckschichten (sehr dichte Oxidschichten) zu bilden [70]. Diese vorwiegend basischen Zinkverbindungen übernehmen den Schutz des Zinks und damit der Stahloberfläche. Die Deckschichten werden zwar im Laufe der Zeit durch Wind und Wetter abgetragen, erneuern sich jedoch ständig durch das darunter befindliche Zink. Das bedeutet aber auch, dass Zinküberzüge im Laufe der Zeit langsam dünner werden und die Schutzdauer eines Zinküberzuges abgesehen von der vorliegenden Atmosphäre, die die jährlich zu erwartende Zinkkorrosion entscheidend beeinflusst, auch maßgeblich durch die vorhandene Schichtdicke bestimmt wird. Anhaltswerte für den jährlichen Dickenverlust einer Zinkschicht bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen finden sich z.B. in der bereits erwähnten Tabelle B.4 aus DIN EN ISO 12944-2, die sich im Anhang befindet, aber auch in der ebenfalls bereits erwähnten Norm DIN EN ISO 9223 und in DIN EN ISO 14713-1. Mindestschichtdicken bei der Stückverzinkung sind in der Norm DIN EN ISO 1461 in Abhängigkeit von der Materialdicke festgelegt (siehe Tabelle B.16 im Anhang).

In DIN EN ISO 14713-1 werden folgende Klassen für die Schutzdauer von Feuerverzinkungen festgelegt:

- Sehr niedrig (VL; engl. very low): 0 bis 2 Jahre
- Niedrig (L; engl. low): 2 bis 5 Jahre

- Mittel (M; engl. middle): 5 bis 10 Jahre
- Hoch (H; engl. high): 10 bis 20 Jahre
- Sehr hoch (VH; engl. very high): über 20 Jahre

Zudem werden in DIN EN ISO 14713-1 in Abhängigkeit von Korrosivitätskategorien und einer Mindestschichtdicke kürzeste und längste Schutzdauern für Stückverzinkung und andere Verfahren zum Zinküberzug von Stahl angegeben (siehe Tabelle B.17 im Anhang). Tabelle 4.11 zeigt den Auszug aus dieser Tabelle, in dem es um das Stückverzinken geht. Es zeigt sich, dass unter Einhaltung gewisser Minstdicken sehr lange Schutzdauern realisiert werden können. Diese übersteigen in der Regel die Schutzdauern, die durch Beschichtungssysteme wirtschaftlich realisierbar sind. Auch für die Korrosion in Böden und durch Wasser sind in DIN EN ISO 14713-1 Hinweise und wichtige Informationen enthalten. Es werden sogar Schätzwerte für den Dickenabtrag von Zink pro Jahr angegeben (für Böden weniger als 10 µm je Jahr und für Wasser zwischen 10 und 20 µm je Jahr). Allerdings wird für beide Fälle darauf hingewiesen, dass zur Berücksichtigung aller geltenden Bedingungen der Rat eines Fachmanns eingeholt werden sollte.

Tabelle 4.11: Schutzdauer für unterschiedliche Zinküberzüge in unterschiedlichen Korrosivitätskategorien aus [72] (Auszug aus Tabelle B.17 im Anhang)

Verfahren	Bezugsnorm	Mindestdicke (µm)	Ausgewählte Korrosivitätskategorien (ISO 9223), kürzeste/längste Schutzdauer (Jahre) und Schutzdauerklasse (VL, L, M, H, VH)							
			C3		C4		C5		CX	
Feuerverzinken (Stückverzinken)	ISO 1461	85	40/>100	VH	20/40	VH	10/20	H	3/10	M
		140	67/>100	VH	33/67	VH	17/33	VH	6/17	H
		200	95/>100	VH	48/95	VH	24/48	VH	8/24	H

In [70] werden folgende Besonderheiten bzw. Vorteile von Feuerverzinkungen aufgeführt:

- Eine Feuerverzinkung ist sehr langlebig. Unter normalen Bedingungen schützt sie mehr als 40 Jahre vor Korrosion und selbst bei höherer Belastung (z.B. in Industrieluft oder an der Meeresküste) beträgt die Schutzdauer in der Regel mehr als 25 Jahre.
- Das Feuerverzinken ist ein industrieller Korrosionsschutz ab Werk, der unter definierten optimalen Bedingungen gemäß DIN EN ISO 1461 durchgeführt wird.
- Ein Zinküberzug geht eine Legierung mit dem Stahl ein. Er ist somit unlösbar mit dem Stahl verbunden und bietet einen zuverlässigen Schutz bei mechanischen Belastungen. Beanspruchungen, die bei Transport, Aufbau

und Nutzung von Stahlkonstruktionen auftreten, hinterlassen keine Beschädigungen der Zinkschicht.

- Eine Feuerverzinkung ist wartungsfrei. Instandhaltungsarbeiten, die zusätzliche Kosten und Betriebsstörungen verursachen, fallen bei einer Feuerverzinkung in der Regel während der gesamten Nutzungsdauer nicht an.
- Die Wirtschaftlichkeit eines Korrosionsschutzsystems wird durch die Erstkosten sowie durch eventuell anfallende Wartungs- und Instandhaltungskosten bestimmt. Bei der Betrachtung der Erstkosten ist eine Feuerverzinkung in der Herstellung zumeist nicht teurer als andere Schutzsysteme für Stahl. Im Hinblick auf die langfristigen Kosten wirken sich Langlebigkeit und Wartungsfreiheit der feuerverzinkten Oberfläche besonders günstig auf die Wirtschaftlichkeit aus.
- Da bei der Feuerverzinkung die Bauteile im Tauchverfahren verzinkt werden, sind gerade korrosionsgefährdete Bereiche wie Hohlräume, Winkel und schlecht zugängliche Stellen gut geschützt. Verfahrensbedingt weisen Ecken und Kanten gleiche oder sogar größere Schichtdicken als die Bauteiloberfläche auf. Die sogenannte Kantenflucht, die bei anderen Korrosionsschutzsystemen auftreten kann, gibt es hier nicht.
- Zwar ist eine Feuerverzinkung weitgehend beständig gegen mechanische Belastungen, doch können bei sehr extremer Beanspruchung Kratzer und Schrammen auftreten. Bei derartigen Beschädigungen wirkt der so genannte kathodische Schutz, der auf elektrochemischem Wege eine Barriere aufbaut und somit Schadstellen vor Korrosion schützt.

4.2.2.3 Korrosionsschutz durch Duplex-Systeme

Die Korrosionsbeständigkeit feuerverzinkten Stahls ist bei normaler atmosphärischer Beanspruchung auf Jahrzehnte sichergestellt. Bei extremer Beanspruchung bietet ein Duplex-System, d. h. die Kombination aus einer Feuerverzinkung und einer Beschichtung, einen optimalen Korrosionsschutz. Die Schutzdauer von Duplex-Systemen ist im Regelfall deutlich länger als die Summe der jeweiligen Einzelschutzdauer der beiden Systeme [72]. Dies beruht auf einem Synergieeffekt, d.h. der Zinküberzug verhindert die Unterrostung der Beschichtung, und die Beschichtung bewahrt den Zinküberzug vor frühzeitiger Korrosion [72]. Nach [70] liegt der sich einstellende Verlängerungsfaktor je nach System zwischen 1,2 und 2,5. Duplex-Systeme werden bei extrem hoher Korrosionsbelastung eingesetzt und da, wo Farbgebung eine Rolle spielt. Dies kann aus gestalterischen Gründen geschehen oder zur Signalgebung und Tarnung von Objekten. Die Beschichtung eines Duplex-Systems kann in Anlehnung an die bereits erläuterte Norm DIN EN ISO 12944-5 gemäß der Tabelle B.14 im Anhang erfolgen. Die in DIN EN ISO 12944-5 dargestellte Schutz-

dauer betrifft nur die Farbbeschichtung und nicht das Gesamtsystem aus Feuerverzinkung und Beschichtung, das eine deutlich höhere Schutzdauer besitzt. Wichtige Informationen zur Auswahl, Ausführung und Anwendung von Duplex-Systemen können einer hierzu erarbeiteten Richtlinie entnommen werden [84].

4.2.2.4 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass bei hohen Korrosivitätskategorien eine Feuerverzinkung des Hybridankers einer Beschichtung vorzuziehen ist. Aufgrund des geringeren Wartungsaufwands erscheint der Einsatz einer Feuerverzinkung jedoch auch bereits bei niedrigen Korrosivitätsklassen als empfehlenswert. Bei hoher zu erwartender Beanspruchung durch Korrosion kann zudem durch Feuerverzinkung und anschließende Beschichtung (Duplex-System) die Schutzdauer der Hybridanker noch weiter erhöht werden.

4.3 Dauerhaftigkeit von FVK

Das folgende Kapitel behandelt die üblichen Umwelteinflüsse, die bei der Kombination von Beton mit FVK-Bewehrung, wie z.B. beim Hybridanker mit FVK-Zugring, auf den FVK einwirken können und die jeweiligen Auswirkungen der damit verbundenen inneren und äußeren aggressiven Bedingungen auf die Dauerhaftigkeit von FVK. Im Detail wird auf die Effekte von Feuchte, Alkalität, Temperatur (inklusive Brand und Frost) und UV-Strahlung und Alterung eingegangen.

Die meisten Daten zur Dauerhaftigkeit von FVK wurden durch beschleunigte Labortests erhalten bei denen die FVK deutlich rauerer bzw. härteren Umgebungsbedingungen ausgesetzt waren als sie es üblicherweise bei ihrem Einsatz in Betonkonstruktionen sind. Der Mangel an vereinheitlichten Prüfmethoden und Ungewissheiten in Bezug auf den genauen Zusammenhang zwischen beschleunigten Labortests und natürlichen Langzeitbeanspruchungen im praktischen Einsatz verkomplizieren jedoch die Interpretation der Ergebnisse aus solchen Versuchen für die Praxis [86] [90]. Als beste indirekte Indikatoren für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit von FVK dienen Veränderungen der mechanischen Kennwerte wie Zugfestigkeit, interlaminare Schubfestigkeit und Verbundfestigkeit oder Elastizitätsmodul [86]. Die folgenden Abschnitte sollen einen groben Einblick zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von FVK in Bezug auf unterschiedliche Umgebungsbedingungen geben. Es ist jedoch festzuhalten, dass diese Aussagen nur Tendenzen darstellen und nicht ohne weiteres pauschal auf jedes FVK-Bauteil übertragbar sind, da die individuellen Dauerhaftigkeitseigenschaften eines jeden FVK-Bauteils nach [86] und [90] unter anderem von folgenden Punkten abhängen:

- verwendete Matrix
- verwendete Faser
- Faservolumengehalt
- Güte der Grenzschicht zwischen Faser und Matrix
- Herstellprozess
- Kurz- und Langzeitbelastungen
- eventuelle Vorschädigungen der Matrix
- physikalische Umgebungsbedingungen
- chemische Umgebungsbedingungen

4.3.1 Feuchte

FVK sind im Gegensatz zu Stahl grundsätzlich nicht anfällig für elektrochemische Korrosion [90]. FVK sind aber trotzdem nicht immun gegen potentiell gefährliche

Effekte aufgrund von Feuchtezutritt. Alle Kunststoffmatrizes sind wasserdampfdurchlässig und absorbieren deshalb Feuchtigkeit [89] [90]. Dies führt in der Regel zur Plastifizierung bzw. zum Erweichen der Matrix, da die schwache Bindung zwischen den Polymerketten, die durch Van-der-Waals-Kräfte zustande kommt, zerstört wird [90]. Dieser Effekt kann zur Reduzierung der Matrixfestigkeiten, des E-Moduls, der Bruchdehnung und der Zähigkeit führen, was wiederum eine Reduzierung der durch die Matrix dominierten Eigenschaften (vorwiegend quer zur Faser), wie Verbund-, Schub- und Biegefestigkeiten und Steifigkeit, zur Folge hat [90]. Das Quellen der Polymermatrix aufgrund des Feuchtezutritts kann nach [90] auch zu irreversiblen Schäden durch Rissbildungen in der Matrix oder einer Zerstörung des Matrix-Faser-Verbundes führen. Die Menge an Feuchtigkeit, die von einem FVK absorbiert wird, hängt unter anderem von den bereits in Abschnitt 4.1.2 aufgeführten Punkten ab [90]. Bei den meisten Polymermatrizes verringert sich üblicherweise die Feuchteabsorption mit der Zeit und somit auch der Festigkeits- und Steifigkeitsverlust [90]. In einigen Laboruntersuchung an FVK wurde keine Zugfestigkeitsabnahme aufgrund von Feuchtigkeit festgestellt, während in anderen Abnahmen von bis zu 57% nach 10 Jahren in entionisiertes Wasser bei 23°C beobachtet wurden [90]. Dies deutet an, dass zu diesem Thema kaum generelle Aussagen gemacht werden können. Bisherige Untersuchungen lassen darauf schließen, dass erhöhte Temperaturen und hohe Dauerspannungen tendenziell zu einer verstärkten Feuchteabsorption führen, was vermutlich unter anderem an Mikrorissen in der Matrix liegt, die sich unter Dauerlast ausbilden und durch die Feuchte eindringen kann [90]. Zudem erhöht sich nach [89] mit zunehmender Temperatur die Diffusionsgeschwindigkeit des Wasserdampfes.

Bei GFK kann Feuchte, die bis zu den Fasern vordringt Ionen von den Fasern lösen, was zu Einätzungen und Lochfrass und damit in der Regel zur Minderung der Zugfestigkeit und des E-Moduls führt [90]. Es ist bekannt, dass Aramidfasern Feuchte absorbieren, was zu Fibrillation (Abspaltung fadenförmiger Faseranteile weitgehend parallel zur Faserlängsachse), zum Quellen der Fasern und zur Verschlechterung der Druck-, Schub- und Verbundeigenschaften führen kann [90]. Carbonfasern scheinen hingegen unempfindlich gegenüber feuchten Umgebungsbedingungen zu sein [90]. FVK können durch eine geeignete Harzauswahl oder durch eine aufgebrachte Schutzschicht vor Feuchteabsorption geschützt werden [90]. Nach momentanem Stand sind Vinylesterharze am besten geeignet, um einen Feuchtezutritt zu verhindern, wobei auch Epoxidharze geeignet scheinen [90].

Auch die Einflüsse von salzhaltigen Lösungen auf FVK wurden untersucht, um sowohl die Wirkung von Salzwasser als auch von Tausalz auf FVK beurteilen zu können. In den meisten Fällen wurde dabei jedoch nur eine geringfügig höhere Schädigung der FVK als bei Versuchen mit salzlosen Lösungen festgestellt [90].

4.3.2 Alkalität

Das alkalische Porenwasser von Normalbeton erreicht üblicherweise pH-Werte von über 11 und teilweise sogar bis zu 13,5 [90]. Da beim Hybridanker FVK nur als außenliegende Zugringe zum Einsatz kommen und nicht als einbetonierte Bewehrung, spielt die Alkalität des Betons in Bezug auf die Dauerhaftigkeit des FVK-Rings nur eine geringe Rolle, zumal der pH-Wert bei UHPC in der Regel unter den Werten von Normalbeton liegt. Trotzdem sollen im folgenden Abschnitt kurz die Auswirkungen eines alkalischen Milieus auf FVK dargestellt werden.

Alkalität ist vor allem in Bezug auf GFK grundsätzlich ein Thema, da Labortests gezeigt haben, dass bei Glasfasern, die Lösungen mit hohen pH-Werten ausgesetzt wurden, eine Reduzierung der mechanischen Eigenschaften stattfindet [90]. Die Schädigung von Glasfasern in GFK hängt jedoch von der Schutzwirkung der Matrix, dem aufgebracht Spannungsgang sowie der Temperatur ab [90]. Falls alkalische Lösungen bis zu den Fasern vordringen führt dies typischerweise zu einer Versprödung der betroffenen Fasern, was zu einer Verschlechterung der Zugeigenschaften führt und die Schädigung der Faser-Matrix-Grenzflächen begünstigt, wodurch sich sowohl die Eigenschaften in Längsrichtung als auch in Querrichtung verschlechtern [90]. Falls auf GFK zusätzlich zu einem chemischen Angriff durch eine Base auch noch hohe Dauerspannungen oder erhöhte Temperatur einwirken, verschlechtern sich die Zugeigenschaften noch deutlicher und es kann sogar zu einem Kriechbruch (vgl. Abschnitt 2.2.3.4.1) kommen [90]. Die Schutzfunktion der Glasfasern durch die Matrix ist also von höchster Wichtigkeit für die Verwendung von GFK in Beton oder in anderen alkalischen Milieus. Nach momentanem Wissensstand weisen Vinylesterharze im Vergleich zu Epoxidharz oder Polyesterharzen den höchsten Widerstand gegen das Eindringen von Feuchte und alkalischen Lösungen auf [86] [90]. Auch gegenüber zahlreichen anderen Chemikalien und Säuren sind Vinylesterharze resistent [90]. Von der Verwendung von Polyesterharzen für FVK-Stäbe wird in [90] dagegen sogar explizit abgeraten. Trotz allem kann auch bei der Verwendung von Vinylesterharzen nie komplett ausgeschlossen werden, dass Basen in den FVK eindringen [90]. Durch höhere Spannungen und höhere Temperaturen wird aufgrund der Mikrorissbildung bzw. der ansteigenden Absorptionsrate, wie beim Feuchteintritt, auch die Eindringrate von alkalischen Lösungen in FVK noch verstärkt [90].

In [90] wird für GFK-Bewehrungsstäbe aus E-Glasfasern von einem Rückgang der Zugfestigkeit im Vergleich zur Anfangsfestigkeit zwischen 0 und 75% für unterschiedliche Kombinationen von pH-Wert, Temperatur und Dauerlast berichtet. Für AFK wird dagegen ein Rückgang von 10 bis 50% und für CFK eine Reduzierung von 0 bis 20% angegeben. Auch in [86] wird davon berichtet, dass CFK mit Abstand

die geringste Anfälligkeit gegen einen alkalischen Angriff aufweist und bei einem geeigneten Faser-Matrix-System sogar weitgehend resistent gegen diesen Angriff ist.

4.3.3 Temperatur

Die Temperatur beeinflusst in erster Linie die Eigenschaften der Kunststoffmatrix, da diese insbesondere auf höhere Temperaturen wesentlich empfindlicher reagiert als die Fasern [88]. Die kritische Temperatur stellt dabei die Glasübergangstemperatur T_g der Polymermatrix dar (vgl. Tabelle 2.7), ab der der Elastizitätsmodul der Matrix aufgrund von Änderungen in der Molekülstruktur stark abfällt [90]. Daraus resultiert eine starke Verschlechterung der matrixdominierten Eigenschaften, wie Schubfestigkeit, Steifigkeit und Querszugfestigkeit [90]. Besonders große Festigkeitsreduktionen treten bei hohen Temperaturen und gleichzeitig hohem Feuchtegehalt des Laminats auf [88]. Während die faserparallele Zugfestigkeit bei Temperaturen bis zum Glasübergangsbereich und auch knapp darüber noch weitgehend temperaturunabhängig ist, beeinflusst der Steifigkeitsabfall der Matrix und die damit verbundene Abnahme der Stützwirkung für die Fasern, die faserparallele Druckfestigkeit enorm [88]. Oberhalb der Glastemperatur T_g sind deshalb nur noch Zugbeanspruchungen oder Membranbeanspruchungen ertragbar und Druck-, Schub- oder Biegebelastungen können nicht mehr übertragen werden [88]. In [85] wird aufgeführt, dass für CFK-Bewehrung bei einer Temperatur von 250°C eine Abnahme der Zugfestigkeit von mehr als 20% gemessen wurde und für AFK und GFK sogar eine Abnahme von teilweise mehr als 40%. Reine Carbonfasern hingegen zeigen laut [90] selbst bei Temperaturen bis zu 1000°C kaum Abnahmen der Zugfestigkeit und der Steifigkeit. Reine Glasfasern und Aramidfasern weisen dagegen bereits bei 600°C bzw. 300°C einen Rückgang der Zugfestigkeit von 20 – 60% auf. Aus den oben aufgeführten Gründen sollte darauf geachtet werden, dass FVK nicht planmäßig in einem Temperaturbereich nahe der Glastemperatur der Matrix eingesetzt werden. Auch bei Bauteilen, die eine hohe Feuerwiderstandsklasse erfordern sollte FVK-Bewehrung nicht oder zumindest nur mit zusätzlichen Schutzmaßnahmen eingesetzt werden [85].

Temperaturwechselbeanspruchungen im üblichen Temperaturbereich scheinen hingegen keine signifikanten Schädigungen der FVK hervorzurufen [90]. Durch die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Matrix und Faser (vgl. Tabelle 2.6 und Tabelle 2.7) können jedoch durch Temperaturunterschiede thermische Eigenspannungen im Laminat entstehen, die dieses zusätzlich beanspruchen und zu Mikrorissen in der Matrix führen können, die unter anderem auch andere Schädigungsmechanismen, wie z.B. Feuchtezutritt, begünstigen. Diese Mikrorisse können durch wiederholte Frost-Tau-Wechsel weiter anwachsen und zu transversalen Matrixrissen werden, die den Verbund zwischen Faser und Matrix lokal zerstören [90]. Zudem steigt mit zunehmender Anzahl von Frost-Tau-Wechseln die Dichte von Mik-

rorissen in der Matrix an, die Matrix versprödet zunehmend und die Zugfestigkeit der FVK nimmt ab [90]. Die Einflüsse von Frost-Tau-Wechseln auf die Eigenschaften der FVK scheinen jedoch laut [90] insgesamt eher von untergeordneter Bedeutung zu sein.

4.3.4 UV-Strahlung und Alterung

Es ist allgemein bekannt, dass ultraviolette Strahlung viele Kunststoffe schädigt. Zu diesen gehören auch die üblicherweise in FVK verwendeten Kunststoffmatrizes [90]. Doch auch Aramidfasern werden durch UV-Strahlung geschädigt, während Glas- und Carbonfasern unempfindlich gegenüber selbiger sind [90]. Die Einwirkung von UV-Licht über einen längeren Zeitraum auf FVK führt zu Oberflächenoxidation, Versprödung und Mikrorissbildung in der Matrix [90]. Die UV-Strahlung kann jedoch nur in die äußerste Schicht von FVK eindringen und dort die soeben genannten Mechanismen in Gang setzen. Diese Oberflächenfehler können jedoch den Ablauf von anderen Schädigungsmechanismen begünstigen (z.B. Feuchteabsorption) [90].

Gemeinsam mit anderen Einwirkungen, wie Temperatur, Feuchtigkeit und aggressiven Medien, bewirkt UV-Strahlung langfristig (einige Jahre bis Jahrzehnte) eine Alterung insbesondere der Kunststoffmatrix [89]. Das bedeutet im Allgemeinen nach einer anfänglichen Nacherhärtung eine von der Oberfläche ausgehende Zersetzung und Auflösung des Kunststoffes [89][90]. Dies beeinflusst selbstverständlich auch die mechanischen Eigenschaften des gesamten FVK. In [90] wird beispielsweise über Tests an FVK-Stäben mit einer kombinierten Beanspruchung durch UV-Strahlung und Feuchtigkeit sowie teilweise mit aufgebrachter Spannung und ohne berichtet, bei denen CFK-Stäbe eine Zugfestigkeitsabnahme zwischen 0 und 20%, AFK-Stäbe zwischen 0 und 30% und GFK-Stäbe zwischen 0 und 40% erfuhren. Sowohl in [89] als auch in [90] wird deshalb zur Vermeidung der Alterung des FVK bei Langzeitanwendungen mit Freibewitterung eine Schutzvorkehrung in Form von einer Lackierung oder Beschichtung empfohlen. Alternativ kann auch eine Abminderung der mechanischen Eigenschaften beim Entwurf berücksichtigt werden [89].

4.3.5 Zusammenfassung

Generell lässt sich sagen, dass die Dauerhaftigkeitseigenschaften von FVK von zahlreichen Faktoren, wie z.B. verwendetes Harz, verwendete Faser und Faservolumengehalt, abhängen, weshalb es schwierig ist allgemeingültigen Aussagen zu treffen. Es kann jedoch festgehalten werden, dass FVK im Gegensatz zu Stahl grundsätzlich nicht anfällig für elektrochemische Korrosion sind [90]. In Bezug auf eine Schädigung durch Feuchtigkeit kann festgehalten werden, dass CFK am unempfindlichsten ist, während es bei GFK z.B. zu Lochfrass an den Fasern und bei AFK z.B. zu Fes-

tigkeitsreduktionen durch ein Quellen der Fasern kommen kann. Insgesamt können jedoch durch eine geeignete Harzauswahl, wobei hier besonders Vinylesterharze zu empfehlen sind, oder eine aufgetragene Schutzschicht alle FVK vor Feuchteabsorption geschützt werden. Auch bei basischem Angriff weist CFK die geringste Anfälligkeit auf, während bei GFK und auch bei AFK teilweise erhebliche Festigkeitseinbußen auftreten. Besonders bei GFK spielt die Schutzfunktion der Matrix eine große Rolle, wobei auch hier nach momentanem Stand Vinylesterharze den größten Widerstand sowohl gegen das Eindringen von alkalischen Lösungen als auch von anderen Chemikalien und Säuren aufweisen und deshalb zu empfehlen sind. In Bezug auf Temperaturbeanspruchungen ist zu sagen, dass CFK im Vergleich zu AFK und GFK bei hohen Temperaturen bessere Eigenschaften aufweist, aber dass trotzdem sämtliche FVK auf keinen Fall planmäßig in einem Temperaturbereich nahe der oder sogar über der Glasübergangstemperatur der jeweiligen Kunststoffmatrix eingesetzt werden sollten. Temperaturbeanspruchungen im üblichen Temperaturbereich sowie Frost-Tau-Wechsel scheinen hingegen nur zu geringen Schädigungen zu führen, die kaum einen Einfluss auf die Eigenschaften der FVK zu haben. Bezüglich einer Alterung durch UV-Strahlung in Verbindung mit anderen physikalischen und chemischen Einwirkungen ist anzumerken, dass CFK auch hier die geringsten Schädigungen aufzuweisen scheint, aber trotz allem sollte FVK bei Langzeitanwendungen mit Freibewitterung mit einer Lackierung oder Beschichtung zum Schutz versehen werden.

5 Bemessung

Neben der Berechnung der rechnerischen Tragfähigkeit mit Hilfe der theoretischen Modelle, der Finite Elemente Berechnungen und den Ergebnissen aus den praktischen Untersuchungen des Bauteilwiderstands wird für die Bemessung des Hybridankers ein Sicherheitskonzept benötigt, dass die aufnehmbare Belastung sowie Langzeiteinflüsse auf der Widerstandseite des Materials berücksichtigt. Nachfolgend wird zunächst ein mögliches Sicherheitskonzept vorgestellt und anschließend in einer Beispielbemessung für verschiedene Stabspannglieder mit Kugelbundmutter verarbeitet.

5.1 Sicherheitskonzept

5.1.1 Einwirkungsseite

Auf der Einwirkungsseite sind zum einen die nach ETAG013 versuchstechnisch relevanten Belastungen zu betrachten, vgl. Tabelle 5.1. Als Bezugsgröße wird jeweils die Nennbruchlast des Zugglieds F_{pk} angegeben.

Tabelle 5.1: Einwirkungen aus Versuchen nach ETAG 013

Versuch	Lastwechsel	Belastung
Lastübertragungsversuch	mind. 10	1,1 oder 1,3 F_{pk}
statischer Zugversuch	0 oder 1	1,0 F_{pm} (max. 1,15 F_{pk})
Ermüdungsversuch	2×10^6	Oberlast 0,65 F_{pk} Schwingbreite 80 MPa

Eine kurzzeitige Belastung kann etwa durch einen statischen Zugversuch nach ETAG 013 Abschnitt B.1 aber auch im praktischen Einsatz erfolgen. Dabei kann der Stab maximal das 1,0 fache der Ist-Festigkeit erreichen, also eine Versagenslast von 1,0 F_{pm} . Es sind Überfestigkeiten z.B. gemäß prEN 10138-4:2000 für Stäbe im Rahmen von 15 % F_{pk} zu berücksichtigen.

Baupraktisch ist langfristig von einer Belastung maximal in Höhe der Streckgrenze des Zugglieds auszugehen, also etwa 0,90 F_{pm} . Der Lastübertragungsversuch stellt in diesem Zusammenhang eine Sondereinwirkung dar, die in der Praxis für die Tragfähigkeit des Hybridankers nicht von Bedeutung ist.

5.1.2 Widerstandsseite

Auf der Widerstandsseite muss zwischen den einzelnen Materialien unterschieden werden, da sich beispielsweise das Dauerstandverhalten von Beton und Stahl stark unterscheidet. Für die Umschnürung wird an dieser Stelle Stahl der Güte S355 festgelegt.

Tabelle 5.2: Beiwerte zur Bestimmung des Materialwiderstands der einzelnen Komponenten

<i>Komponente</i>	<i>Einwirkungs-dauer</i>	<i>Beiwert zur Bestimmung des Materialwiderstands</i>	<i>Bemerkung</i>
Spannstab	kurzzeitig	1,0	bezogen auf Nennbruchlast des Stabes F_{pm}
	langzeitig		
Füllbeton (UHPC)	kurzzeitig	1,0	Bezogen auf die tatsächliche Betonfestigkeit
	langzeitig	0,9	
Stahlring	kurzzeitig	1,0	Bezogen auf die charakteristische Stahlfestigkeit
	langzeitig		
Betonstahl	kurzzeitig	1,15	Bezogen auf die charakteristische Stahlfestigkeit
	langzeitig		

Für die Spannstäbe wird die Nennbruchlast F_{pm} über Versuche nachgewiesen, wodurch sich für alle Einwirkungen ein Beiwert von 1,0 ergibt. Die Festigkeit des Stahlrings wird ebenfalls durch Prüfungen festgelegt und über Werkszeugnisse garantiert, wodurch sich bei Einhaltung der Mindestwerte aus Kapitel 2.1.2 ebenfalls für alle Einwirkungen ein Beiwert zur Bestimmung des Materialwiderstands von 1,0 ergibt.

Die Festigkeit des Füllbetons wird durch Festbetonprüfungen festgestellt. Bei Einhaltung der Mindestwerte aus Kapitel 2.1.1 beträgt der Beiwert für eine kurzzeitige und die Sondereinwirkung 1,0. Bei UHPC muss jedoch das Dauerstandverhalten berücksichtigt werden. Gemäß Heft 561 des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton Abschnitt 7.2 Bemessungsgrundlagen für ultrahochfeste Betone wird wegen der geringen Kriechmaße ein geringer Dauerstandeinfluss für faserbewehrte Betone mit einem Dauerstandbeiwert α von 0,9 gerechnet. Auf Basis der durchgeführten Dauerstandversuche kann für die vorliegende Mischung in Verbindung mit einer geeigneten Umschnürung dieser Wert bestätigt und verwendet werden.

5.1.3 Erforderliche Kapazität

Die erforderliche Sicherheit für die Hybridverankerung wird über die Kombination aus Einwirkung und Widerstand ermittelt.

- kurzzeitige Einwirkung:
$$\frac{\eta_{E, kurz, max}}{\eta_{R, kurz, min}} = \eta_{G, kurz} = \frac{1,15 \cdot F_{pk}}{1,0} = 1,15 \cdot F_{pk}$$
- langzeitige Einwirkung:
$$\frac{\eta_{E, lang, max}}{\eta_{R, lang, min}} = \eta_{G, lang} = \frac{0,9 \cdot F_{pm}}{0,9} \approx 1,15 \cdot F_{pk}$$

Mit:

- η_E : Beiwert auf Einwirkungsseite
- η_R : Beiwert auf Widerstandsseite
- η_G : Kombiniertes Beiwert aus Einwirkung und Widerstand

Aus der Kombination der maßgebenden Bruchlasten mit den Beiwerten zur Bestimmung des Materialwiderstands ergibt sich eine maßgebende zu erreichende Kapazität bezogen auf die Nennbruchlast F_{pk} des Stabes von $\eta_G = 1,15$.

Entscheidendes Kriterium ist, dass jede Komponente eine höhere Kapazität aufweist als das Stabzugglied, um einen Bruch des Stabes vor allen anderen Komponenten zu gewährleisten. Die Eignung von Spannverfahren und Bauteilen, die für die Tragfähigkeit bei Spannverfahren erforderlich sind sollten in jedem Fall mittels Zulassungsprüfungen nach ETAG 013 nachgewiesen werden.

5.2 Beispielbemessung

5.2.1 Randbedingungen

Aus der Vordimensionierung und den durchgeführten Versuchen konnten wesentliche Einflussgrößen ermittelt werden, die bei der Erstellung eines Bemessungsmodells die geometrischen Abmessungen bedingen. Diese sind

- das Verhältnis von Stempeldurchmesser zu Lochdurchmesser im Bauwerk,
- die Auflagerfläche des Stempels,
- die Kapazität der Umschnürung,
- die Kapazität des Füllmaterials
- und die Steifigkeit des Untergrunds.

Für die Bemessung der Hybridanker werden einige Randbedingungen festgelegt. Diese beziehen sich auf die Beschaffenheit des Untergrunds und die Eigenschaften der verwendeten Materialien:

- Der Untergrund ist ausreichend steif, d.h. die Achsabstände sind groß genug, die Würfeldruckfestigkeit f_{cm0} ist größer als 25 N/mm^2 und eine Mindestbewehrung von 50 kg/m^3 ist vorhanden
- Die Öffnung im Untergrund ist kreisförmig und nicht größer als der Stempeldurchmesser (Auflagerlinie Kugelbundmutter bzw. Durchmesser der Unterlegscheibe bei flachen Verankerungen)
- Die charakteristische Streckgrenze der Umschnürung wird mindestens erreicht (in der Praxis durch Zugproben oder 3.1 Abnahmeprüfzeugnis zu belegen)
- Die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,100,cube}$ des Füllmaterials liegt bei mindestens 180 N/mm^2

Abbildung A.15 stellt die für die Erstellung des Bemessungsmodells notwendigen Randbedingungen zusammen.

Tabelle 5.3: Randbedingungen Bemessung

Randbedingung	Bewertung / Auswertung Versuche
Lochgröße im Untergrund	Maximal Durchmesser des Stempels bezogen auf ideellen Lastangriffspunkt
Steifigkeit Untergrund	Einaxiale Festigkeit entspricht mindestens C20/25, Achsabstände der Zugglieder entsprechend Bemessungsmodell zur Gewährleistung einer ausreichenden Steifigkeit
Ringmaterial	Stahl S355, GFK oder CFK (gemäß Qualität in den Versuchsreihen)
UHPC-Füllung	Mischungszusammensetzung gemäß Versuchsreihen Würfeldruckfestigkeit mindestens 180 N/mm ²
Dauerstandfestigkeit	Entsprechend der Ergebnisse der Dauerstandversuche, Einfluss auf das Sicherheitskonzept
Sicherheitskonzept	Richtlinien, Normen, Versuche, baupraktische Erfordernisse

Im Folgenden wird die Bemessung am Beispiel von Standardstabgrößen dargestellt. Diese können jedoch ohne weiteres z.B. durch eine verschiedene Anzahl an Spannstahllitzen ersetzt werden.

5.2.2 Hybridankerdurchmesser

Der Durchmesser der Hybridanker bestimmt sich wie in der Vordimensionierung beschrieben. Da durch die Öffnung im Beton nicht exakt die in DIN 1045-1:2008 Abschnitt 10.7, [9], beschriebene Teilflächenbelastung vorliegt, die Bruchlasten für alle Lastübertragungsversuche jedoch größer als $1,15 F_{pk}$ waren, wird die Bemessung entsprechend der Vordimensionierung durchgeführt. Damit ergeben sich die in Tabelle 5.4 dargestellten erforderlichen Außendurchmesser unabhängig von der Art der Umschnürung.

Tabelle 5.4: Bemessung Hybridanker: erforderlicher Außendurchmesser

Stabgröße [mm]	charakteristische Nennbruchlast F_{pk} [kN]	baupraktischer Lochdurchmesser [mm]	erf. Hybridankerdurchmesser [mm]
18	267	72	110,1
26,5	579	72	142,2
32	844	80	168,3
36	1069	80	184,8
40	1319	100	210,4
47	1822	110	243,7
63,5	2534	150	297,1
75	4639	160	405,6

5.2.3 Hybridankerhöhe

Mit Hilfe der aus den Versuchen gewonnenen Maximallasten und den dabei vorhandenen UHPC-Festigkeiten kann ein minimal erforderlicher Widerstand des UHPC gegen Durchstanzen bestimmt werden, wobei davon ausgegangen wird, dass eine ausreichende Steifigkeit bzw. Mindeststeifigkeit der Umschnürung vorhanden ist. Für die weiteren Berechnungen wird von den in den Versuchen vorhandenen Steifigkeiten (Abmessungen) ausgegangen. Eine geringere Steifigkeit oder Zugfestigkeit der Umschnürung verändert den mehraxialen Spannungszustand und führt zu einem früheren Versagen des UHPC.

Für die Berechnung der Mindesthöhe soll nun aus den Versuchen der minimale spezifische Schubwiderstand, vgl. Abbildung 5.1, ermittelt werden, der bei einer Auflagerung mit dem maximal erlaubten Öffnungsdurchmesser je Größe aufgetreten ist.

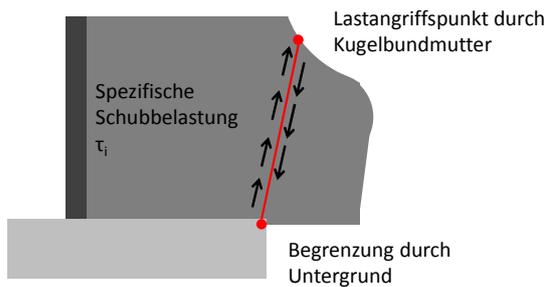


Abbildung 5.1: Spezifische Schubbelastung beim Versagen des Hybridankers durch Durchstanzen

Tabelle 5.5: Bemessung Hybridanker: Bestimmung Durchstanzwiderstand

Versuch	1.5	1.7	1.19	1.21	1.27	1.28	1.29
Stempeldurchmesser [mm]	80	80	110	110	150	150	150
Lochdurchmesser [mm]	80	80	110	110	150	150	150
$f_{cm,cube,UHPC}$ [N/mm ²]	160	178	160	178	183	191	189
Höhe Durchstanzzylinder [mm]	62,0	62,0	89,8	89,8	94,2	94,2	91,2
Durchstanzfläche A_D [mm ²]	17593	17593	34558	34558	51836	51836	50423
Maximallast F_{max} [kN]	1149	1225	2459	2370	3571	3762	3571
F_{max} / A_D [N/mm ²]	65	70	71	69	69	73	71
F_{pk} [kN]	844	844	1822	1822	2534	2534	2534
F_{max} / F_{pk}	1,36	1,45	1,35	1,30	1,41	1,48	1,41

Der mittlere Schubwiderstand bei den betrachteten Versuchen liegt bei 69,7 N/mm², wobei hier unterschiedliche UHPC-Festigkeiten vorlagen. Wenn man von einer Mindestfestigkeit von 180 N/mm² ausgeht ergibt sich aus den Versuchen 7, 21 und 27 ein durchschnittlicher Widerstand von 69,3 N/mm². Für die Bemessung wird ein dauerhaft reproduzierbarer Widerstand von 65 N/mm² angenommen. Die erreichten Wirkungsgrade F_{max} / F_{pk} liegen deutlich über den im Sicherheitskonzept geforderten Sicherheiten im Sicherheitskonzept. Nachfolgend sind die erforderlichen Hybridankerhöhen aus der Bemessung in Tabelle 5.6 dargestellt.

Tabelle 5.6: Bemessung Hybridanker: erforderliche Hybridankerhöhe

Stabdurchmesser [mm]	18	26,5	32	36	40	47	63,5	75
Bemessungslast $1,15 F_{pk}$ [kN]	307	666	971	1229	1517	2095	2914	5335
$min. f_{cm,cube,UHPC}$ [N/mm ²]	180							
Durchstanzwiderstand [N/mm ²]	65							
erf. Hybridankerhöhe [mm]	36	52	66	75	84	103	111	167

5.2.4 Abmessungen Umschnürung

Für die ermittelten Höhen ist ein Mindestmaß an Umschnürung notwendig. Für die gleichen Versuche wird nun die vorhandene Kapazität der Umschnürung über das Verhältnis von ertragener Last zu Stahlringfläche ermittelt.

Tabelle 5.7: Bemessung Hybridanker: Bestimmung Kapazität Umschnürung

Versuch	5	7	19	21	27	28
Maximallast F_{max} [kN]	1149	1225	2459	2370	3571	3762
Stahlringdicke [mm]	7,1	7,1	11,0	11,0	14,2	14,2
Stahlringhöhe [mm]	70	70	100	100	110	110
Stahlringfläche A_s [mm ²]	497	497	1100	1100	1562	1562
F_{max}/A_s [N/mm ²]	2312	2465	2235	2155	2286	2408
F_{pk} [kN]	844	844	1822	1822	2534	2534
F_{max}/F_{pk}	1,36	1,45	1,35	1,30	1,41	1,48

Die durchschnittliche ermittelte Kennzahl liegt hier bei 2310 N/mm², die niedrigste bei 2155 N/mm². Für die Bemessung wird von einer maximalen Ausnutzung dieser Kennzahl bis 2100 N/mm² ausgegangen. Unter Berücksichtigung der errechneten minimalen Höhen ergeben sich nachfolgend die in Tabelle 5.8 dargestellten erforderlichen Ringdicken für Stahl der Güte S 355.

Tabelle 5.8: Bemessung Hybridanker: erforderliche Stahlringdicke

Stabdurchmesser [mm]	18	26,5	32	36	40	47	63,5	75
Bemessungslast $1,15 F_{pk}$ [kN]	307	666	971	1229	1517	2095	2914	5335
min. f_y [N/mm ²]	355							
max. F_{max}/A_s [N/mm ²]	2000							
erf. Stahlringdicke [mm]	4,1	6,1	7,0	7,8	8,6	9,6	12,5	15,2

Für den Versuch mit Wendelbewehrung ergibt sich für die Kennzahl ein Wert von 3350 N/mm². Die höhere mögliche Ausnutzung ist wohl auf die im Verhältnis höhere Zugfestigkeit der verwendeten Betonstahlbewehrung zurückzuführen. Für eine Dimensionierung verschiedener Größen mit Betonstahlbewehrung wäre die Durchführung weiterer Versuche notwendig, um eventuelle Einflüsse aus Größenverhältnissen zu berücksichtigen.

5.2.5 Zusammenfassung

Unter Berücksichtigung des oben dargestellten Sicherheitskonzepts und den festgelegten Randbedingungen ergeben sich die nachfolgend dargestellten Abmessungen für Hybridanker zur Verwendung mit Stabspanngliedern und Kugelbundmuttern.

Tabelle 5.9: Bemessung Hybridanker: Hybridankerabmessungen für 1,15 F_{pk}

<i>Stabdurchmesser [mm]</i>	18	26,5	32	36	40	47	63,5	75
<i>Bemessungslast 1,15 F_{pk} [kN]</i>	307	666	971	1229	1517	2095	2914	5335
<i>erf. Außendurchmesser [mm]</i>	110,1	142,2	168,3	184,8	210,4	243,7	297,1	405,7
<i>erf. Hybridankerhöhe [mm]</i>	36	52	66	75	84	103	111	167
<i>erf. Stahlringdicke [mm]</i>	4,1	6,1	7,0	7,8	8,6	9,6	12,5	15,2

Berücksichtigt man jedoch, dass zur Erlangung einer Anwendungszulassung zwingend der Lastübertragungsversuch erbracht werden muss, ist es erforderlich die Hybridanker für eine Bemessungslast von 1,3 F_{pk} auszulegen. Damit ergeben sich die in Tabelle 5.10 aufgeführten Mindestabmessungen.

Tabelle 5.10: Bemessung Hybridanker: Hybridankerabmessungen für 1,3 F_{pk}

<i>Stabdurchmesser [mm]</i>	18	26,5	32	36	40	47	63,5	75
<i>Bemessungslast 1,3 F_{pk} [kN]</i>	347	753	1098	1389	1715	2368	3294	6030
<i>erf. Außendurchmesser [mm]</i>	110,1	142,2	168,3	184,8	210,4	243,7	297,1	405,7
<i>erf. Hybridankerhöhe [mm]</i>	40	58	74	84	94	116	123	186
<i>erf. Stahlringdicke [mm]</i>	4,2	6,2	7,1	7,9	8,7	9,8	12,7	15,4

6 Fertigung

6.1 Erfahrungen aus der Versuchskörperherstellung

Eine Serienfertigung von Kleinbauteilen aus UHPC stellt große Anforderungen an die Gerätschaften und das produzierende Personal. Bei der Herstellung der Hybridanker für die später dargestellten Versuchsreihen wurden folgende Probleme bzw. Schwierigkeiten festgestellt:

- Die grammgenaue Einwaage der einzelnen Bestandteile ist erforderlich für die Eigenschaften des UHPC.
- Die Vielzahl der Bestandteile erfordert eine detaillierte Organisation der Arbeit und eine angemessene Vorbereitungszeit.
- Das Volumen vor Beginn des Mischvorgangs ist deutlich größer als das Endvolumen, was bei der Kalkulation der Mischmengen berücksichtigt werden muss.
- Die Mischzeiten müssen penibel eingehalten werden, um reproduzierbare Eigenschaften des UHPC garantieren zu können.
- Das Befüllen kleiner Bauteile von Hand erfordert viel Zeit und eine geschickte Handhabung der Gerätschaften
- Die optimale Verarbeitungszeit liegt bei der verwendeten Mischung ca. bei 15-30 Minuten bevor der UHPC an der Oberfläche zu stark abbindet und so eine Entlüftung verhindert.
- Bei der Verwendung kleiner Bauteile oder Bauteile mit Wendelbewehrung kann trotz der selbstverdichtenden Eigenschaft auf ein Rüttelgerät nicht verzichtet werden.
- Das Entfernen von Form- und Schalungsteilen erfordert je nach Form einen hohen Kraft- und Zeitaufwand.

Die Analyse der oben aufgeführten Punkte führt zu folgenden Schwerpunkten, die bei der Ausarbeitung eines Herstellablaufs und eines Schalungssystems für eine Serienfertigung betrachtet werden sollen:

- Geeignete Gerätschaften (Mischen, Befüllen, Temperieren) für eine zielgenaue und schnelle Verarbeitung des UHPCs
- Das Schalungssystem sollte die Befüllung, Oberflächenbearbeitung und das Rütteln mehrerer Bauteile gleichzeitig ermöglichen

- Schalungs- und Formteile sind so zu gestalten, dass ein einfaches und schnelles Entfernen nach dem Aushärten des UHPC möglich ist.

6.2 Schalung und Formteile

Für den UHPC-Körper des Hybridankers eignen sich die für die Umschnürung vorgesehenen Stahl- oder Faserverbundwerkstoffringe ideal als verlorene Schalung im Herstellprozess, da das Erstellen der Schalung und das Entfernen der Schalung nach der Aushärtung entfallen können. Demgegenüber stehen die vergleichsweise (zur Betonstahlbewehrung) hohen Anschaffungs- und Bearbeitungskosten der Ringe.

Die Aussparung für die Kugelbundmutter, den Stabdurchgang oder auch den Durchgang für Litzen- und Drahtspannglieder kann am besten durch PE- oder Stahlformteile realisiert werden, da das Material zu jeder beliebigen rotationssymmetrischen Form mit Hilfe von computergesteuerten Drehmaschinen bearbeitet werden kann. Bei zylindrischen Aussparungen sind die Vertikalen leicht zu neigen (1° ist ausreichend), um das Ausschalen zu erleichtern. In Abbildung 6.1 sind beispielhaft ein Formteil sowie der Stahlring als verlorene Schalung für die Herstellung eines Hybridankers mit Kugelbundmutter dargestellt.



Abbildung 6.1: Formteil und Stahlring als Schalungselemente

Um mehrere Hybridanker gleichzeitig zu Füllen, sind größenabhängige Schalungssätze herzustellen. Es kann davon ausgegangen werden, dass, wenn die Bestellmenge einer bestimmten Größe nicht ausreichend groß ist, diese Größe auf Lager für einen späteren Verwendungszeitpunkt produziert werden kann. Ein auf eine Größe ausgerichteter Schalungssatz bietet dabei folgende Vorteile:

- Die gleiche Höhe der hergestellten Hybridanker ermöglicht eine gleichzeitige Befüllung und Oberflächenbehandlung aller Hybridanker des Schalungssatzes

- Die Fehlerquote beim Einrichten und Zusammenbau der Schalungen wird durch die Verwendung nur einer Größe je Schalungssatz verringert.
- Die Befüllung kann von oben maschinell erfolgen, wodurch die Befüllzeit reduziert wird und mehr Zeit für die Nachbearbeitung bleibt, bevor der Abbindevorgang beginnt.
- Der komplette Schalungssatz kann auf einem Rütteltisch montiert werden, was ein gleichzeitiges Rütteln aller Hybridanker ermöglicht.

Abbildung 6.2 zeigt einen Schnitt durch einen Schalungssatz und die Draufsicht.

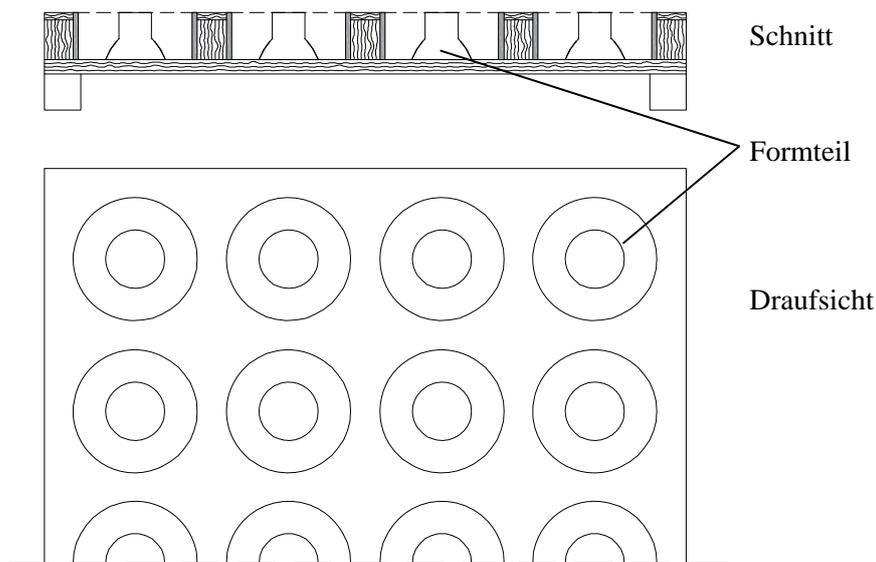


Abbildung 6.2: Schnitt und Draufsicht Schalungssatz für Serienfertigung

Die Formteile (vorzugsweise aus Stahl für eine mehrfache Verwendung) für die Aussparung im Hybridanker werden mit dem Boden der Schalung verbunden. Je nach Ausbildung des Durchgangs für das Zugglied werden diese ein- oder zweiteilig ausgebildet. So kann für jede Form ein schneller Ausschalvorgang realisiert werden. Der Schalungssatz wird in Länge und Breite limitiert, um einen Transport mit dem Stapler zu ermöglichen. So kann ohne weitere Handgriffe ein kompletter Satz in eine geeignete Kammer zur Wärmebehandlung transportiert werden.

6.3 Gerätschaften

Moderne Mischautomaten ermöglichen die genaue Einwaage und zeitgerechte Zugabe der einzelnen Komponenten. Die Verwendung von Vakuummischern ist für die Verarbeitung und die Eigenschaften des UHPC, vor allem hinsichtlich eines minimalen Porengehalts und hoher Endfestigkeiten, empfehlenswert [105], jedoch nicht zwingend erforderlich. Für die Überprüfung der Festbetoneigenschaften durch eine

interne Werkskontrolle ist eine Druckprüfmaschine mit entsprechender Kapazität notwendig.



Abbildung 6.3: Prüfmaschine von Zwick Roell, [107]

Durch die Verwendung der oben dargestellten Schalungssätze kann eine größere Menge UHPC auf der Oberfläche aufgebracht und auf die einzelnen Hybridanker verteilt werden. Die Zeit zum Befüllen wird im Vergleich zum Verteilen mit einer Schöpfkelle stark reduziert. Für das Verteilen können Kellen oder auch Aluminiumlatten verwendet werden.

Um den UHPC bei kleinen Hybridankern und Hybridankern mit innen liegender Wendelbewehrung gleichmäßig einzubringen muss der Schalungssatz auf einem Rütteltisch platziert werden. Das gezielte Rütteln mittels Rüttelflasche wäre bei großen Chargen zu zeitaufwendig und damit der limitierende Faktor.

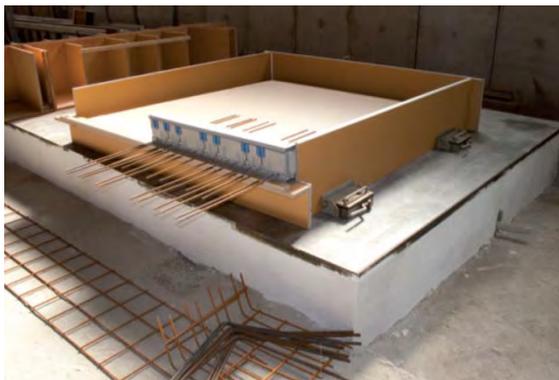


Abbildung 6.4: Rütteltisch CS36 von Wacker Neuson concrete solutions, [108]

Nach dem Aushärten der Hybridanker besteht die Möglichkeit die erforderliche Druckfestigkeit des UHPC durch eine Wärmebehandlung innerhalb von 48 h zu erreichen. Es können spezielle Wärmekammern benutzt werden, für die die Temperatur exakt geregelt werden kann.



Abbildung 6.5: Temperofen, Will und Hahnenstein GmbH, [109]

6.4 Personal

Im Wesentlichen bestehen für das Personal ähnliche Voraussetzungen und Anforderungen wie bei der Verarbeitung von Standardbetonen. Da der Einwaage- und Mischvorgang durch einen Mischautomaten durchgeführt wird, liegen die Hauptaufgaben für das Personal bei der Schalungsvorbereitung, Verarbeitung, Nachbearbeitung und dem Ausschalen.

Bei der externen Werksüberwachung wird entsprechend den Maßgaben bei der Fertigteilherstellung mit Standardbetonen auf die Präqualifikation der Mitarbeiter zur Ausführung bzw. Überwachung der notwendigen Tätigkeiten geachtet. Darunter fallen unter anderen:

- Die Kontrolle der Mischungszusammensetzung und der Mischzeiten
- Die Kontrolle der Schalungen (Zusammenbau, Beschaffenheit)
- Die Kontrolle der Ausgangsmaterialien mittels Werkszeugnissen (Stahlgüte, Zementart, etc.)
- Überwachung bzw. Durchführung der Frischbetonprüfungen soweit erforderlich (Ausbreitmaß, Porengehalt)
- Überwachung bzw. Durchführung der Festbetonprüfungen soweit erforderlich (Druckfestigkeit)

7 Wirtschaftlichkeit

7.1 Auswahl der Materialien

7.1.1 Füllmaterial

Als Füllmaterial kann auf Grund der erforderlichen Festigkeiten nur mit Fasern verstärkter UHPC gewählt werden. Verschiedene Firmen, z.B. Lafarge stellen bereits Premixes zur Verfügung, die nur noch mit Fließmittel, Wasser und Fasern bei der Mischung ergänzt werden müssen. Dies führt bei einer Prototypenproduktion sicherlich zu einer Zeitersparnis und damit Kostensenkung, die Entwicklungskosten für die Mischungszusammensetzung sowie die Erstellung des Premixes, die an den Hersteller zu entrichten sind, führen dagegen zu erhöhten Kosten bei den Rohstoffen. Zudem stellt es für modernen Mischautomaten kein Problem dar, viele verschiedene Bestandteile exakt einzuwiegen. Aus jetziger Sicht kann daher davon ausgegangen werden, dass der Einkauf der einzelnen Bestandteile die wirtschaftlichere Lösung darstellt.

7.1.2 Umschnürung

Die Wahl der Umschnürung muss teilweise natürlich nach den spezifischen Anforderungen der zu lösenden Aufgabe (Gewicht, Korrosion) getroffen werden. Betrachtet man jedoch die Kostenseite, fällt die Wahl immer auf Stahlring oder Betonstahlbewehrung. Während des Forschungsvorhabens wurden bei der Beschaffung der Umschnürungsvarianten beim Hersteller die Kosten für größere Chargen eruiert.

Nachfolgend ist ein vereinfachter Kostenvergleich für die vier Varianten Stahlring, Betonstahlwendel, GFK-Ring und CFK-Ring dargestellt. Um die Ausführungen vergleichen zu können wird von einem vollständig vor Korrosion geschütztem Bauteil ausgegangen, d.h. der Stahlring muss durch Feuerverzinken und eine zusätzliche Korrosionsschutzbeschichtung geschützt werden. In Tabelle 7.1 sind die verschiedenen Varianten gegenübergestellt. Es wird dabei von einer Chargengröße von 500 Stück ausgegangen. Die Kosten für Verzinken werden mit 0,80 € pro Kilogramm Stahl angesetzt, Korrosionsschutzbeschichtung wird üblicherweise mit ca. 50,00 € pro Quadratmeter Stahl berechnet.

Tabelle 7.1: Vergleich Gesamtkosten verschiedener Umschnürungen für Hybridanker

	Stahlring	Betonstahl	GFK	CFK
<i>Höhe Hybridanker in mm</i>	100			
<i>Durchmesse /Seitenlänge in mm</i>	244,5			
<i>Ringdicke Umschnürung in mm</i>	11,0	-	38,0	5,5
<i>Gewicht Umschnürung in kg</i>	6,3	5,0	2,4	0,4
<i>Materialkosten Umschnürung</i>	10,85 €	5,83 €	≈ 55,00 €	≈ 40,00 €
<i>Kosten Verzinken</i>	5,04 €	4,00 €	-	-
<i>Kosten Beschichtung</i>	7,70 €	-	-	-
<i>Mehrkosten Handling / Einbau</i>	-	6,67 €	-	-
<i>Gesamtkosten je Stück</i>	23,59 €	16,50 €	≈ 55,00 €	≈ 40,00 €

Rein Materialwirtschaftlich gesehen stellt der Betonstahl mit Abstand die kostengünstigste Variante dar. Da jedoch die Ringe als verlorene Schalung benutzt werden können, entstehen beim Schalungsbau für die Variante mit Betonstahlbewehrung zusätzliche Kosten. Je nachdem, wie oft die Schalung wiederverwendet werden kann, ergibt sich ein wirtschaftlicher Vor- oder Nachteil. Je nach Anwendung kann es durchaus auch sinnvoll sein CFK-Ringe zu verwenden, da hier der beste Korrosionsschutz zu erreichen ist und keine Arbeitsgänge für einen zusätzlichen Korrosionsschutz anfallen. Eine entsprechende handelsübliche vergleichbare Stahlplatte verursacht mit den oben angenommenen Werten für die Nachbearbeitung und Kosten von 1,00 €/je Kilogramm Stahl, Kosten in Höhe von 53,50€

Des Weiteren muss bei der Verwendung von Faserverbundwerkstoffen als Umschnürung beachtet werden, dass das Tragverhalten des Hybridankers eine hohe Steifigkeit (großes EA) der Umschnürung voraussetzt. Wie in Abbildung 3.79 dargestellt, wird bei einer Stahlringdicke von 14,2 mm ein äquivalenter GFK-Ring mit 49 mm bzw. CFK-Ring mit 7 mm Dicke zum Erreichen der gleichen Tragfähigkeit benötigt. Bei diesen Belastungen wird die hohe vorhandene Zugfestigkeit der Faserverbundwerkstoffe nur zu 15 – 20 % ausgenutzt. Dies stellt eine unwirtschaftliche Ausnutzung der vorhandenen Materialeigenschaften dar.

7.2 Herstellung

Nachfolgend wird eine überschlägige Wirtschaftlichkeitsberechnung durchgeführt, um den Kostenvorteil oder auch Nachteil von Hybridankern gegenüber handelsüblichen Stahlplatten zur Verankerung von Zuggliedern zu ermitteln. Dabei werden exemplarisch Hybridanker und Stahlplatten für Spannstäbe, Durchmesser 36 mm, mit Kugelbundmuttern miteinander verglichen. Dabei werden folgende vereinfachenden Annahmen getroffen:

- Die Infrastruktur und Gebäude für die Herstellung der Hybridanker ist bereits vorhanden (z.B. Fertigteilwerk).
- Die Kosten für die einmalige Beschaffung von geeigneten Maschinen (Vakuummischer, Wärmekammer), sowie Verwaltungs- und Vertriebskosten werden durch eine pauschale Umlage in Höhe von 25 % berücksichtigt.
- Für die Ankerplatte wird kein Korrosionsschutz benötigt.
- Die Kosten für eine Stahlankerplatte ohne Korrosionsschutz werden mit 1,00 €/Kilogramm Stahl angesetzt.
- Die Beispielcharge beinhaltet 10.000 Stück Ankerplatten / Hybridanker
- Die Materialmengen werden durch zwei Chargen abgedeckt

Die wesentlichen Kennzahlen zur Wirtschaftlichkeitsberechnung für Hybridanker und Stahlplatten sind in Tabelle 7.2 dargestellt.

Tabelle 7.2: Vergleich Hybridanker und Stahlplatte für Wirtschaftlichkeitsberechnung

	<i>Hybridanker</i>	<i>Stahlplatte</i>
<i>Höhe in mm</i>	100	50
<i>Durchmesse /Seitenlänge in mm</i>	244,5	260
<i>Stahlgewicht in kg</i>	6,3	24,5
<i>Betonmenge in l</i>	2,6	0,0

Nachfolgend sind die Materialkosten für die Herstellung der Hybridanker nach Bestandteilen aufgeschlüsselt. Die Materialkosten wurden an Hand von Herstellerangaben ermittelt.

Tabelle 7.3: Materialkosten Hybridanker

	<i>Kostenanteil</i>	<i>Wert</i>	<i>Einheit</i>
<i>Stahl</i>			
<i>Stahlring</i>	fix (Charge)	700,00	€Charge
	variabel	1,50	€/kg
<i>Beton</i>			
<i>Zement</i>	fix (Charge)	100,00	€Charge
	variabel	0,06	€/dm ³
<i>Basalt</i>	fix (Charge)	560,00	€Charge
	variabel	0,01	€/dm ³
<i>Mikrosilika</i>	fix (Charge)	0,00	€Charge
	variabel	0,20	€/dm ³
<i>Fließmittel</i>	fix (Charge)	0,00	€Charge
	variabel	0,07	€/dm ³
<i>Quarzmehl W12</i>	fix (Charge)	240,00	€Charge
	variabel	0,05	€/dm ³
<i>Quarzmehl W3</i>	fix (Charge)	240,00	€Charge
	variabel	0,01	€/dm ³
<i>Quarzsand H33</i>	fix (Charge)	240,00	€Charge
	variabel	0,03	€/dm ³
<i>Stahlfasern</i>	fix (Charge)	0,00	€Charge
	variabel	0,23	€/dm ³
<i>Gesamt</i>		11,64	€/Stk

Des Weiteren müssen Verbrauchsmaterialien wie auch die Formteile und Stromkosten in die Berechnung einbezogen werden. Bei den Formteilen wird von einer 1000-fachen Verwendbarkeit ausgegangen, für die weiteren in Tabelle 7.4 angegebenen Werte wurde unter anderem auf Erfahrungswerte aus der Prototypenproduktion zurückgegriffen.

Tabelle 7.4: Betriebsmittel bei der Hybridankerherstellung

	<i>Kostenanteil</i>	<i>Wert</i>	<i>Einheit</i>
<i>Strom/Wasser</i>	variabel	0,10	€/Stk
<i>Fett / Schalöl</i>		0,02	€/Stk
<i>Verbrauchsmaterial</i>		0,02	€/Stk
<i>Formteile</i>		0,10	€/Stk
<i>Schalung</i>		0,50	€/Stk
<i>Entsorgung</i>		0,05	€/Stk
<i>Gesamt</i>		0,79	€/Stk

Es wird davon ausgegangen, dass durch vier bis fünf Personen bei Verwendung der oben beschriebenen Schalungssätze 100 Hybridanker aus der Beispielgröße in einer Charge hergestellt werden können. Das Personal wird mit Kosten von 40,00 € je Stunde angesetzt. Tabelle 7.5 zeigt die Arbeitsschritte und den kalkulierten Zeitbedarf.

Tabelle 7.5: Personalkosten bei der Hybridankerherstellung

	<i>Wert</i>	<i>Einheit</i>
<i>Zusammenbau der Schalung mit Stahlring und Formteil inklusive Einfetten der Oberflächen</i>	2,5	min/Stk
<i>Befüllen der Hybridanker mit UHPC inklusive Nachbearbeitung</i>	1,5	min/Stk
<i>Ausschalen der Hybridanker</i>	2,5	min/Stk
<i>Handling, Verpackung, Versand</i>	1,0	min/Stk
<i>Gesamt</i>	5,00	€/Stk

Je Charge fallen zusätzlich Kosten in Höhe von ca. 100,00 € für die Herstellung und Prüfung von Probekörpern zur Sicherstellung der Qualität des UHPC an. Nachfolgend sind die Gesamtkosten für die Produktion der Hybridanker zusammenfassend aufgeführt.

Tabelle 7.6: Gesamtkosten der Hybridankerherstellung

	<i>Wert</i>	<i>Einheit</i>
<i>Materialkosten</i>	11,64	€/Stk
<i>Betriebskosten</i>	0,79	€/Stk
<i>Personalkosten</i>	5,00	€/Stk
<i>Qualitätssicherung</i>	1,00	€/Stk
<i>Zwischensumme</i>	18,43	€/Stk
<i>Umlage, pauschal 25 %</i>	4,61	€/Stk
<i>Gesamt</i>	23,04	€/Stk

Der Vergleich mit der handelsüblichen Stahlplatte führt bei Hybridankern zu ähnlichen Kosten. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Hybridanker ohne Wärmebehandlung betrachtet wurden, folglich also mit einem Monat Aushärtezeit bis zur Verwendung gerechnet werden muss.

Für Spannverfahren kommen jedoch auch korrosionsgeschützte Bauteile zum Einsatz. Das Verzinken von Stahlbauteilen wird nach Gewicht abgerechnet, wodurch sich durch die Verwendung von Stahlringen eindeutige Vorteile ergeben. Bei der Umschnürung mit Betonstahl müssen durch den umgebenden UHPC keine Bestandteile mehr gegen Korrosion geschützt werden. Weitere Kostenvorteile ergeben sich, wenn die Anwendung eine Bearbeitung der Stahlplatten verlangt die bereits im Herstellprozess in den Hybridanker integriert werden kann, wie Anschlüsse zur Befestigung einer Kappe oder Positionierungshilfen/Absätze für den Einbau von Lochscheiben.

Jedoch ist auch ersichtlich, dass die Wirtschaftlichkeit stark von der Größe der Stahlplatte abhängig ist, mit der der Vergleich angestellt wird. Kleine leichte Stahlplatten ohne Korrosionsschutz zu ersetzen ist wirtschaftlich auf Grund der geringen Kosten nicht sinnvoll.

7.3 Sonstiges

Zusätzlich zu Materialien und Herstellung entstehen weitere Kosten, bis das System schussendlich im Bauwerk genutzt wird. Durch das geringere Gewicht können eventuell weitere Kosten beim Transport auf die Baustelle eingespart werden, wobei hier das Potential nicht sehr hoch eingeschätzt wird. Der Versand innerhalb Europas per LKW verursacht bei entsprechender nur einen kleinen Kostenanteil. Ein Versand per Schiff nach Amerika oder Asien verursacht zwar durch das geringere Gewicht weniger Kosten als eine entsprechenden Stahllösung, jedoch ist hier die Stahllösung zu meist vor Ort verfügbar. Der Einbau der Hybridankerplatten erfolgt wie der Einbau einer Stahlplatte, wodurch dieser Vorgang als kostenneutral angesehen wird. Während der Lebensdauer ist nicht von notwendigen Wartungs- oder Instandsetzungsarbeiten auszugehen, abgesehen Ausbesserungsarbeiten an der Beschichtung eines außenliegenden Stahl- oder FVK-Rings.

8 Zusammenfassung und Ausblick

8.1 Zusammenfassung

8.1.1 Grundlagen

Hybridankerplatten sind Ankerplatten für Zugglieder, die über einen Kern aus ultrahochfestem Beton und einer zugfesten Umschnürung aus Stahl oder Faserverbundwerkstoffen große Lasten in Bauwerke weiterleiten. Die gezielte Kombination und Ausnutzung der verschiedenen Materialien ermöglichen den wirtschaftlichen Ersatz von massiven Stahlplatten durch korrosionsunempfindliche und leichte Hybridankerplatten.

Für die Formfindung und Vordimensionierung der Hybridankerplatten wurden die statischen Einwirkungen entsprechend der Europäischen Richtlinie zur Zulassung von Spannverfahren (ETAG 013, [1]) sowie die zu erwartenden charakteristischen Materialeigenschaften der verwendeten Materialien herangezogen. Bei der Bestimmung der Abmessungen wurde ein Druckstrebenmodell für die Lastverteilung innerhalb der Hybridankerplatte und eine Analogie aus der Geotechnik für starre Körper auf weichem Untergrund für die Lastweiterleitung unterhalb der Hybridankerplatte genutzt. Die Wahl der Materialien fiel für den UHPC auf eine Grobkornmischung ähnlich den Mischungen B5Q und B4Q des Schwerpunktprogramms 1182 der Deutschen Forschungsgemeinschaft, jedoch mit reduziertem Fasergehalt und für die Umschnürung auf Stahlringe der Güte S355, Betonstahlbewehrung der Güte B500B sowie Faserverbundwerkstoffe aus Kohle- bzw. Glasfasern.

8.1.2 Mechanischer Bauteilwiderstand

Das durchgeführte experimentelle Versuchsprogramm umfasste Druckversuche und Lastübertragungsversuche (nach ETAG 013) an Hybridankerplatten unter Variation der Parameter UHPC-Festigkeit, Umschnürungsart, Verankerungsart, Auflagersituation und Hybridankerabmessungen zur Ermittlung des mechanischen Kurzzeitverhaltens sowie Ermüdungsversuche (nach ETAG 013) und Dauerstandversuche zur Bestimmung der Einflüsse aus Langzeitbelastung. Die Herstellung der Probekörper erfolgte unter Laborbedingungen mit Bestimmung der wesentlichen Frischbeton und Festbetoneigenschaften. Die gewünschten Festigkeiten des UHPCs wurden durch eine an die ca. 12- bis 24-stündige Aushärtezeit angeschlossene Wärmebehandlung von 9 bis 24 h bei 90°C erreicht. Bei allen Prüfungen wurden der Praxis entsprechende Verankerungselemente für die Belastung der Hybridankerplatten verwendet.

Aus den Druckversuchen zur Beschreibung des kurzzeitigen mechanischen Verhaltens konnten im Wesentlichen folgende Erkenntnisse abgeleitet werden:

- Bei ansonsten gleichen Randbedingungen (Abmessungen, Umschnürung, Untergrund) führt eine Erhöhung der UHPC-Festigkeit und damit dem Widerstand gegen Durchstanzen zu einer Erhöhung der Traglast, falls die Umschnürung ausreichende Kapazitäten im elastischen Bereich aufweist.
- Eine Erhöhung des Bauteils führt unter den gleichen Voraussetzungen ebenfalls zu höheren Traglasten, da die Durchstanzfläche und damit der Widerstand vergrößert wurde.
- Eine Auflagerung der Hybridankerplatten auf einer Stahlgurtung führt zu deutlich geringeren Traglasten als eine Auflagerung auf einer kreisrunden Aussparung. Verformungs- und Dehnungsmessungen haben gezeigt, dass der Biegeanteil bei einer Auflagerung auf Stahlgurtung entsprechend größer ist und zu einem frühzeitigen Versagen führt.
- Eine Vergrößerung des Öffnungsdurchmessers im Bauwerk führt bei Hybridankerplatten erwartungsgemäß zu geringeren Traglasten. Entscheidend dabei ist der Durchmesser der Auflagerlinie des verwendeten Verankerungselements (Kugelbundmutter, Keilträger). Öffnungsdurchmesser kleiner als dieser Durchmesser führen zu etwa gleichen Traglasten, größere Öffnungsdurchmesser zu deutlich geringeren Traglasten, da hier der Kräfteverlauf wesentlich ungünstiger ist.
- Mit dem Ersatz des Stahlrings durch innen liegende Betonstahlbewehrung mit Querschnittsflächen im Verhältnis der verschiedenen Streckgrenzen können die gleichen Traglasten erreicht werden. Die Steifigkeit des Gesamtsystems ist dabei etwas geringer, die Duktilität bei Erreichen der Tragfähigkeit deutlich ausgeprägter.
- Mit FVK als Umschnürung kann ebenfalls eine entsprechende Tragwirkung erzielt werden. Die Untersuchungen ergaben, dass die Tragfähigkeit des Hybridankers durch eine Grenzdehnung von ca. 0,50 bis 0,55 % beschrieben werden kann. Um diese zu garantieren sind Umschnürungen aus FVK mit entsprechenden Dicken auszubilden, die dann jedoch nur eine Ausnutzung von 15 bis 20 % der Zugfestigkeit der FVK erlauben. Die geprüften Stahlumschnürungen (Ring und Wendel) waren dagegen bis jenseits der Streckgrenze ausgenutzt.
- Das Versagen bei Erreichen der Maximallast führt in jedem Fall zu einem Durchstanzen des UHPCs entlang der Verbindungslinie zwischen Auflagerlinie des Verankerungselements und Rand der Öffnung. Die Ursachen dafür liegen im Erreichen der Traglastkapazität des UHPCs oder der Umschnürung.

Die Druckschwellversuche auf Betonkörpern führten zu folgenden Ergebnissen:

- Wie bei herkömmlichen Stahlplatten ist die Traglast entsprechend von den Abmessungen und der Festigkeit der Betonkörper abhängig.
- Bei ausreichender Steifigkeit des Betonkörpers (Festigkeit, Abmessungen), können ähnliche Traglasten wie bei Stahlauf Lagerung für den Hybridanker realisiert werden. Im Gebrauchslastbereich ist auf Grund der vergleichsweise hohen Steifigkeit des Hybridankers im Gegensatz zur Stahlauf Lagerung eine weitestgehend gleichmäßige Aufweitung der Umschnürung zu beobachten. Die Verformungsmessungen bestätigen dies und unterstützen so die getroffene Annahme zur Analogie in der Geotechnik mit starrem Körper auf „weichem Untergrund“.

Die Durchführung und Auswertung der Ermüdungsversuche und Dauerstandversuche brachte folgende Erkenntnisse:

- Eine Belastung der Hybridankerplatten mit 80 und 100 MPa Schwingbreite bei zwei Millionen Lastwechseln konnten ohne Versagen ertragen werden. Im Anschluss durchgeführte Druckversuche führten zu gleichen Traglasten wie bei nicht vorbelasteten Hybridankern.
- Die Verformungen der einzelnen Komponenten Umschnürung, UHPC und Mutter stabilisierten sich mit steigender Lastwechselzahl.
- Die Dauerstandfestigkeit wurde mit den durchgeführten Dauerstandversuchen zu mindestens 90% der kurzzeitig ertragbaren Last ermittelt.

Zusätzlich zu der experimentellen Untersuchung des mechanischen Verhaltens erfolgte eine Überprüfung der Ergebnisse mit Hilfe einer Finite Elemente Modellierung mit dem Programm ANSYS 14.5. Dabei wurde auf Grund der Rotationssymmetrie der Hybridankerplatten ein zweidimensionales System gewählt. In den Berechnungen wurde das nichtlineare Verhalten des Werkstoffs UHPC durch das Materialmodell law14 der Dynardo GmbH beschrieben. Insgesamt konnten die Erkenntnisse aus den Versuchen sowie die theoretischen Modelle zur Beschreibung des Kraft- und Dehnungsverlaufs bestätigt werden. Für eine exakte Bestimmung des Verhaltens im Nachbruchbereich kann nur eine bedingte Eignung auf Grund der schwierigen Abbildung des spröden Verhaltens von UHPC festgestellt werden. Für die Auswertung der Ergebnisse sind zwingend alle Spannungs- und Dehnungszustände zu analysieren, um Ungenauigkeiten bei der Modellierung des UHPCs richtig deuten zu können.

Mit den Eingangsgrößen aus den durchgeführten experimentellen und theoretischen Untersuchungen konnte schließlich ein Bemessungsmodell erstellt werden, mit dem für Hybridankerplatten die erforderlichen Abmessungen ermittelt werden können.

Mittels eines Sicherheitskonzepts, das ermittelte Beiwerte sowie Materialkennwerte berücksichtigt, konnte die für die Bemessung notwendige Kapazität in Höhe des 1,3-fachen der Nennbruchlast des verwendeten Zugglieds bestimmt werden. Für Standardstabgrößen ergaben sich dabei folgende Mindestabmessungen.

Tabelle 8.1: Bemessung Hybridanker: Hybridankerabmessungen für $1,3 F_{pk}$

<i>Stabdurchmesser [mm]</i>	18	26,5	32	36	40	47	63,5	75
<i>Bemessungslast $1,3 F_{pk}$ [kN]</i>	347	753	1098	1389	1715	2368	3294	6030
<i>erf. Außendurchmesser [mm]</i>	110,1	142,2	168,3	184,8	210,4	243,7	297,1	405,7
<i>erf. Hybridankerhöhe [mm]</i>	40	58	74	84	94	116	123	186
<i>erf. Stahlringdicke [mm]</i>	4,2	6,2	7,1	7,9	8,7	9,8	12,7	15,4

8.1.3 Chemischer und physikalischer Bauteilwiderstand

Der Bauteilwiderstand gegen chemische und physikalische Einwirkungen ist aufgrund der geringen Porosität, dem hohen Diffusionswiderstand und einen sehr niedrigem Wasseraufnahmekoeffizienten des UHPC als sehr gut einzuschätzen. Bei der verwendeten Mischung ist von einem hohen Widerstand (teilweise wesentlich höher als bei Normalbetonen und hochfesten Betonen) gegen

- Frost-Tau-Wechsel und Tausalzeinwirkungen (geringe Abwitterung)
- Korrosion durch geringe Carbonatisierungstiefen und geringe Chlorideindringtiefen
- Alkali-Kieselsäure-Reaktion durch die Verwendung von Silikastaub und Zement mit geringem wirksamen Alkaligehalt
- Sekundäre Ettringitbildung u.a. durch die hohe Gefügedichtheit
- Lösenden Angriff durch Säuren u.a. durch Stahlfasern

auszugehen. Die Anwendung der Wärmebehandlung setzt in vielen Fällen den Widerstand etwas herab, jedoch nicht unterhalb der zulässigen Werte, wohingegen die Zugabe von Stahlfasern und das dichte Gefüge des UHPC sich positiv auf den Widerstand auswirken. Bei Brand hingegen kann das dichte Gefüge zu explosionsartigen Abplatzungen führen. Dies kann durch die Zugabe von Polypropylenfasern verhindert werden. Hinsichtlich der Umschnürung ist bei der Verwendung eines außen liegenden Stahlrings bei einer dauerhaften Anwendung ein Duplex-System aus Feuerverzinken und einer Korrosionsschutzbeschichtung empfehlenswert. Bei der Verwendung von FVK-Umschnürungen ist für die Dauerhaftigkeit die Auswahl des richtigen Harzes entscheidend. Zusätzlich sollte eine Beschichtung zum Schutz vor UV-Strahlen eingesetzt werden.

8.1.4 Wirtschaftlichkeit

Eine wirtschaftliche Herstellung der Hybridankerplatten ist nur über eine Serienfertigung möglich. Dabei müssen optimierte Schalungssätze zur Aufnahme der Vorteile und gleichzeitigen Bearbeitung mehrerer Hybridankerplatten erstellt werden. Zur Sicherstellung der Qualität sind Gerätschaften zur Prüfung der Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie zur Durchführung einer Wärmebehandlung vorzuhalten. Eine Wirtschaftlichkeitsberechnung für den Vergleich zwischen Hybridankerplatte und herkömmlicher Stahlplatte ergab, dass durchaus ein wirtschaftlich sinnvoller Ersatz der Stahlplatte möglich ist. Von Vorteil sind hier vor allem der geringere Aufwand bei der Herstellung des Korrosionsschutzes sowie die einfache Integration von Einbauteilen, die bei Stahlplatten einen erhöhten Bearbeitungsaufwand verursachen.

8.2 Ausblick

Durch die vorliegenden Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass Hybridankerplatten Stahlplatten bei der Verankerung von Zuggliedern wirtschaftlich sinnvoll ersetzen können und dabei die Anforderungen hinsichtlich kurzzeitiger und dauerhafter mechanischer Belastung erfüllen sowie ausreichend Widerstand gegenüber chemischen und physikalischen Einwirkungen bieten. Von großem Interesse ist eine weitergehende Untersuchung des Tragverhaltens von Hybridankerplatten mit Wendelbewehrung als Umschnürung. Diese Variante bietet durch die schnelle und kostengünstige Verfügbarkeit der Betonstahlbewehrung im Vergleich zu den anderen Varianten (Stahlring, FVK-Ring) und den hohen Korrosionsschutz sehr gute wirtschaftliche Aussichten und technische Vorteile. Zukünftige Untersuchungen könnten den Einfluss der Betondeckung auf die Tragfähigkeit ermitteln. Dies ist einerseits bei der Einleitung der Kräfte, andererseits für den Schutz der innen liegenden Bewehrung vor Korrosion entsprechend der Expositionsklassen von Bedeutung. Des Weiteren wäre auch eine im Bauwerk enthaltene Umschnürung denkbar, die im Neubau bereits berücksichtigt wird und den UHPC-Kern entsprechend umschnürt.

Am Ende könnten diese Erkenntnisse ebenfalls in das Bemessungsmodell einfließen. Je nach Beanspruchung und Ziel (korrosive Umgebung, Gewicht) könnte die entsprechende Umschnürungsart ausgewählt werden und damit die Abmessungen des Hybridankers bestimmt werden.

9 Literatur

- [1] **European Organisation for Technical Approval (2010).** *ETAG013 Guideline for European Technical Approval of Post-Tensioning kits for Prestressing of structures.* Brussels.
- [2] **Fédération internationale du béton (2005).** *Bulletin 30: Acceptance of stay cable systems using prestressing steels.* Task Group 9.2.
- [3] **Post tensioning institute (2007).** *Recommendations for stay cable design, testing and installation.* PTI Cable stayed bridge committee, Phoenix.
- [4] **Association Francaise de Génie Civil (AFGC) (2002).** *Bétons fibrés à ultra-hautes performances/ Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes – Recommandations provisoires/Interim Recommendations.* Documents scientifiques et techniques, SETRA, F2011
- [5] **CEB/FIP (1993).** *Model Code 1990.* Comité Euro-International du Béton, Lausanne
- [6] **Deutsches Institut für Normung (2010).** *DIN EN 12390-6:2010-09.* Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [7] **Deutsches Institut für Normung (2010).** *DIN EN 10025:1990 Warmgewalzte Erzeugnisse aus ungewalzten Baustählen.* Beuth Verlag GmbH, Berlin 1994
- [8] **Deutsches Institut für Normung (2010).** *DIN EN 10080:2005-08 Stahl für die Bewehrung von Beton.* Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [9] **Deutsches Institut für Normung (2008).** *DIN 1045-1:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion.* Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [10] **Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB) (2008).** *Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton.* Heft 561, Berlin
- [11] **Fehling, E. und Schmidt, M. (2005).** *Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC).* Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, university press GmbH, Kassel
- [12] **Schmidt, M. und Fröhlich, S. (2010).** *Testing of UHPC.* The Third International fib Congress and Exhibition incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference, Washington D.C.
- [13] **Stengel, T, Lowke, D., Mazanec, O., Schießl, P. und Gehlen, C. (2011).** *UHPC mit alternativen Zusatzstoffen – Rheologie und Faserverbund.* Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 1, S.31-38, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [14] **Tue, N., Küchler, M., Ma, J. und Henze, S. (2006).** *Überlegungen zur anwendungsorientierten Stoffzusammensetzung von UHFB.* Beton- und Stahlbetonbau 101, Heft 11, S.834-841, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [15] **Gerlicher, T., Heinz, D. und Urbonas, L. (2008).** *Effect of Finely Ground Blast Furnace Slag on the Properties of Fresh and Hardened UHPC.* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.367-374, university press GmbH, Kassel
- [16] **Gerlicher, T. und Heinz, D. (2007).** *Eigenschaften Ultrahochfester Betone mit zementklinkerarmen Bindemittelsystemen.* Forschungsbericht DFG HE 3217/6-1, Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München, München

- [17] **Gerlicher, T. und Heinz, D. (2009).** *Eigenschaften Ultrahochfester Betone mit zementklinkerarmen Bindemittelsystemen.* Forschungsbericht DFG HE 3217/6-2, Centrum Baustoffe und Materialprüfung der TU München, München
- [18] **Pfeifer, C. und Möser, B. (2007).** Charakterisierung der UHPC Mikrostruktur in Abhängigkeit von der stofflichen Zusammensetzung und deren Einfluss auf die Dauerhaftigkeit. Zwischenbericht Mo 1054/2-1, Institut für Baustoffkunde der Bauhaus Universität Weimar, Weimar
- [19] **Pfeifer, C. und Möser, B. (2009).** Charakterisierung der UHPC Mikrostruktur in Abhängigkeit von der stofflichen Zusammensetzung und deren Einfluss auf die Dauerhaftigkeit. Zwischenbericht Mo 1054/2-2, Institut für Baustoffkunde der Bauhaus Universität Weimar, Weimar
- [20] **Möser, B. und Pfeifer, C. (2008).** *Microstructure and Durability of Ultra-High Performance Concrete.* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.417-424, university press GmbH, Kassel
- [21] **Mooser, B., Pfeifer, C., Heinz, D., Gerlicher, T., Mechtcherine, V. und Dudziak, L. (2010).** *Effect of Composition and Curing on Microstructure of UHPC.* The Third International *fib* Congress and Exhibition incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference, Washington D.C.
- [22] **RILEM TC 176-IDC (2001).** Recommendations of TC 176-IDC: Internal damage of concrete due to frost action CIF-Test: Capillary suction, internal damage and freeze thaw test) – Reference method and alternative methods A and B. Journal Materials and Structures, Volume 34, Issue 243, S.515 - 525
- [23] **RILEM TC 117-FDC (1996).** TC 117-FDC Recommendation – CDF test –test method for the freeze thaw and deicing resistance of concrete – Tests with sodium chloride (CDF). Journal Materials and Structures, Volume 29, Issue 193, S.523 - 528
- [24] **Ludwig, H.-M. (2005).** *Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit.* Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 2, S.116-123, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [25] **Breit, W. und Eppers, S. (2007).** *Gefährdungspotenzial für ultrahochfesten Beton durch Rissbildung im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit.* Technischer Bericht TB-BTe 1893/2006, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf
- [26] **Palecki, S. und Setzer, M. (2007).** *Untersuchungen zum Frost-/Frost-Taumittelwiderstand, dem autogenen Schwinden und der Gefügestruktur von UHPC.* Arbeitsbericht Se 336/61-1, Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften der Universität Duisburg-Essen, Duisburg
- [27] **Palecki, S. und Setzer, M. (2009).** *Untersuchungen zum Frost-/Frost-Taumittelwiderstand, dem autogenen Schwinden und der Gefügestruktur von UHPC.* Abschlussbericht Se 336/61, Institut für Bauphysik und Materialwissenschaften der Universität Duisburg-Essen, Duisburg
- [28] **Palecki, S. und Setzer, M. (2008).** *Ultra-high-performance concrete under frost and de-icing salt attack.* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.443-451, university press GmbH, Kassel
- [29] **Cwirzen, A., Habemehl-Cwirzen, K. und Penttala, V. (2008).** *The effect of heat treatment on the salt freeze-thaw durability of UHSC.* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.221-230, university press GmbH, Kassel
- [30] **Schmidt, H. und Franke, L. (2007).** *Beständigkeit von UHPC gegenüber chemischem Angriff.* Zwischenbericht Fr 493/29-1, Institut für Bauphysik und Werkstoffe im Bauwesen, Technische Universität Hamburg-Harburg

- [31] **Schmidt, H. und Franke, L. (2009).** *Beständigkeit von UHPC gegenüber chemischem Angriff.* Zwischenbericht Fr 493/29-2, Institut für Bauphysik und Werkstoffe im Bauwesen, Technische Universität Hamburg-Harburg
- [32] **Franke, L., Deckelmann, G. und Schmidt, H. (2008).** *Behaviour of ultra high-performance concrete with respect to chemical attack.* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.453-460, university press GmbH, Kassel
- [33] **Schmidt, H. (2011).** *Korrosionsverhalten von Normalmörtel und UHPC.* Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg
- [34] **Scheydt, J., Herold, G. und Müller, H. (2008).** *Long Term Behaviour of Ultra High Performance Concrete under the Attack of chlorides and Aggressive Waters.* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.231-238, university press GmbH, Kassel
- [35] **Scheydt, J. und Müller, H. (2012).** *Microstructure of Ultra High Performance Concrete (UHPC) and its Impact on Durability.* Proceedings of the Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel
- [36] **Ewert, J. und Budelmann, H. (2007).** *Werkstoffverhalten von Ultra-hochfestem Beton im frühen Alter.* Zwischenbericht Bu 730/16-1, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig
- [37] **Ewert, J. und Budelmann, H. (2010).** *Werkstoffverhalten von Ultra-hochfestem Beton im frühen Alter.* Abschlussbericht Bu 730/16-2, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig
- [38] **Ewert, J. und Budelmann, H. (2012).** *Mechanical Properties of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) at Early Age.* Proceedings of the Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel
- [39] **Burkart, I. und Müller, H. (2007).** *Materialgesetze für das Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten von ultra-hochfestem Beton.* Arbeitsbericht Mu 1368/9-1, Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Universität Karlsruhe
- [40] **Burkart, I. und Müller, H. (2009).** *Materialgesetze für das Spannungs-Dehnungs-Zeitverhalten von ultra-hochfestem Beton.* Arbeitsbericht Mu 1368/9-2, Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, Universität Karlsruhe
- [41] **Anders, I. (2012).** *Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone.* Dissertation, Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
- [42] **Eppers, S. und Müller, C. (2008).** *Autogenous Shrinkage Strain of Ultra-High-Performance Concrete (UHPC).* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.433-441, university press GmbH, Kassel
- [43] **Müller, H., Burkart, I., Budelmann, H., Ewert, J., Mechtcherine, V., Dudziak, L., Müller, C. und Eppers, S. (2010).** *Time-dependent Behaviour of Ultra High Performance Concrete (UHPC).* The Third International fib Congress and Exhibition incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference, Washington D.C.
- [44] **Burkart, I. und Müller, H. (2008).** *Creep and shrinkage characteristics of ultra high strength concrete (UHPC).* Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.433-441, university press GmbH, Kassel

- [45] **Tue, N., Ma J. und Orgass, M. (2006).** *Kriechen von Ultrahochfestem Beton (UHFB)*. Bautechnik 83, Heft 2, S.119-124, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [46] **Hosser, D., Kampmeier, B. und Hollmann, D. (2012).** *Behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC) in Case of Fire*. Proceedings of the Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel
- [47] **Pimienta, P., Mindeguia, J.-C., Simon, A., Behloul, M., Felicetti, R., Bamonte, P. und Gambarova, P. (2012).** *Literature Review on the Behaviour of UHPFRC at High Temperature*. Proceedings of the Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel
- [48] **Empelmann, M., Teutsch, M. und Steven, G. (2008).** *Improvement of the Post Fracture Behaviour of UHPC by Fibres*. Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, S.177-184, university press GmbH, Kassel
- [49] **Grünberg, J., Ertel, C., Lohaus, L. und Wefer, M. (2007).** Ermüdung von UHPC unter ein- und mehraxialer Beanspruchung (Experimentelle Untersuchung und Entwicklung eines mechanischen Modells. Zwischenbericht Gr 1857/4-1, Institut für Massivbau und Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover
- [50] **Grünberg, J., Ertel, C., Lohaus, L. und Wefer, M. (2009).** Ermüdung von UHPC unter ein- und mehraxialer Beanspruchung (Experimentelle Untersuchung und Entwicklung eines mechanischen Modells. Zwischenbericht Gr 1857/4-2, Institut für Massivbau und Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover
- [51] **Grünberg, J., Ertel, C., Lohaus, L., Wefer, M., Curbach, M., Speck, K., Fitik, B. und Niedermeier, R. (2010).** *Failure Models for Ultra High Performance Concrete (UHPC)*. The Third International fib Congress and Exhibition incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference, Washington D.C.
- [52] **Ertel, C. und Grünberg, J. (2010).** *Triaxial Fatigue Behaviour of Ultra High Performance Concrete (UHPC)*. The Third International fib Congress and Exhibition incorporating the PCI Annual Convention and Bridge Conference, Washington D.C.
- [53] **Lohaus, L. und Elsheimer, K. (2012).** *Fatigue Behaviour of plain and fibre reinforced Ultra-High Performance Concrete*. Proceedings of the Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel
- [54] **Ertel, C. und Grünberg, J. (2012).** *A Triaxial Failure Model for Ultra-High-Performance Concrete (UHPC)*. Proceedings of the Third International Symposium on Ultra High Performance Concrete and Nanotechnology for High Performance Construction Materials, Kassel
- [55] **Grünberg, J., Lohaus, L., Ertel, C. und Wefer, M. (2007).** *Mehraxiales mechanisches Ermüdungsmodell von Ultra-Hochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 6, S.388-398, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [56] **Lohaus, L., Wefer, M. und Oneschkow, N. (2011).** *Ermüdungsbemessungsmodell für normal-, hoch- und ultrahochfeste Betone*. Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 12, S.836-846, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [57] **Wefer, M. (2010).** Materialverhalten und Bemessungswerte von ultrahochfestem Beton unter einaxialer Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, Leibniz Universität Hannover
- [58] **Fitik, B. (2012).** Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich. Dissertation, TU München

- [59] **Curbach, M. und Speck, K. (2007).** Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton (UHPC) – Zweiaxiale Druckfestigkeit. Arbeitsbericht CU 37/6-1, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden
- [60] **Curbach, M. und Speck, K. (2009).** Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton (UHPC) – Dreiaxiale Druckfestigkeit. Arbeitsbericht CU 37/6-2, Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden
- [61] **Speck, K. (2007).** Beton unter mehraxialer Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung. Dissertation, Technische Universität Dresden
- [62] **Speck, K. (2005).** Einfluss einer gesteigerten Duktilität auf das mehraxiale Druckverhalten von Hochleistungsbeton. 100. Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau, 45. Forschungskolloquium des DAfStb
- [63] **Curbach, M. und Speck, K. (2007).** *Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton.* Beton- und Stahlbetonbau 102, Heft 10, S.664-673, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [64] **Speck, K. und Curbach, M. (2010).** *Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone.* Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 4, S.233-243, Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, Berlin
- [65] **Deutsches Institut für Normung (2006).** DIN EN 10210-1 Warmgefertigte Hohlprofile für den Stahlbau aus unlegierten Baustählen und aus Feinkornbaustählen – Teil 1: Technische Lieferbedingungen. Berlin
- [66] **Deutsches Institut für Normung (2010).** DIN EN 1993-1-1 Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin
- [67] **Deutsches Institut für Normung (2011).** DIN EN 1992-1-1 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin
- [68] **Deutsches Institut für Normung (2011).** DIN EN 1992-1-1/NA Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin
- [69] **Katzung, W. (2005):** *Merkblatt 405 – Korrosionsschutz von Stahlkonstruktionen durch Beschichtungssysteme.* Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf
- [70] **Institut Feuerverzinken GmbH (2009):** *Merkblatt 329 – Korrosionsschutz durch Feuerverzinken (Stückverzinken).* Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf
- [71] **Deutsches Institut für Normung (2009):** *DIN EN ISO 1461 Durch Feuerverzinken auf Stahl aufgebrachte Zinküberzüge (Stückverzinken) – Anforderungen und Prüfungen,* Berlin
- [72] **Deutsches Institut für Normung (2010):** *DIN EN ISO14713-1 Zinküberzüge - Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion – Teil 1: Allgemeine Konstruktionsgrundsätze und Korrosionsbeständigkeit,* Berlin
- [73] **Deutsches Institut für Normung (2010):** *DIN EN ISO14713-2 Zinküberzüge - Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion – Teil 2: Feuerverzinken,* Berlin

- [74] **Deutsches Institut für Normung (2010):** *DIN EN ISO14713-3 Zinküberzüge - Leitfäden und Empfehlungen zum Schutz von Eisen- und Stahlkonstruktionen vor Korrosion – Teil 3: Sherardisieren*, Berlin
- [75] **Deutsches Institut für Normung (2012):** *DIN EN ISO 9223 Korrosion von Metallen und Legierungen – Korrosivität von Atmosphären – Klassifizierung und Abschätzung*, Berlin
- [76] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-1 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 1: Allgemeine Einleitung*, Berlin
- [77] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-2 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 2: Einteilung der Umgebungsbedingungen*, Berlin
- [78] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-3 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 3: Grundregeln der Gestaltung*, Berlin
- [79] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-4 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 4: Arten von Oberflächen und Oberflächenvorbereitung*, Berlin
- [80] **Deutsches Institut für Normung (2008):** *DIN EN ISO12944-5 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 5: Beschichtungssysteme*, Berlin
- [81] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-6 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 6: Laborprüfungen zur Bewertung von Beschichtungssystemen*, Berlin
- [82] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-7 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 7: Ausführung und Überwachung der Beschichtungsarbeiten*, Berlin
- [83] **Deutsches Institut für Normung (1998):** *DIN EN ISO12944-8 Beschichtungsstoffe – Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungssysteme - Teil 8: Erarbeiten von Spezifikationen für Erstschutz und Instandsetzung*, Berlin
- [84] **Verbände-Richtlinie (2000):** „Duplex-Systeme“, Düsseldorf
- [85] **DAfStb-Heft 582 (2010):** Betonbauteile mit Bewehrung aus Faserverbundkunststoff (FVK). Beuth Verlag, Berlin
- [86] **Fédération Internationale Du Béton (fib) (2007):** FRP reinforcement in RC structures. fib-Bulletin 40, Lausanne
- [87] **Puck, A. (1996):** *Festigkeitsanalyse von Faser-Matrix-Laminaten*. Carl Hanser Verlag, München
- [88] **Schürmann, Helmut (2005):** *Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg
- [89] **Verein Deutscher Ingenieure (1989):** *Entwicklung von Bauteilen aus Faser-Kunststoff-Verbund Grundlagen*. VDI-Richtlinie, Düsseldorf
- [90] **ISIS Canada (2006):** *Durability of FRP Composites for Construction*. ISIS Educational Module 8
- [91] **American Concrete Institute (ACI) (2006):** *ACI 440.1R-06 - Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars*.

- [92] **Schaff, J. R. (2001):** *Fatigue and Life Prediction*. ASM Handbook Vol. 21 Composites, ASM International, Material Park, Ohio, S.252 - 258
- [93] **Homepage der HTWK Leipzig (14.01.2014):**
http://ft.carstenkloehn.de/Joomla/index.php?option=com_content&view=article&catid=81&id=126
- [94] **Fédération Internationale Du Béton (fib) (2006):** *Empfehlungen für die Anwendung von Schrägseilsystemen aus Spannstahl*. fib-Bulletin 30, Lausanne
- [95] **Hock, S. (2010).** *Ern*. Masterarbeit, Lehrstuhl für Massivbau der TU München.
- [96] **Rohringer, M. (2009).** *Experimentelle Untersuchung und Simulation einer Hybridverankerung für Gewindestäbe*. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Massivbau der TU München.
- [97] **Schulz, J. (2009).** *Experimentelle Untersuchung und Simulation einer Hybridverankerung für Monolitzen*. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Massivbau der TU München.
- [98] **Mörsch, E. (1924).** *Über die Berechnung der Gelenkquader*. Beton und Eisen Band 23, Heft 12 S. 156-161, Berlin.
- [99] **Gläser, C. H. (2007).** *Lastübertragung der Vorspannkraft auf Beton unter Berücksichtigung der Ausbildung der Verankerungskomponenten*. Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München.
- [100] **ANSYS Inc. (2012):** *ANSYS Mechanical APDL Element Reference*. Release 14.5, Canonsburg, USA
- [101] **Dynardo Software and Engineering GmbH (2013):** *Multiplas – Elastoplastic Material Models for ANSYS*. User's Manual, Release 5.0.679 for ANSYS 14.0 and ANSYS 14.5, Weimar
- [102] **Menétrey, P. und Willam, K.J. (1995):** *Triaxial failure criterion for concrete and its generalization*. ACI Structural Journal 92(3), S.311-318
- [103] **Gödde, L. (2012):** *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*. Dissertation, Ruhr Universität Bochum
- [104] **Schneider, K.-J. (2008):** *Bautabellen für Ingenieure*. 18. Auflage, Werner Verlag, S. 4.28
- [105] **Mazanec, O. J. (2012):** *Charakterisierung der Mischzeit und des rheologischen Verhaltens ultrahochfester Betone unter Einbeziehung interpartikulärer Wechselwirkungen*. Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung
- [106] **Homepage der Technik und Forschung im Betonbau (TFB) (11.12.2013)**
<http://www.tfb.ch/de/Beratungen-und-Expertisen/Unsere-Kompetenzen/Betonschaden/Schaden-an-Spanngliedern-und-Ankern.html>
- [107] **Homepage der Zwick GmbH & Co. KG (17.12.2013)**
<http://www.zwick.de/de/produkte.html>
- [108] **Homepage der Wacker Neuson GmbH & Co. KG (17.12.2013)**
http://www.wackerneuson-concretesolutions.com/data/file/Veroeffentlichungen/Artikel/AB_CS36_Streibl_news12.pdf
- [109] **Homepage der Will & Hahnenstein GmbH (18.12.2013)**
<http://www.will-hahnenstein.de/produits/fours-de-sechage-fours-a-recuire/exemples-de-produit/?L=2>

A Versuchsergebnisse

A.1 Druckversuche

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.2	56	7,1	146	186	Stahl

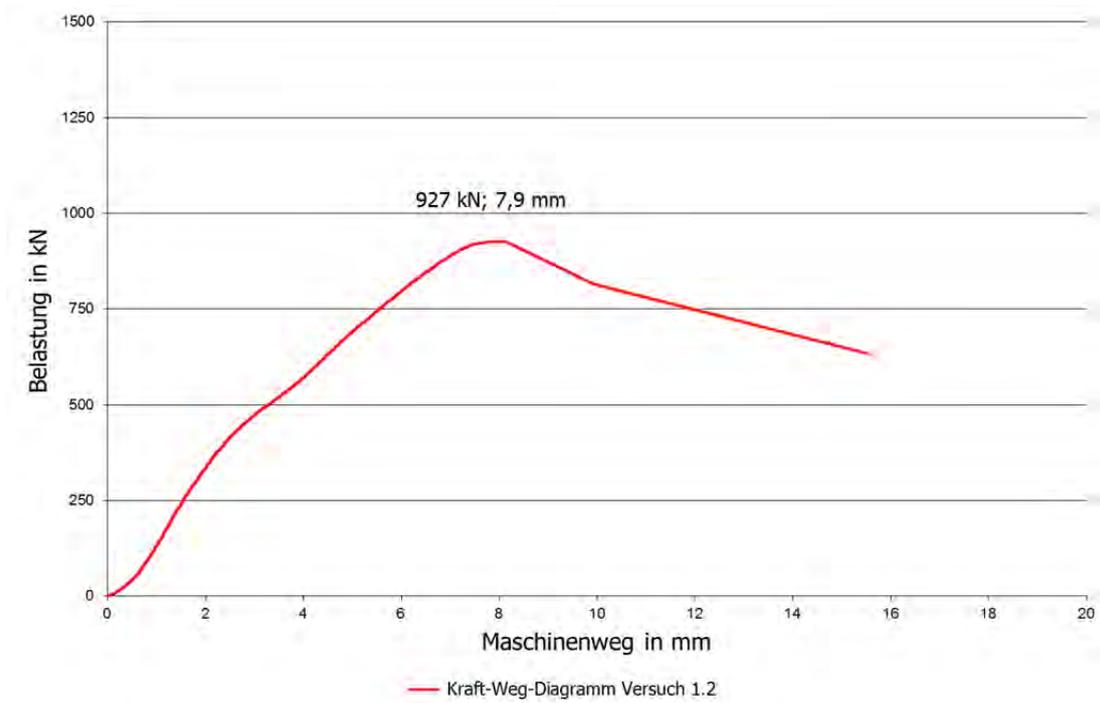


Abbildung A.1: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.2



Abbildung A.2: Oberseite Versuchskörper 1.2 nach Versuchsende



Abbildung A.3: Unterseite Versuchskörper 1.2 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.3	56	7,1	146	189	Stahl

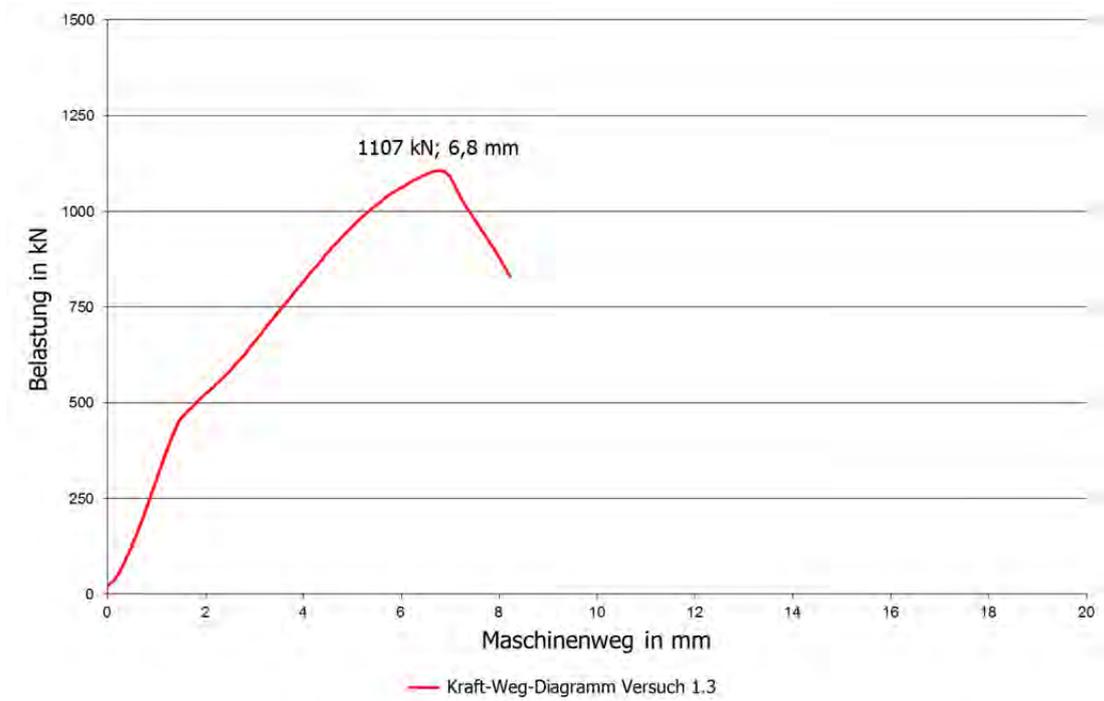


Abbildung A.4: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.3



Abbildung A.5: Oberseite Versuchskörper 1.3 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.4	56	7,1	146	189	Stahl

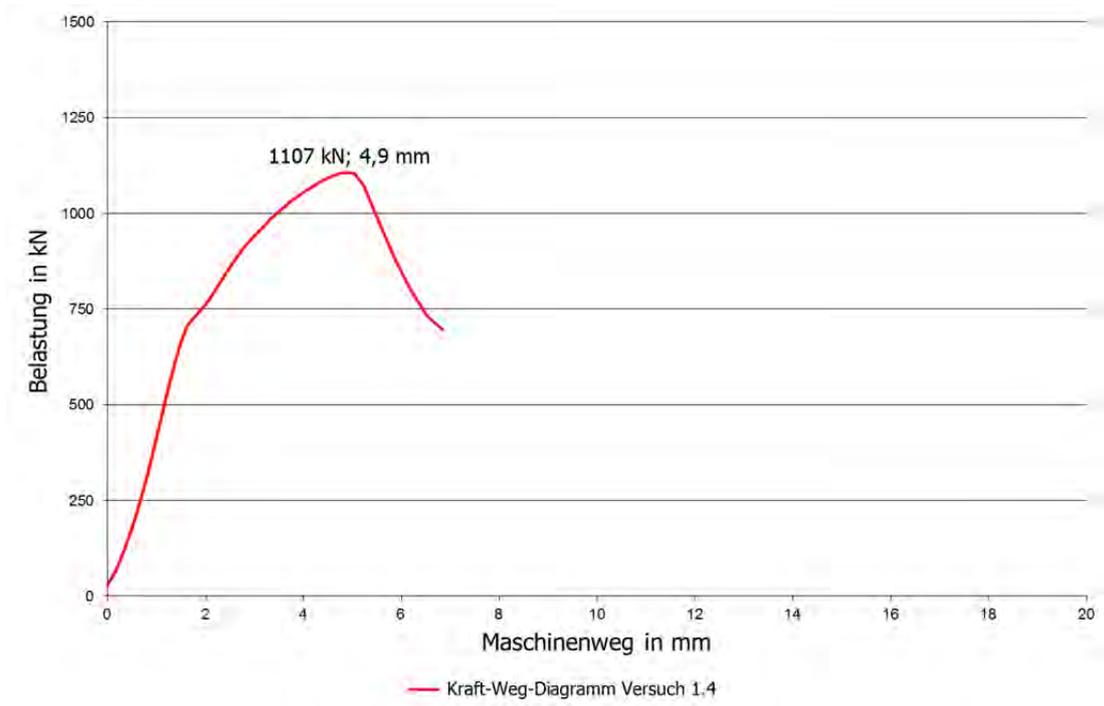


Abbildung A.6: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.4



Abbildung A.7: Oberseite Versuchskörper 1.4 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.5	70	7,1	168,3	160	Stahl

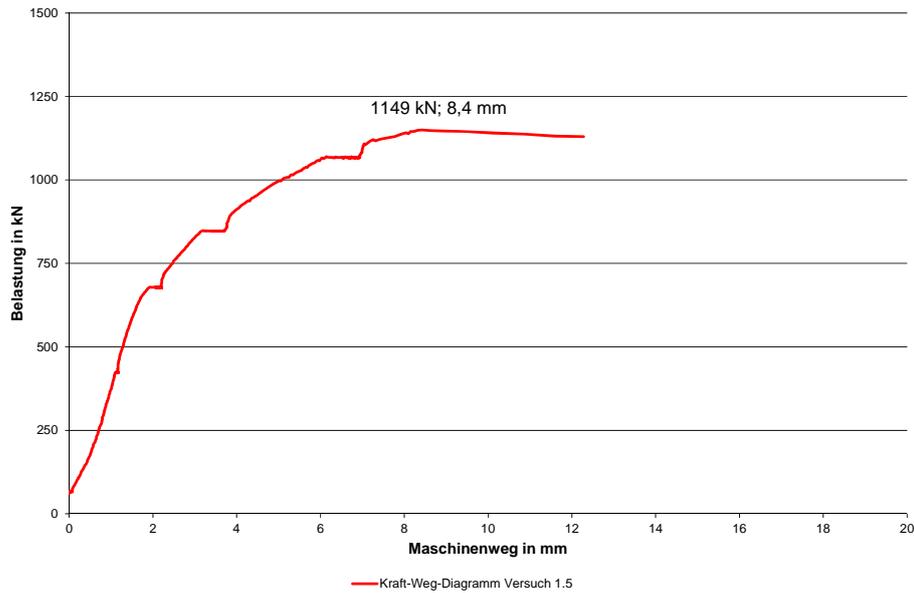


Abbildung A.8: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.5

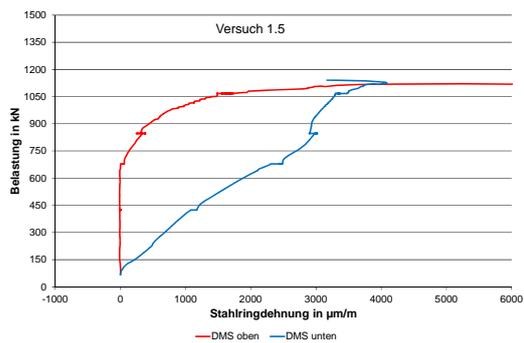


Abbildung A.9: Stahringdehnungen Versuch 1.5

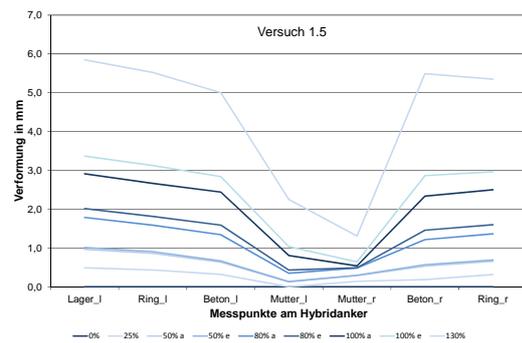


Abbildung A.10: Verformungen Versuch 1.5



Abbildung A.11: Oberseite Versuchskörper 1.5 nach Versuchsende



Abbildung A.12: Unterseite Versuchskörper 1.5 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.7	70	7,1	168,3	178	Stahl

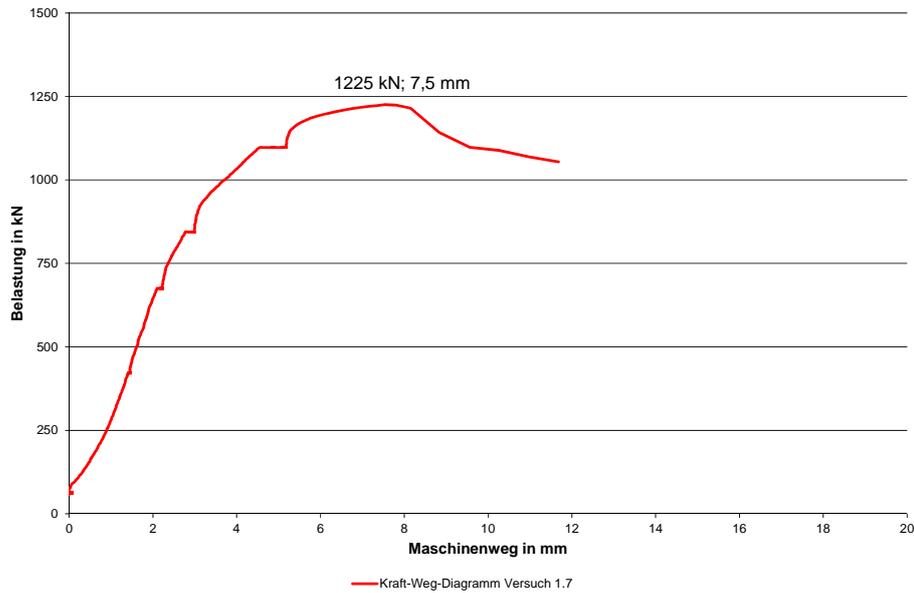


Abbildung A.13: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.7

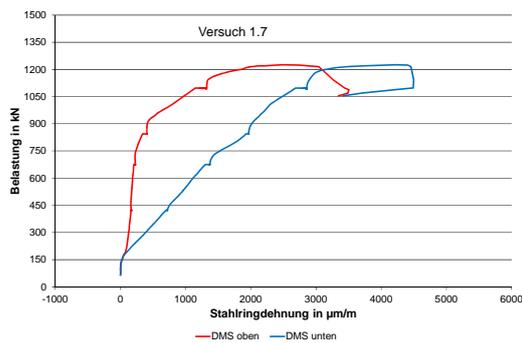


Abbildung A.14: Stahlringdehnungen Versuch 1.7

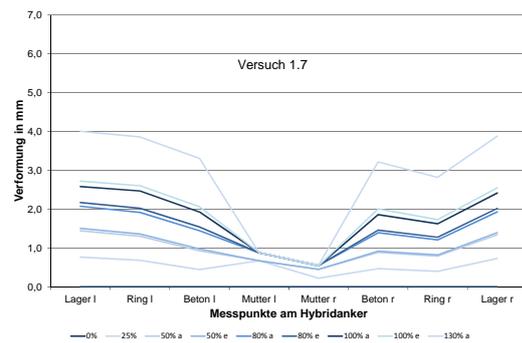


Abbildung A.15: Verformung Versuch 1.7

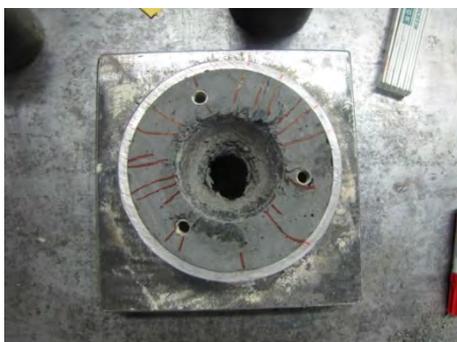


Abbildung A.16: Oberseite Versuchskörper 1.7 nach Versuchsende



Abbildung A.17: Unterseite Versuchskörper 1.7 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.8	70	7,1	168,3	178	Stahl

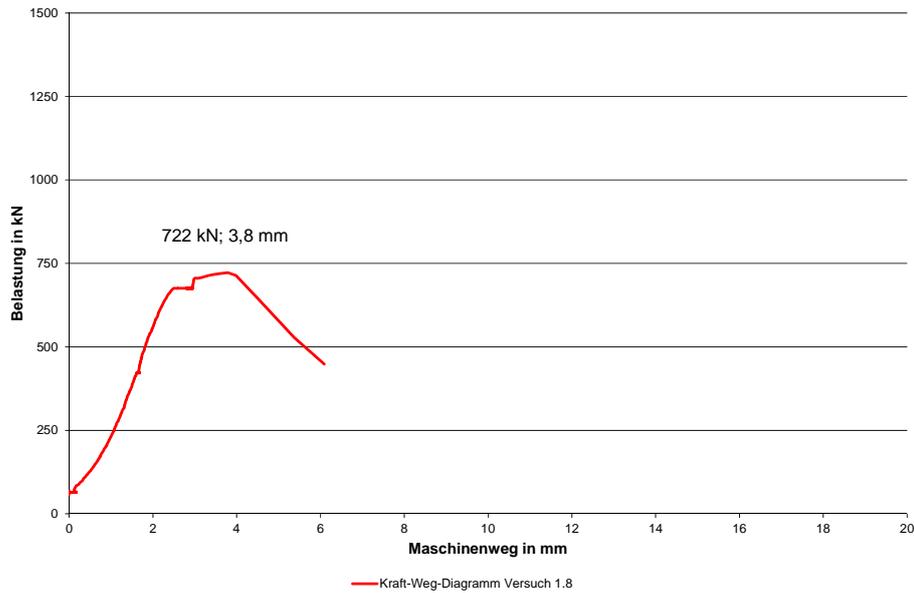


Abbildung A.18: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.8

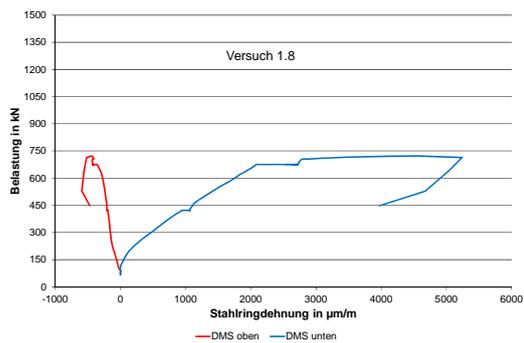


Abbildung A.19: Stahlingdehnungen Versuch 1.8

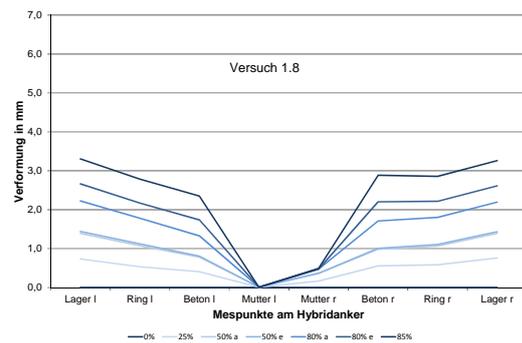


Abbildung A.20: Verformung Versuch 1.8



Abbildung A.21: Oberseite Versuchskörper 1.8 nach Versuchsende



Abbildung A.22: Unterseite Versuchskörper 1.8 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.9	75	6,3	168,3	190	Stahl

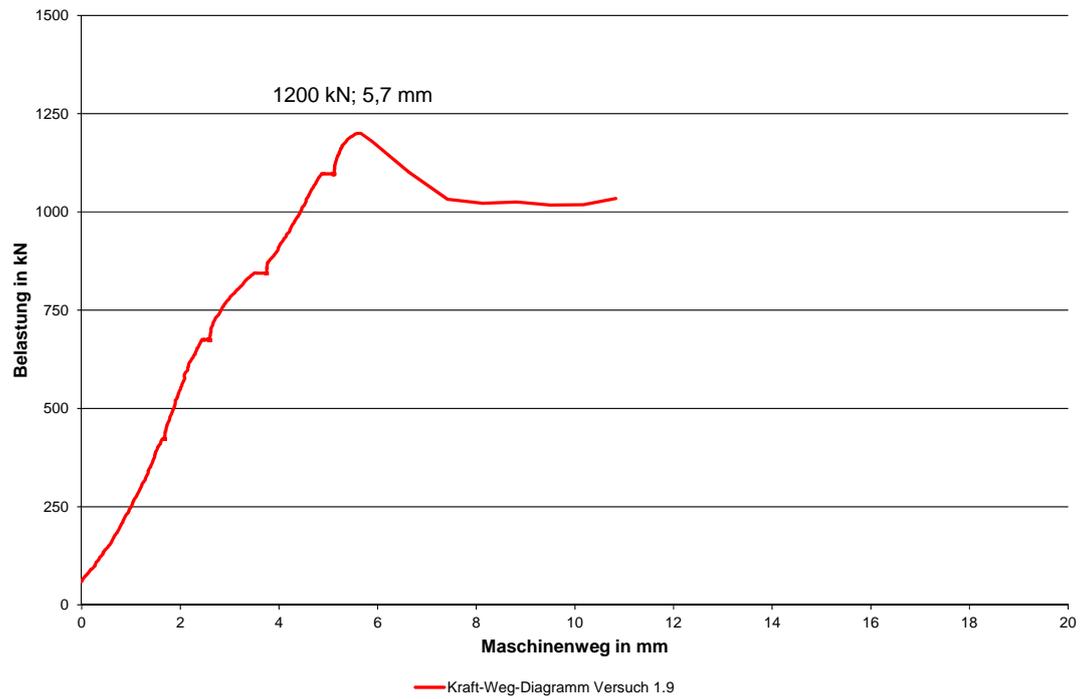


Abbildung A.23: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.9



Abbildung A.24: Oberseite Versuchskörper 1.9 nach Versuchsende



Abbildung A.25: Unterseite Versuchskörper 1.9 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.10	75	6,3	168,3	190	Stahl

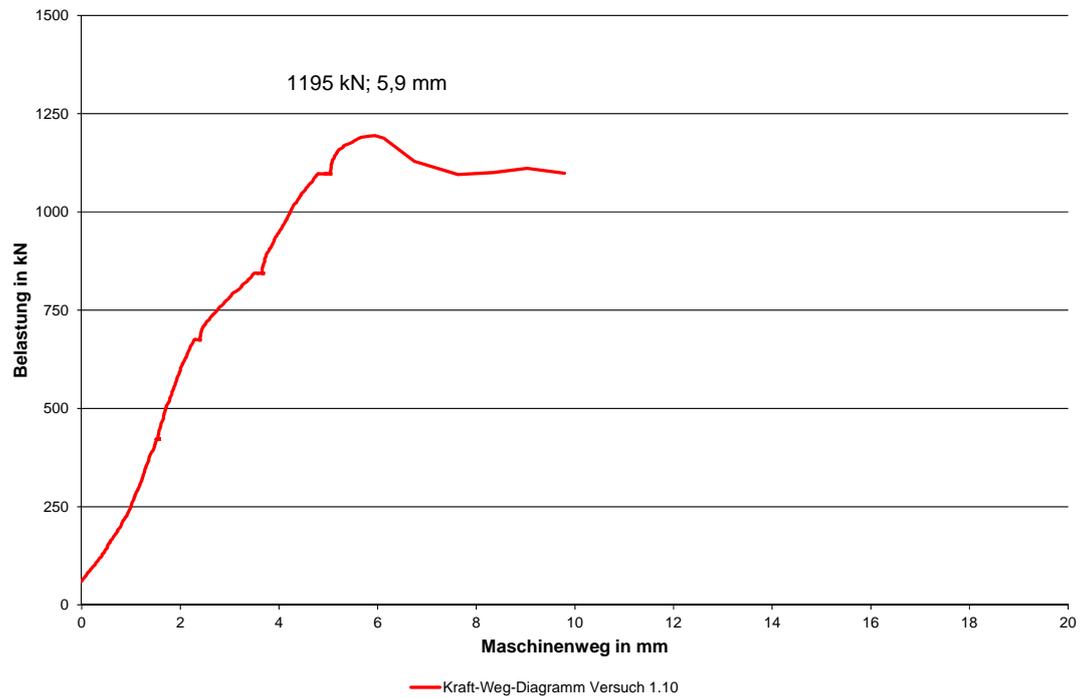


Abbildung A.26: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.10



Abbildung A.27: Oberseite Versuchskörper 1.10 nach Versuchsende



Abbildung A.28: Unterseite Versuchskörper 1.10 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.11	75	6,3	168,3	190	Stahl

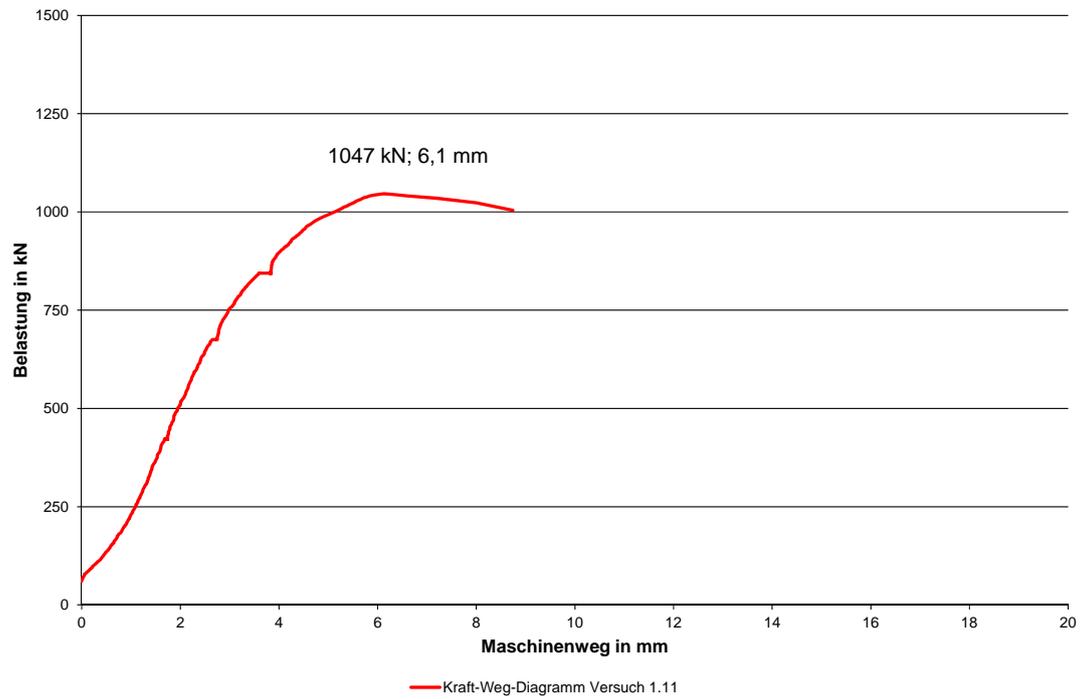


Abbildung A.29: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.11



Abbildung A.30: Oberseite Versuchskörper 1.11 nach Versuchsende

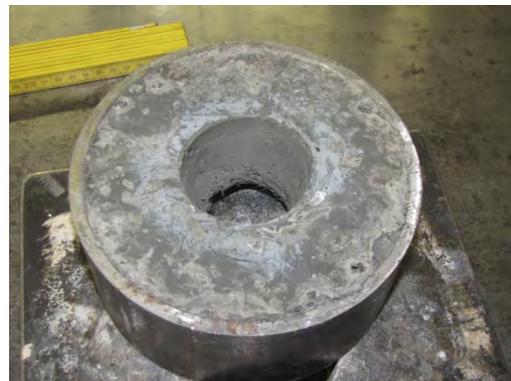


Abbildung A.31: Unterseite Versuchskörper 1.11 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.12	75	6,3	168,3	190	Stahl

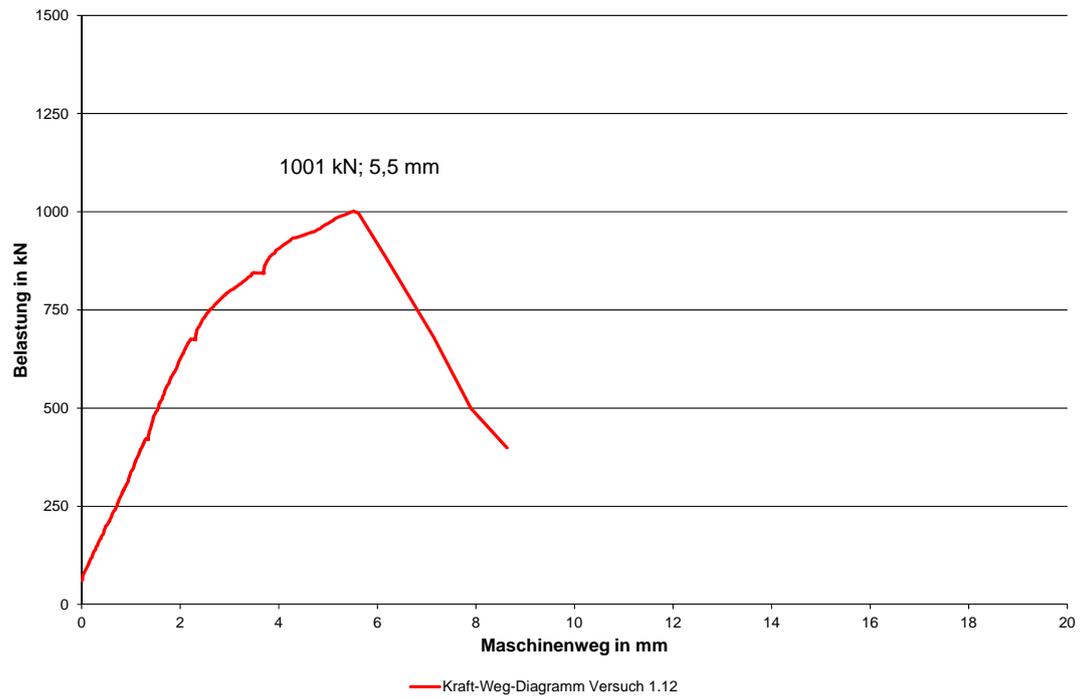


Abbildung A.32: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.12



Abbildung A.33: Oberseite Versuchskörper 1.12 nach Versuchsende



Abbildung A.34: Unterseite Versuchskörper 1.12 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.13	70	6,3	168,3	211	Stahl

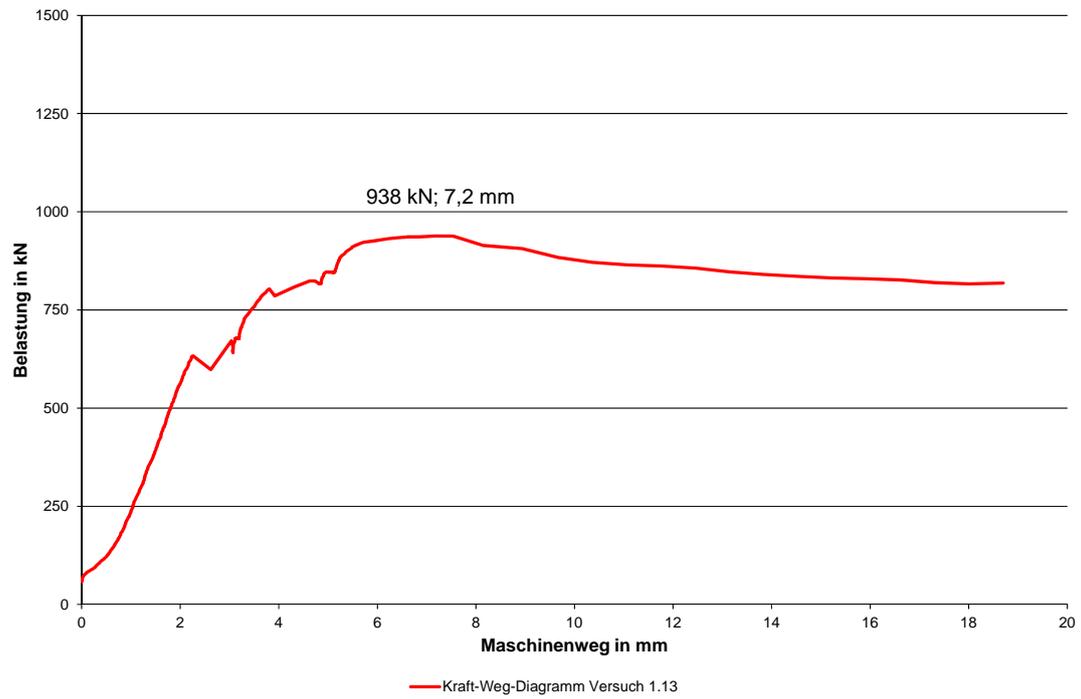


Abbildung A.35: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.13



Abbildung A.36: Oberseite Versuchskörper 1.13 nach Versuchsende



Abbildung A.37: Unterseite Versuchskörper 1.13 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.14	60	6,3	168,3	211	Stahl

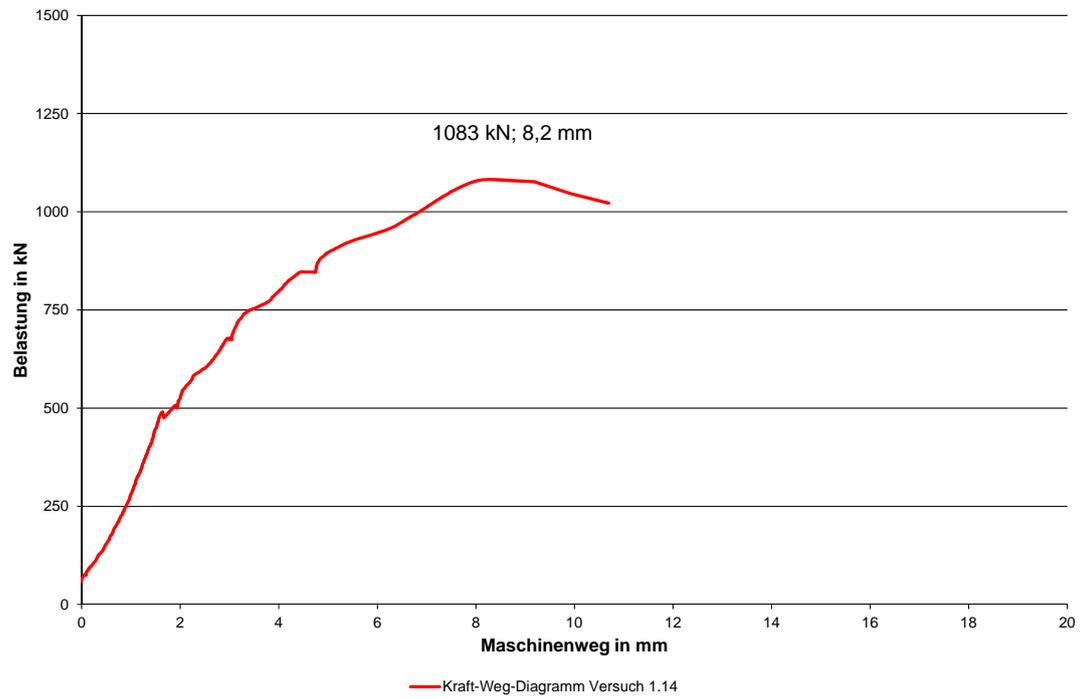


Abbildung A.38: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.14



Abbildung A.39: Oberseite Versuchskörper 1.14 nach Versuchsende



Abbildung A.40: Unterseite Versuchskörper 1.14 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.15	65 + 10	7,1	168,3	189	Stahl

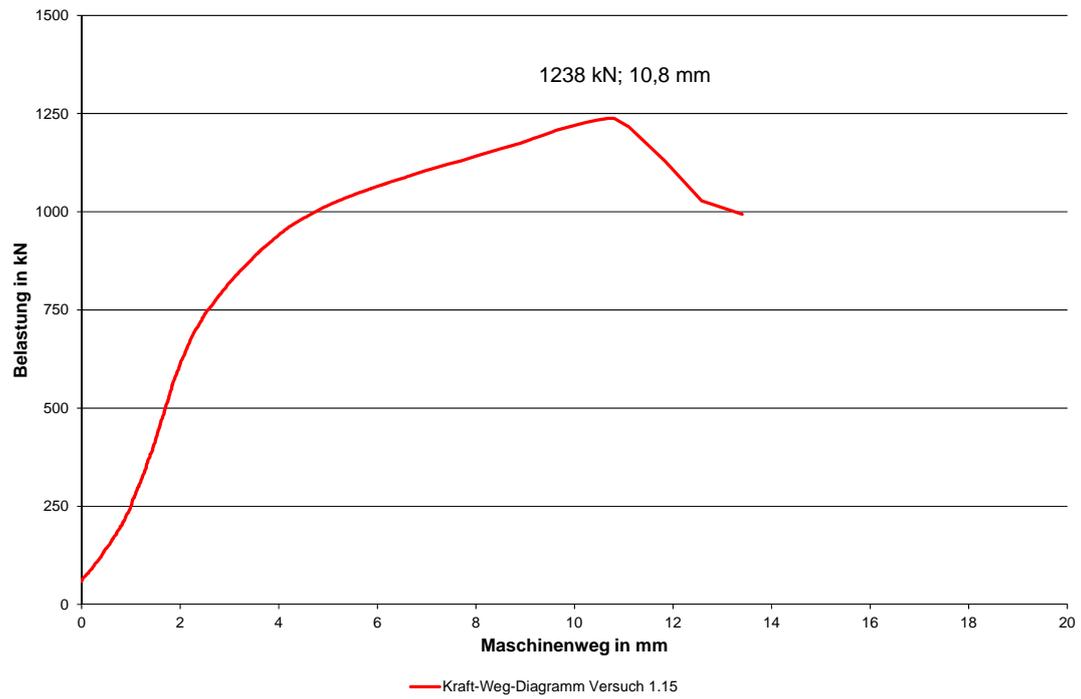


Abbildung A.41: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.15



Abbildung A.42: Oberseite Versuchskörper 1.15 nach Versuchsende



Abbildung A.43: Unterseite Versuchskörper 1.15 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.16	55	7,1	168,3	181	Stahl

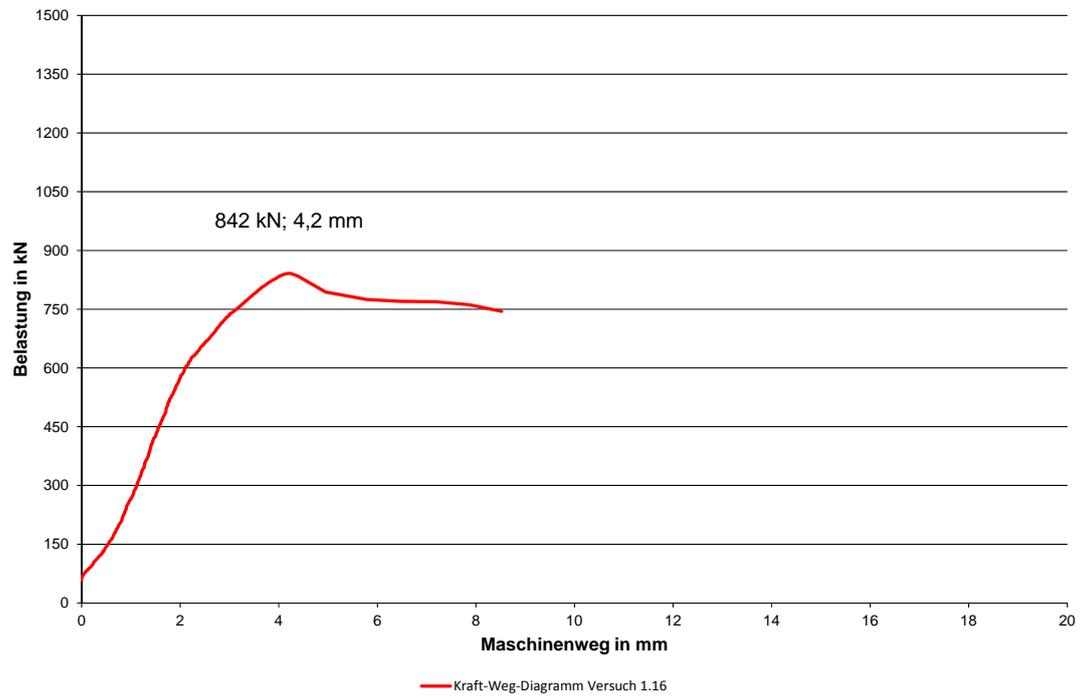


Abbildung A.44: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.16



Abbildung A.45: Oberseite Versuchskörper 1.16 nach Versuchsende



Abbildung A.46: Unterseite Versuchskörper 1.16 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.17	65	7,1	168,3	181	Stahl

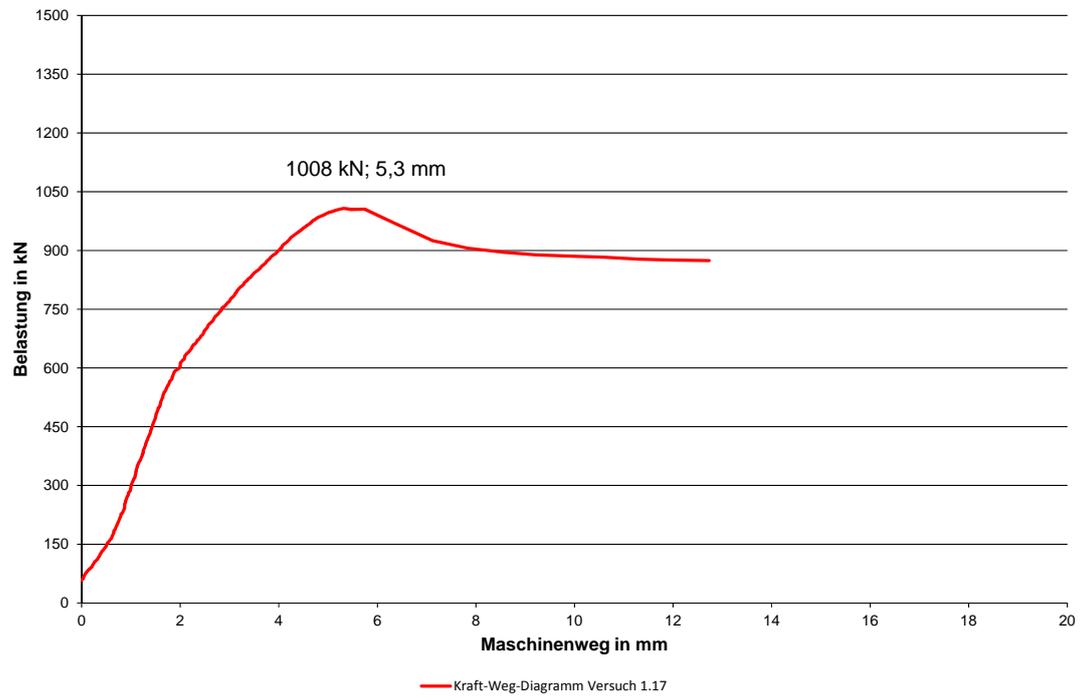


Abbildung A.47: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.17



Abbildung A.48: Oberseite Versuchskörper 1.17 nach Versuchsende



Abbildung A.49: Unterseite Versuchskörper 1.17 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.19	100	11	244,5	160	Stahl

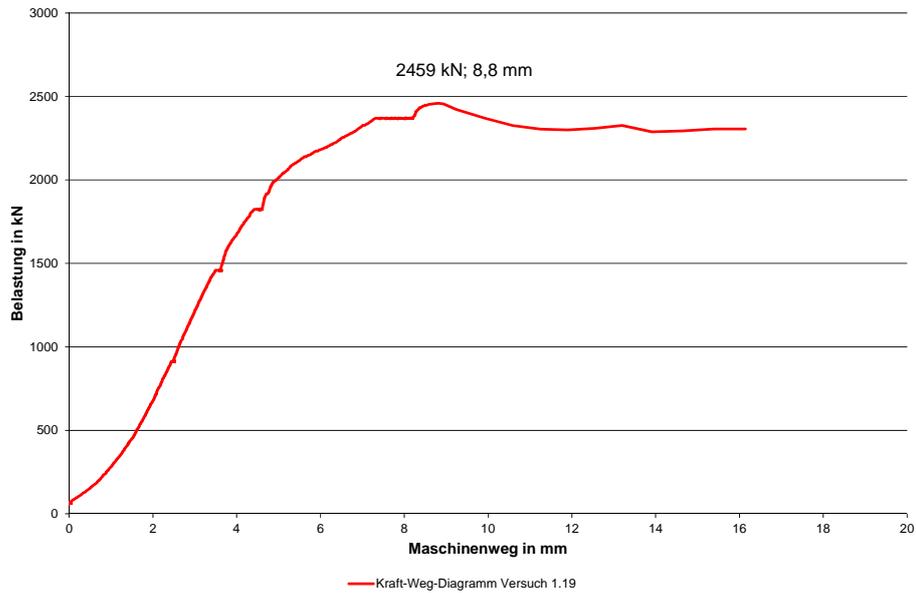


Abbildung A.50: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.19

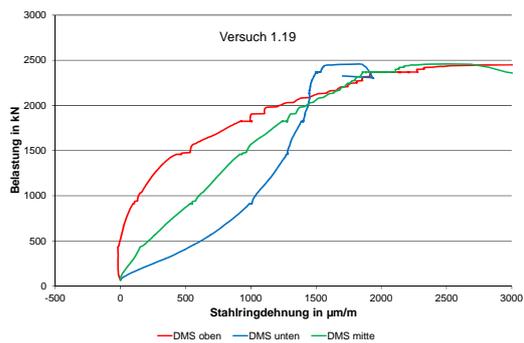


Abbildung A.51: Stahlringdehnungen Versuch 1.19

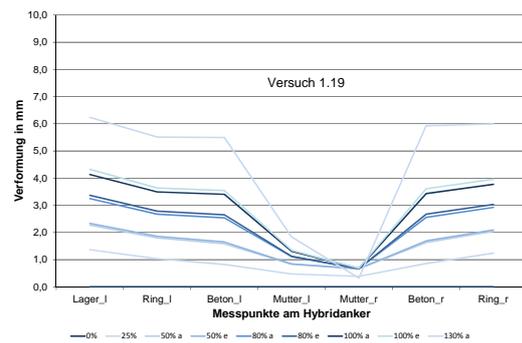


Abbildung A.52: Verformung Versuch 1.19



Abbildung A.53: Oberseite Versuchskörper 1.19 nach Versuchsende



Abbildung A.54: Unterseite Versuchskörper 1.19 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.20	100	11	244,5	160	Stahl

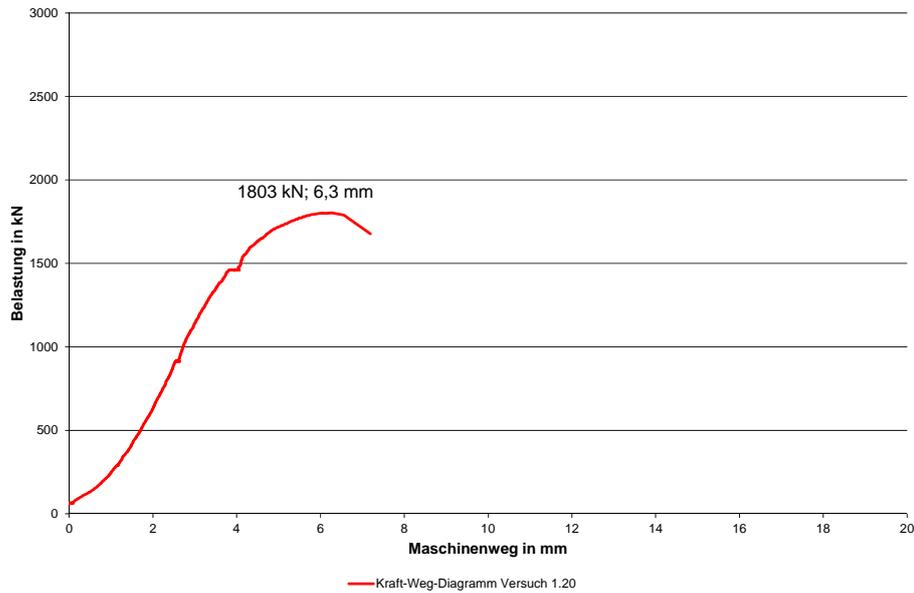


Abbildung A.55: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.20

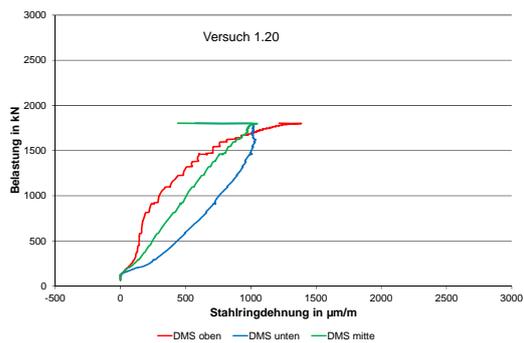


Abbildung A.56: Stahlingdehnungen Versuch 1.20

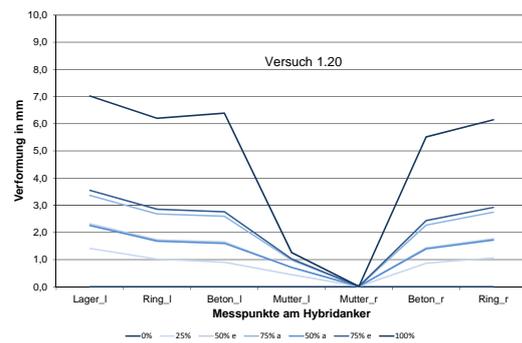


Abbildung A.57: Verformung Versuch 1.20



Abbildung A.58: Oberseite Versuchskörper 1.20 nach Versuchsende



Abbildung A.59: Unterseite Versuchskörper 1.20 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.21	100	11	244,5	178	Stahl

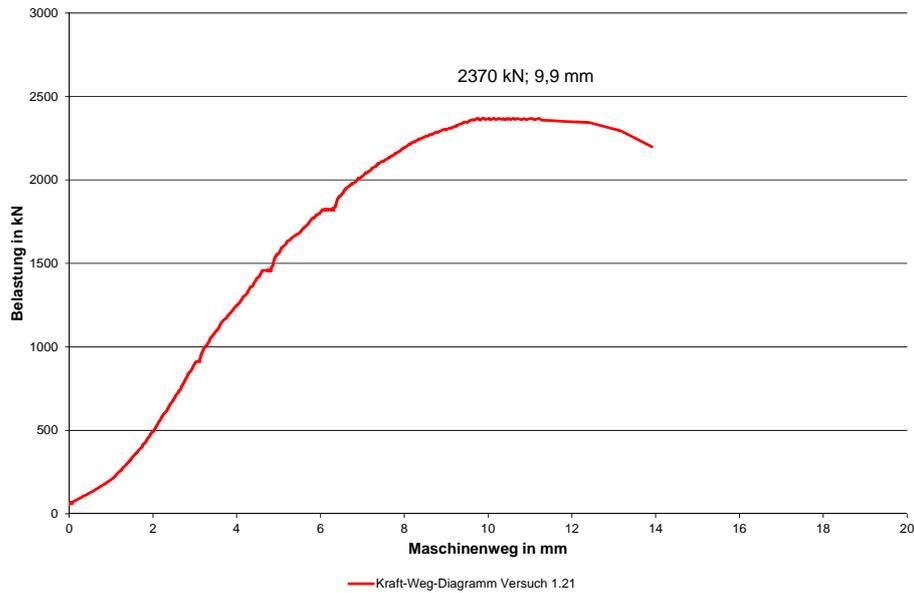


Abbildung A.60: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.21

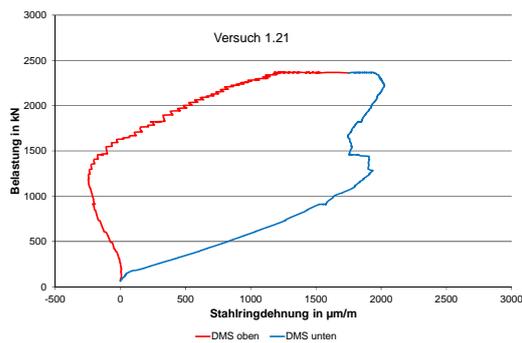


Abbildung A.61: Stahringdehnungen Versuch 1.21

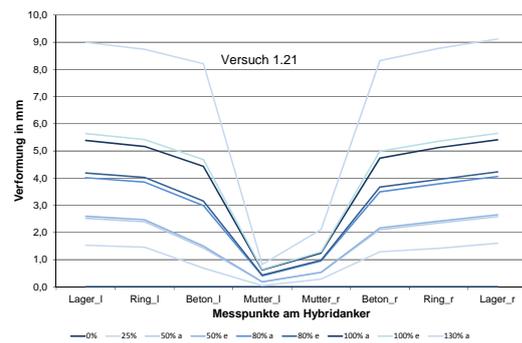


Abbildung A.62: Verformung Versuch 1.21



Abbildung A.63: Oberseite Versuchskörper 1.21 nach Versuchsende



Abbildung A.64: Unterseite Versuchskörper 1.21 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.22	100	11	244,5	178	Stahl

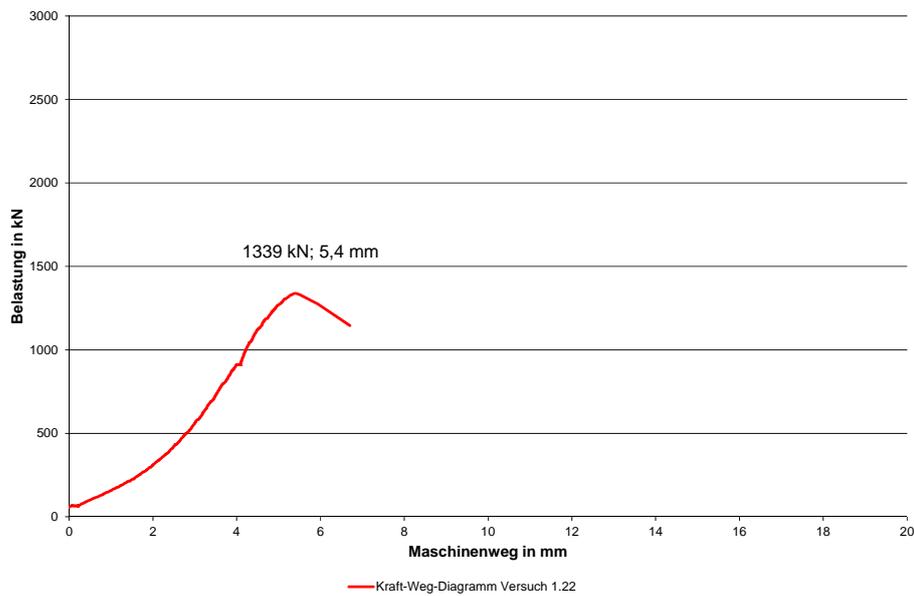


Abbildung A.65: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.22

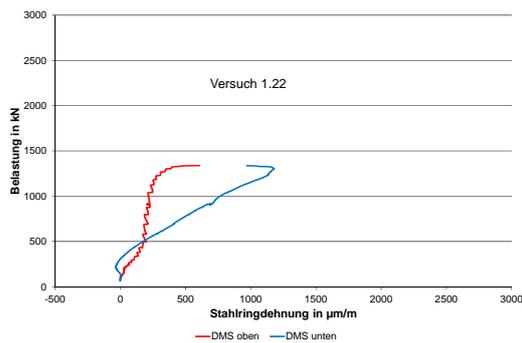


Abbildung A.66: Stahlingdehnungen Versuch 1.22

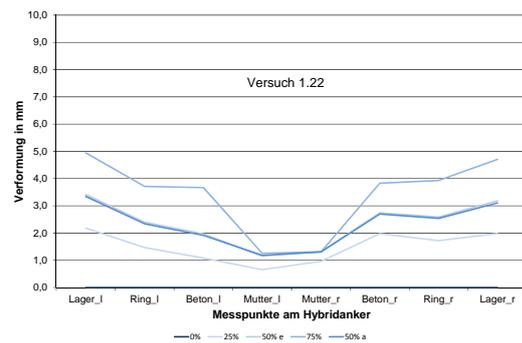


Abbildung A.67: Verformung Versuch 1.22



Abbildung A.68: Oberseite Versuchskörper 1.22 nach Versuchsende



Abbildung A.69: Unterseite Versuchskörper 1.22 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.23	105	14,2	298,5	185	Stahl

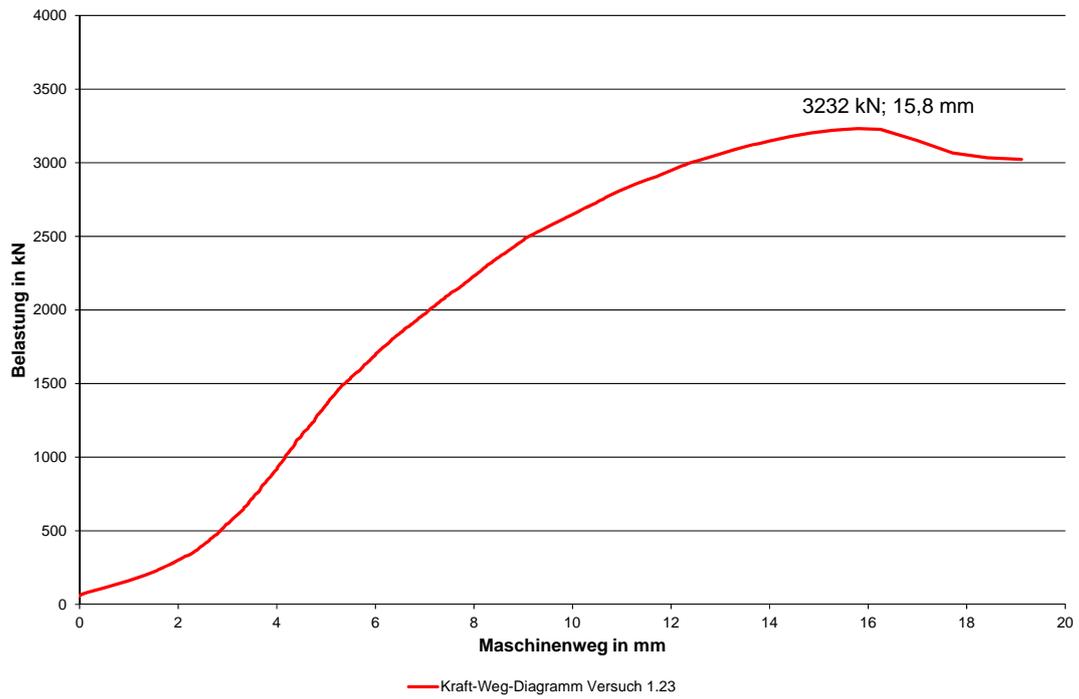


Abbildung A.70: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.23



Abbildung A.71: Oberseite Versuchskörper 1.23 nach Versuchsende



Abbildung A.72: Unterseite Versuchskörper 1.23 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.24	110	6	295	185	CFK

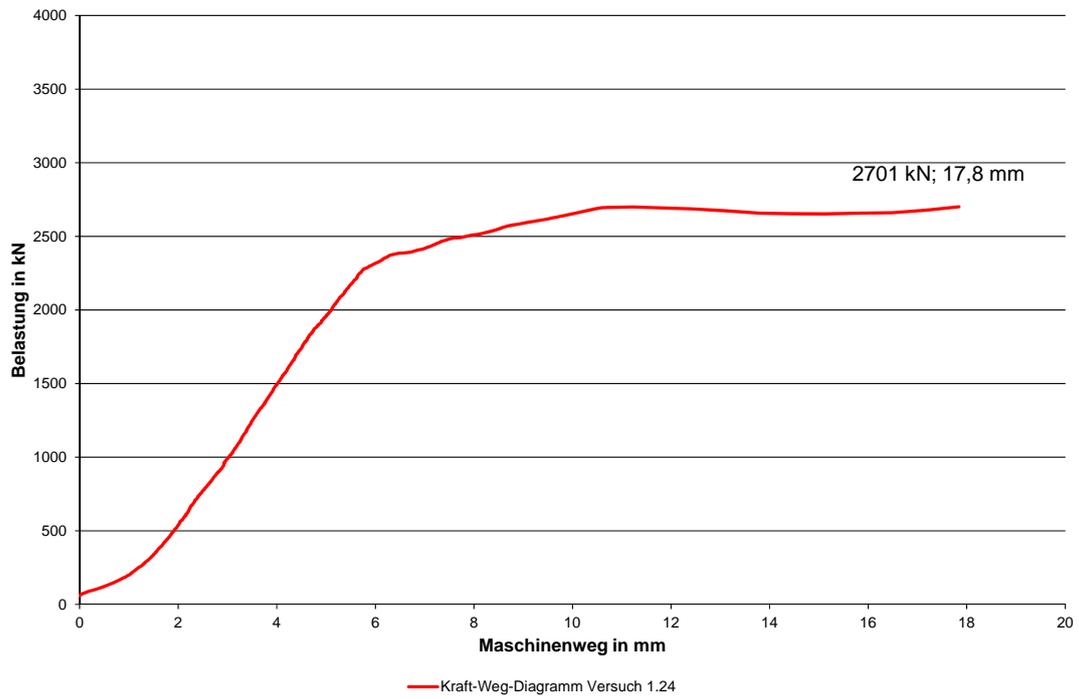


Abbildung A.73: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.24



Abbildung A.74: Oberseite Versuchskörper 1.24 nach Versuchsende



Abbildung A.75: Unterseite Versuchskörper 1.24 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.25	110	4	295	215	CFK

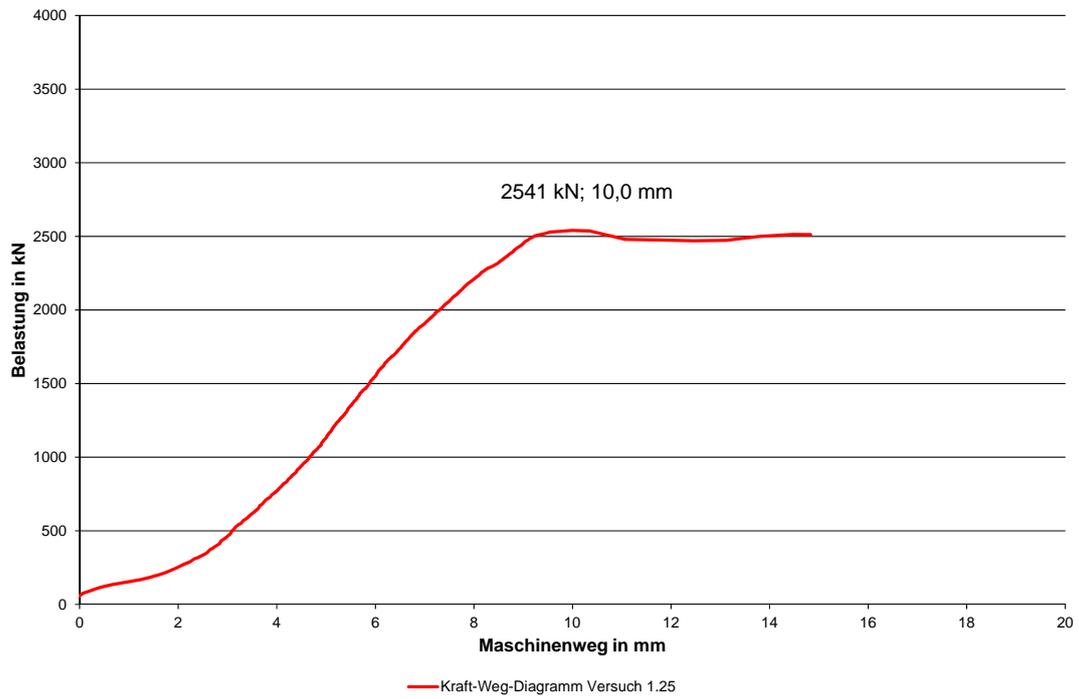


Abbildung A.76: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.25



Abbildung A.77: Oberseite Versuchskörper 1.25 nach Versuchsende



Abbildung A.78: Unterseite Versuchskörper 1.25 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.27	105	14,2	298,5	183	Stahl

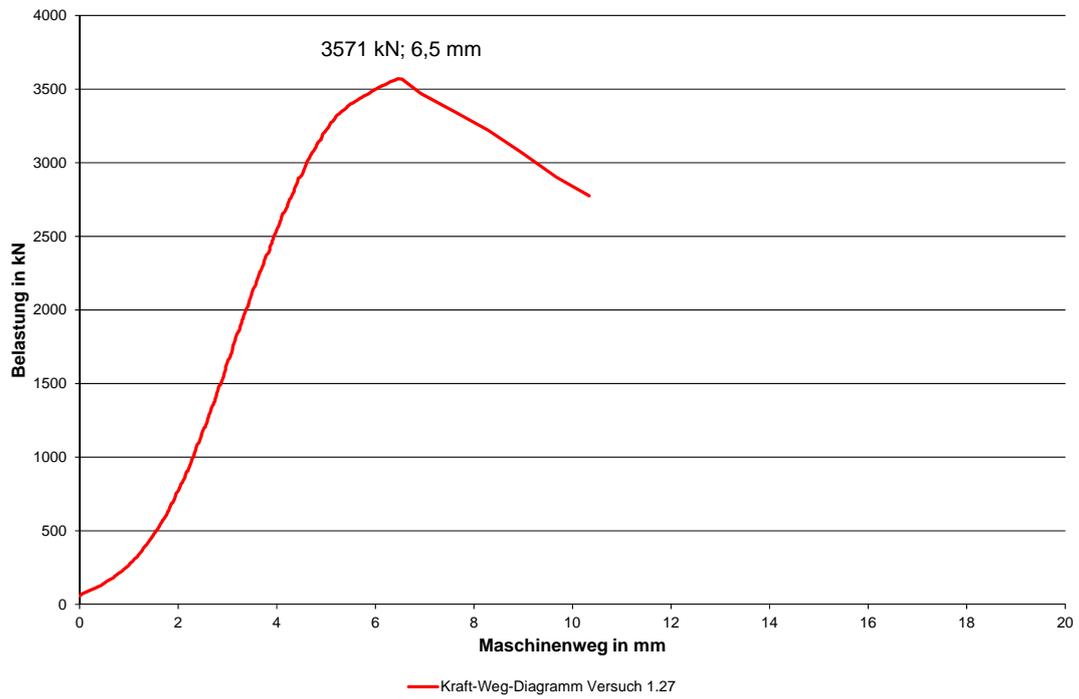


Abbildung A.79: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.27



Abbildung A.80: Oberseite Versuchskörper 1.27 nach Versuchsende



Abbildung A.81: Unterseite Versuchskörper 1.27 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.28	105	14,2	298,5	191	Stahl

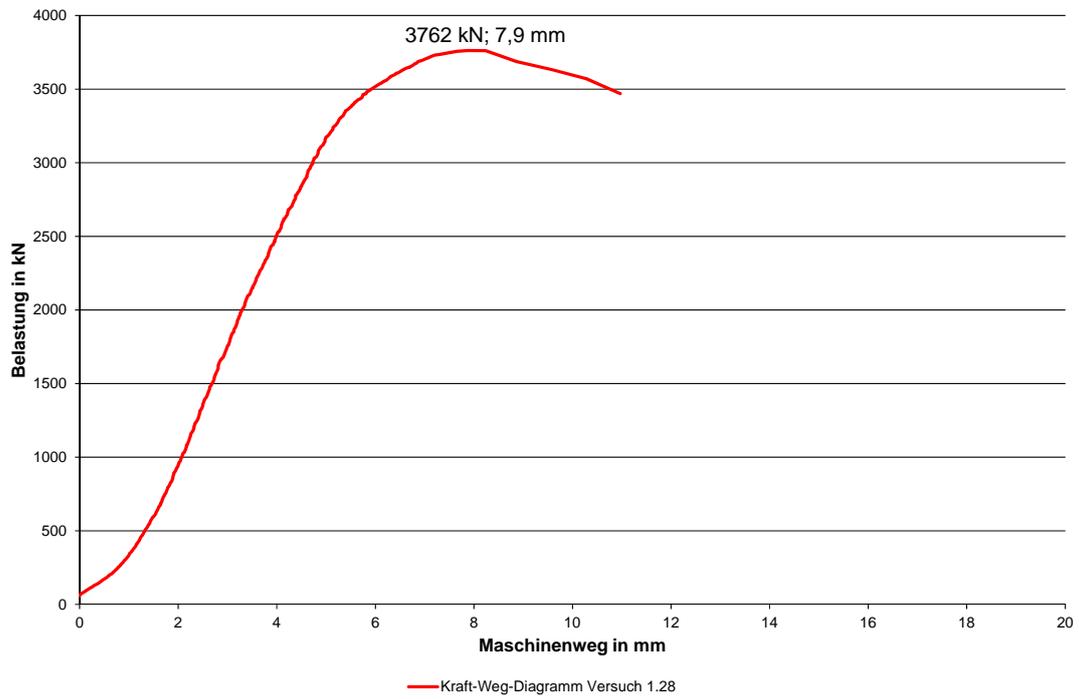


Abbildung A.82: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.28



Abbildung A.83: Oberseite Versuchskörper 1.28 nach Versuchsende



Abbildung A.84: Unterseite Versuchskörper 1.28 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.30	140	16	343	178	Stahl

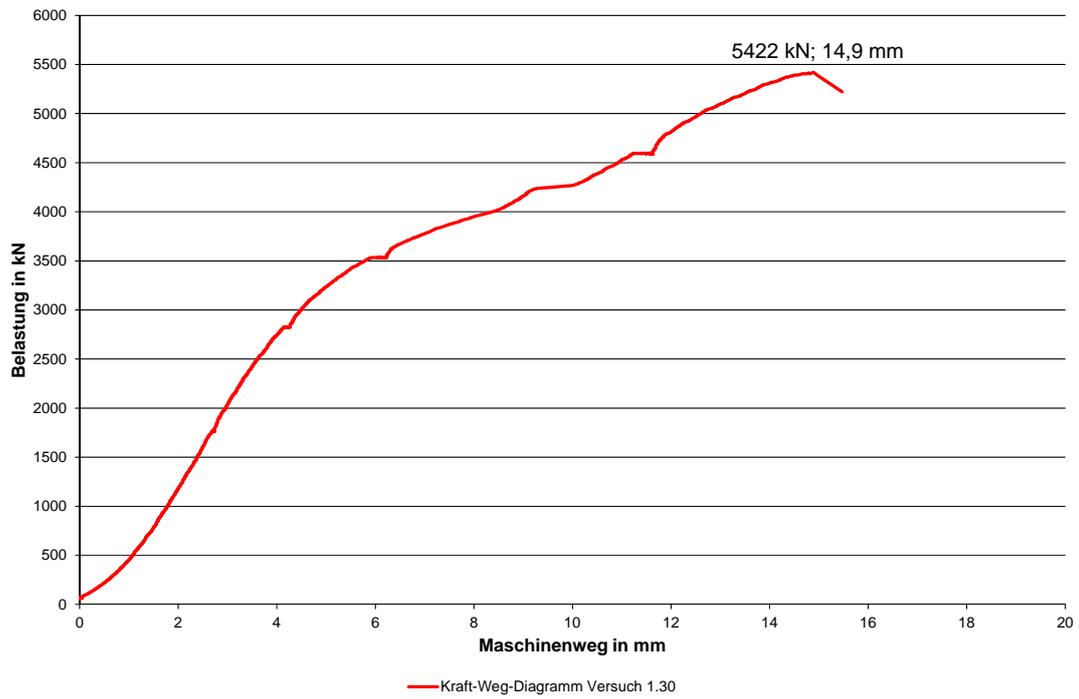


Abbildung A.85: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.30

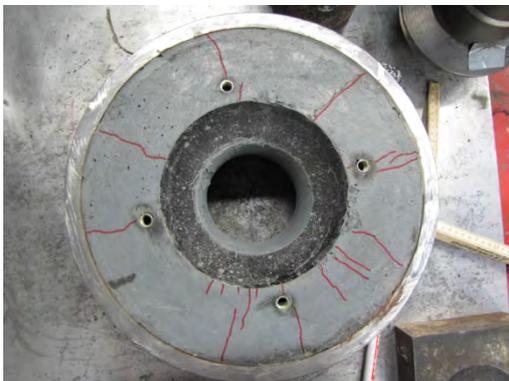


Abbildung A.86: Oberseite Versuchskörper 1.30 nach Versuchsende



Abbildung A.87: Unterseite Versuchskörper 1.30 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.31	140	16	343	178	Stahl

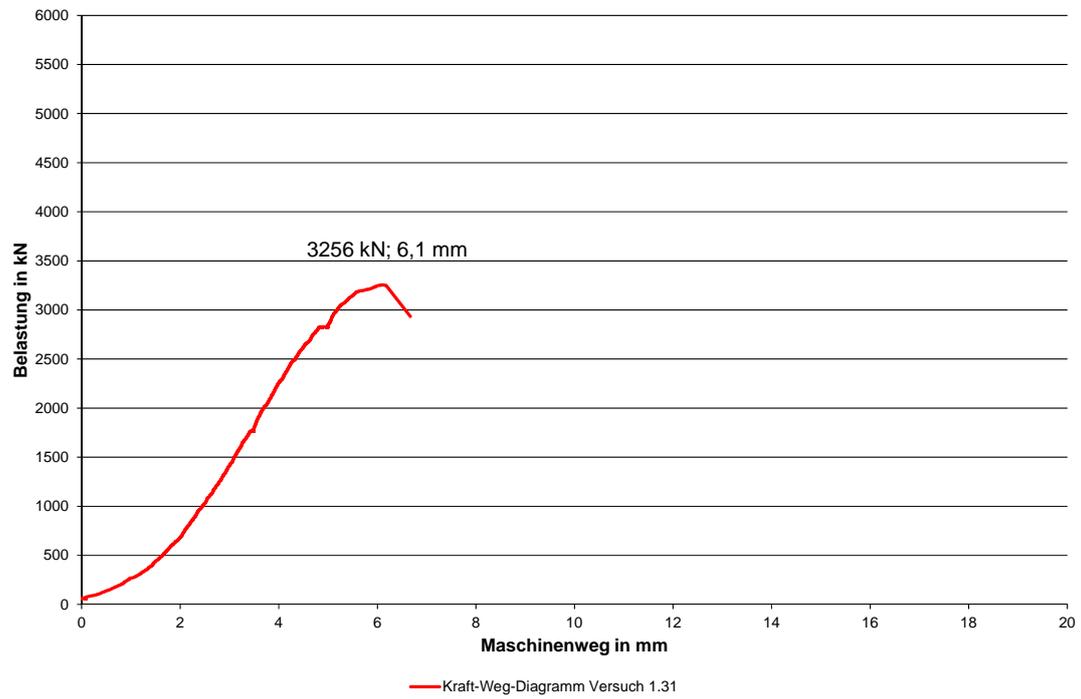


Abbildung A.88: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.31



Abbildung A.89: Oberseite Versuchskörper 1.31 nach Versuchsende



Abbildung A.90: Unterseite Versuchskörper 1.31 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.32	56	7,1	146	-	Stahl

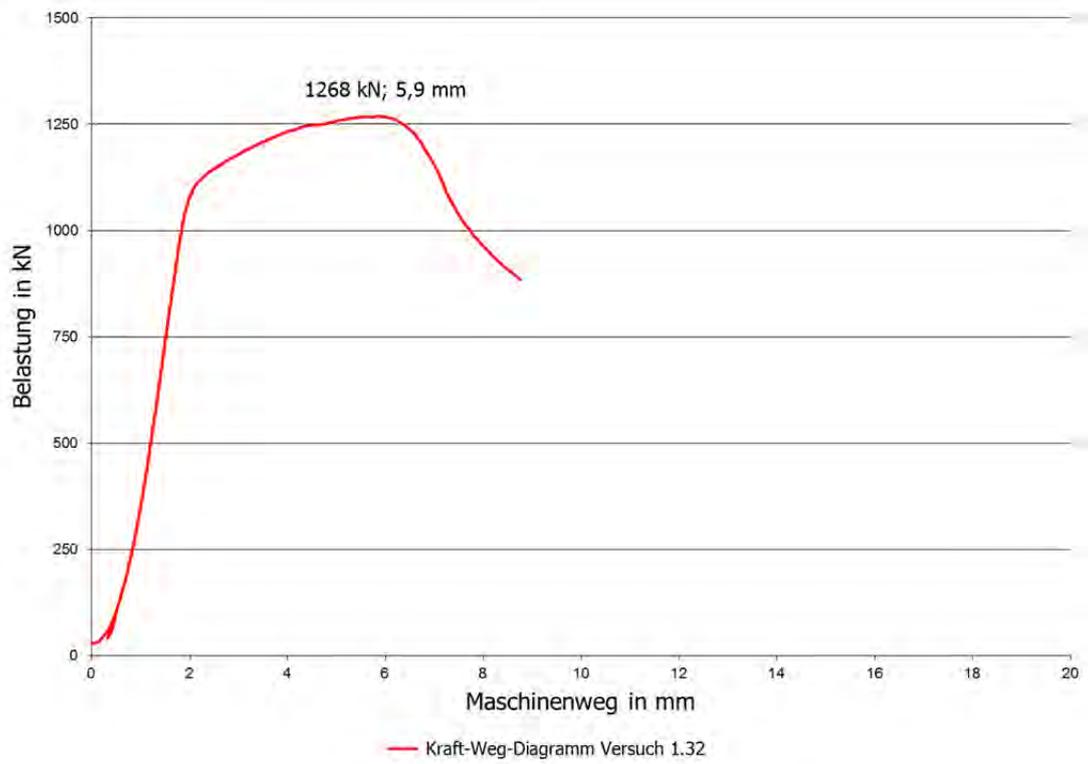


Abbildung A.91: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.32

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
1.33	56	7,1	146	-	Stahl

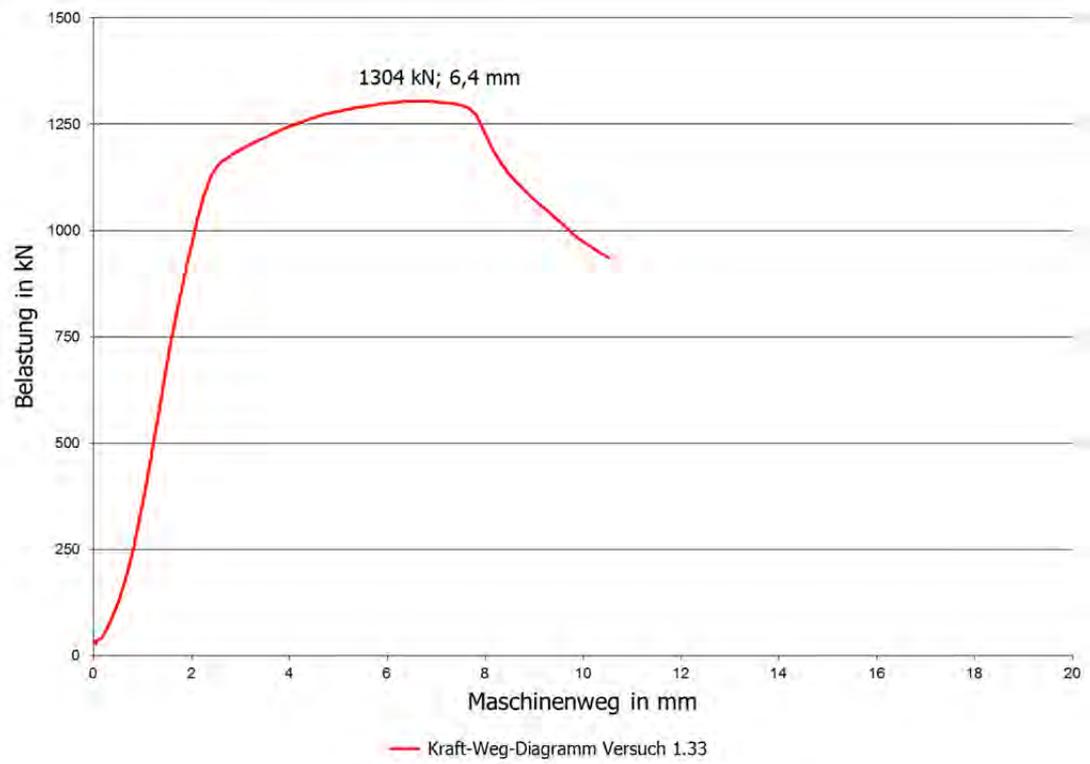


Abbildung A.92: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 1.33

A.2 Druckschwellversuche

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.2	65	7,1	168,3	190	Stahl

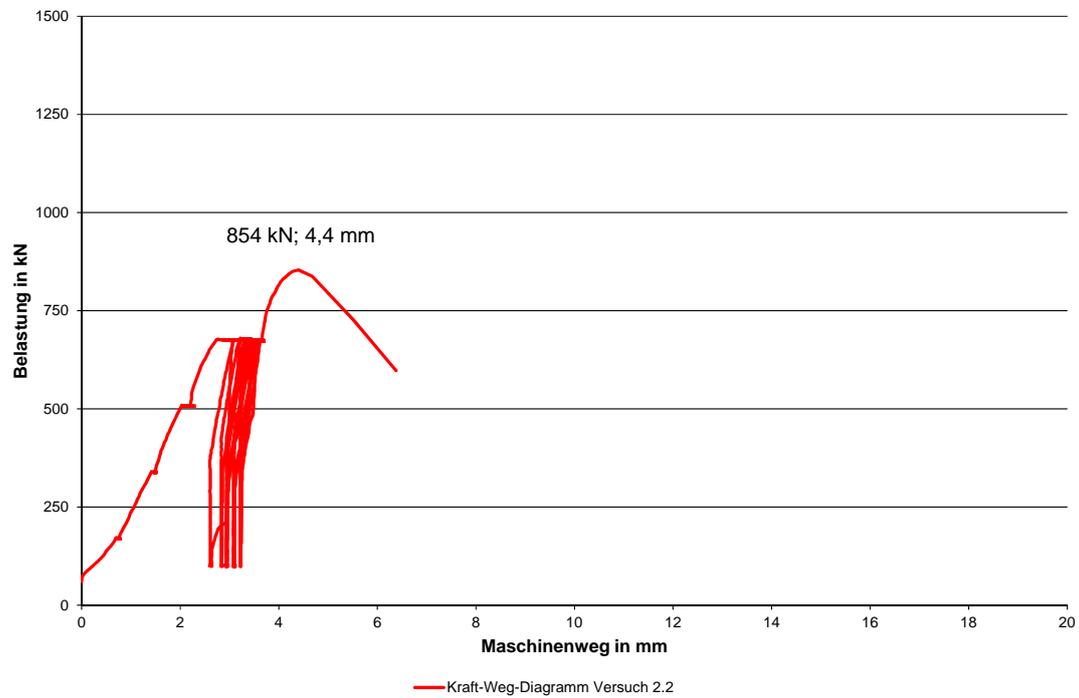


Abbildung A.93: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.2



Abbildung A.94: Oberseite Versuchskörper 2.2 nach Versuchsende



Abbildung A.95: Unterseite Versuchskörper 2.2 nach Versuchsende

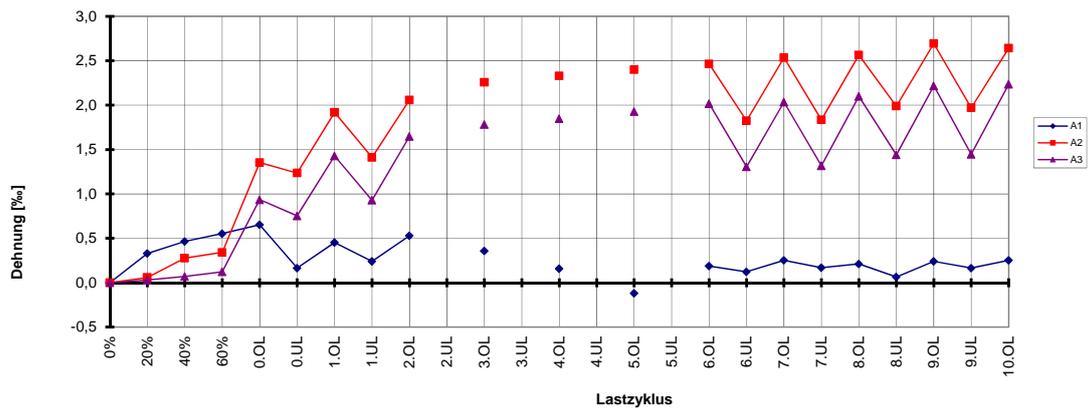


Abbildung A.96: Betonkörperdehnungen Versuch 2.2

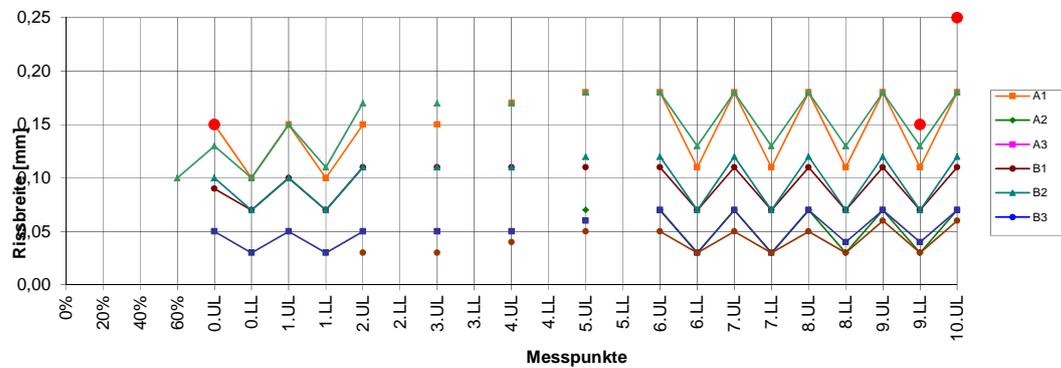


Abbildung A.97: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.2



Abbildung A.98: Seite A Betonkörper 2.2 nach Versuchsende

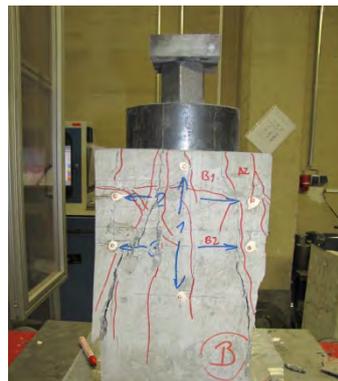


Abbildung A.99: Seite B Betonkörper 2.2 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.3	65	7,1	168,3	190	Stahl

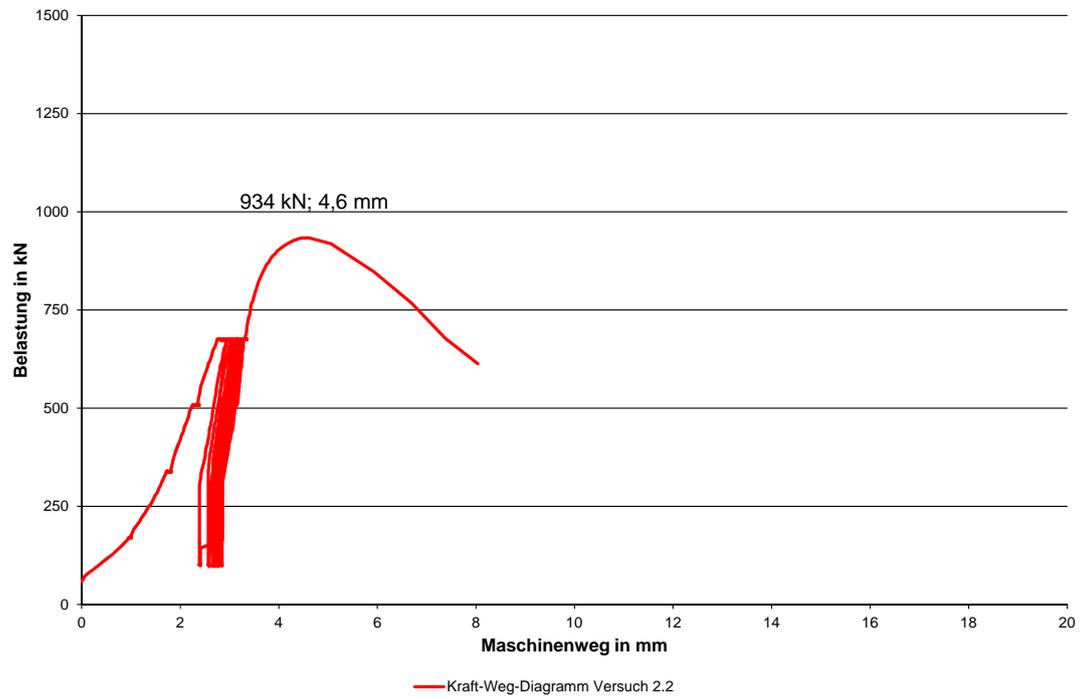


Abbildung A.100: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.3



Abbildung A.101: Oberseite Versuchskörper 2.3 nach Versuchsende



Abbildung A.102: Unterseite Versuchskörper 2.3 nach Versuchsende

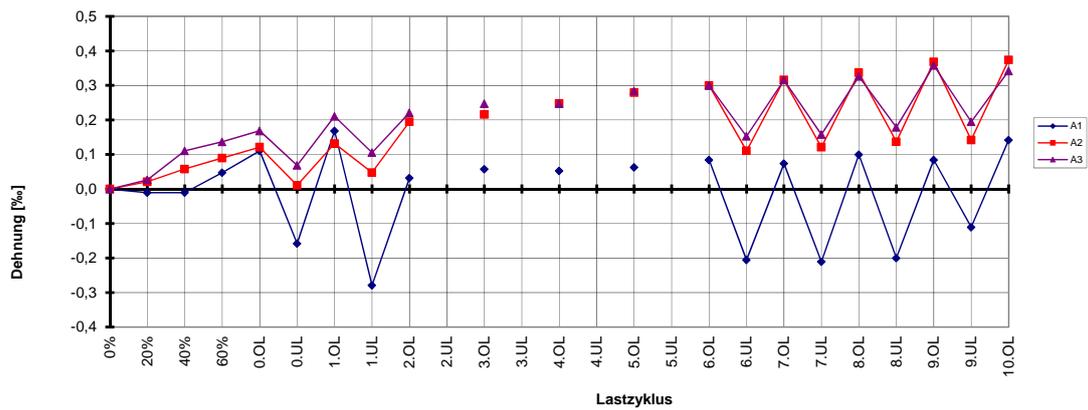


Abbildung A.103: Betonkörperdehnungen Versuch 2.3

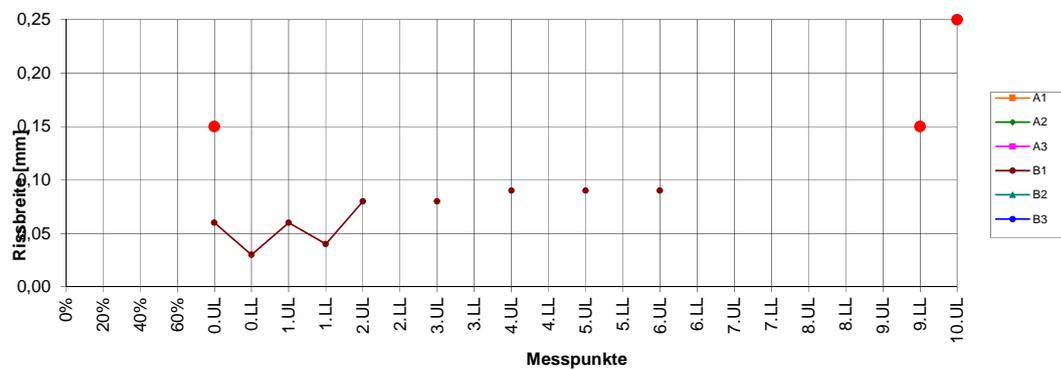


Abbildung A.104: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.3

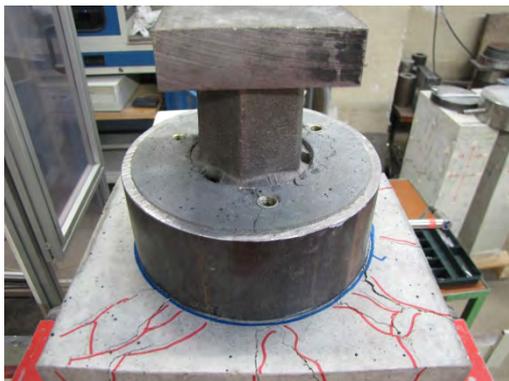


Abbildung A.105: Oberseite Betonkörper 2.3 nach Versuchsende

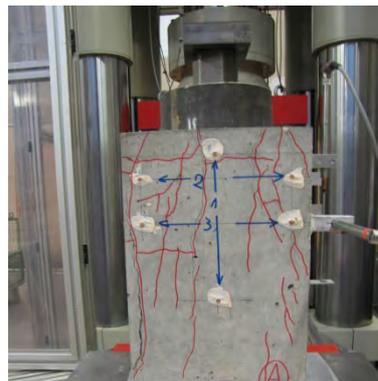


Abbildung A.106: Seite Betonkörper 2.3 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.4	65	7,1	168,3	191	Stahl

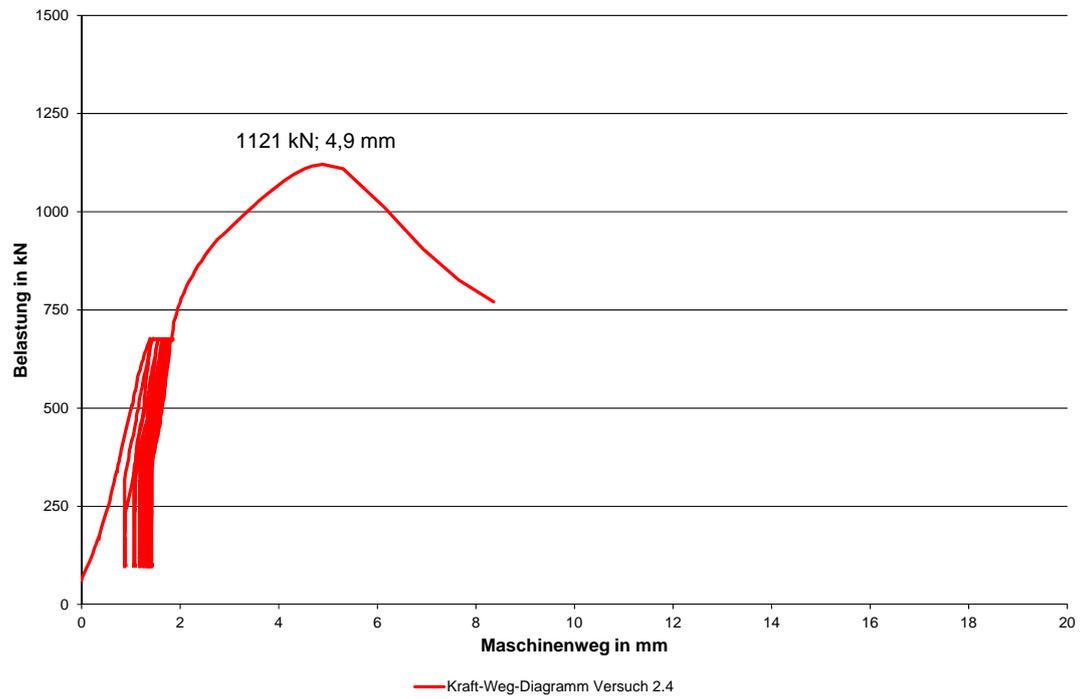


Abbildung A.107: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.4



Abbildung A.108: Oberseite Versuchskörper 2.4 nach Versuchsende

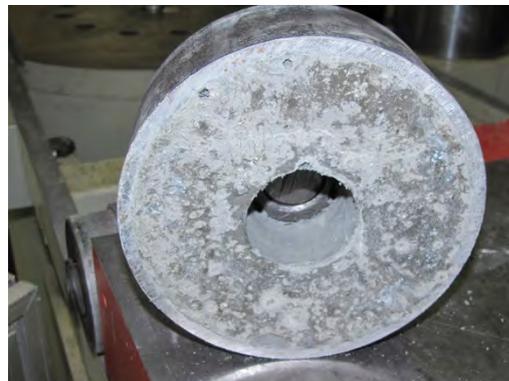


Abbildung A.109: Unterseite Versuchskörper 2.4 nach Versuchsende

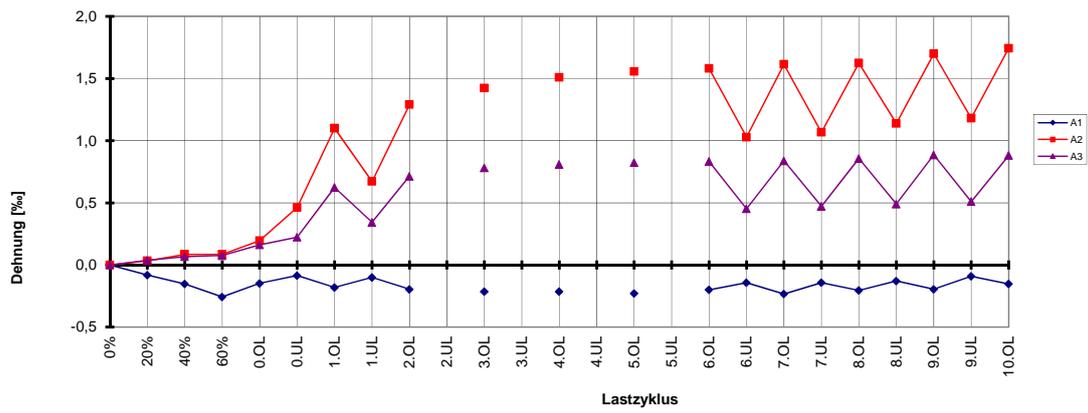


Abbildung A.110: Betonkörperdehnungen Versuch 2.4

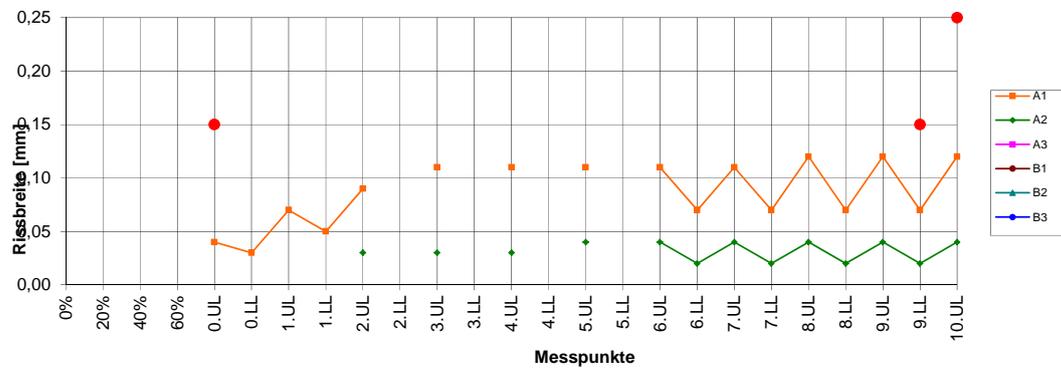


Abbildung A.111: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.4

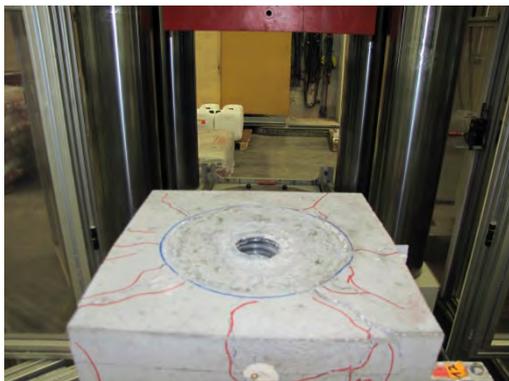


Abbildung A.112: Oberseite Betonkörper 2.4 nach Versuchsende

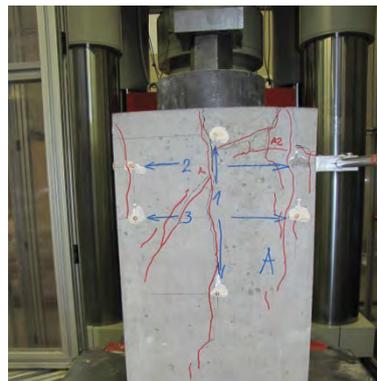


Abbildung A.113: Seite Betonkörper 2.4 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.5	95	11	244,5	178	Stahl

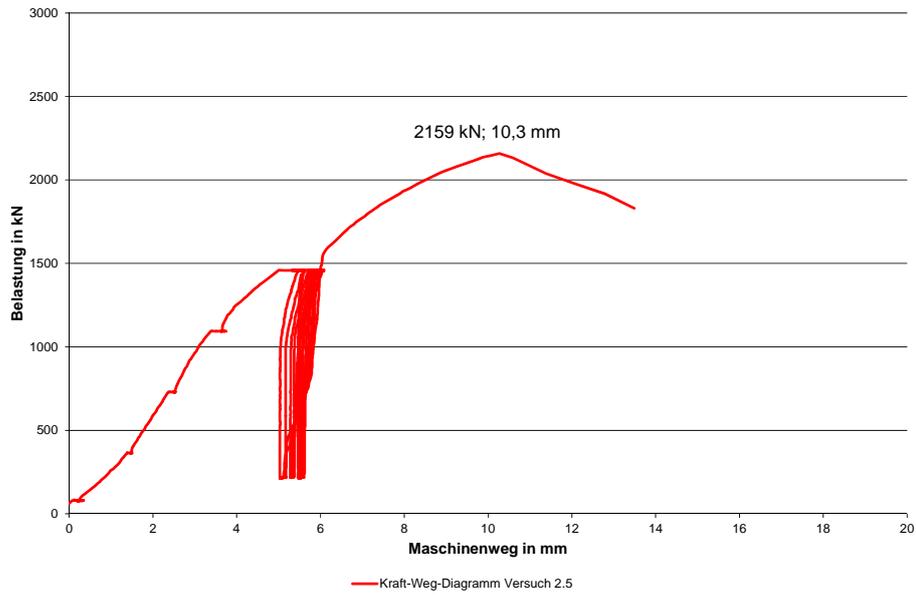


Abbildung A.114: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.5

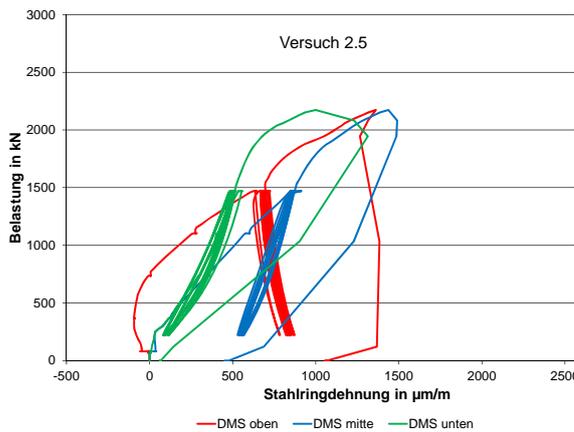


Abbildung A.115: Stahrlingdehnungen Versuch 2.5



Abbildung A.116: Oberseite Versuchskörper 2.5 nach Versuchsende



Abbildung A.117: Unterseite Versuchskörper 2.5 nach Versuchsende

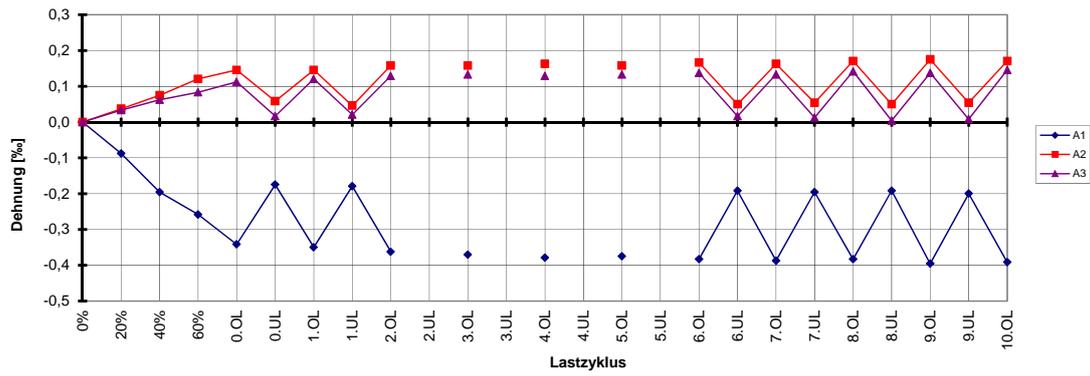


Abbildung A.118: Betonkörperdehnungen Versuch 2.5

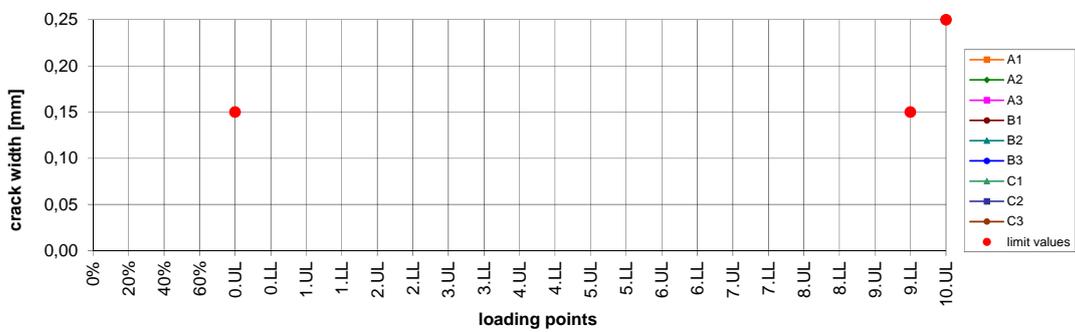


Abbildung A.119: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.5



Abbildung A.120: Oberseite Betonkörper 2.5 nach Versuchsende



Abbildung A.121: Seite Betonkörper 2.5 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.6	95	11	244,5	183	Stahl

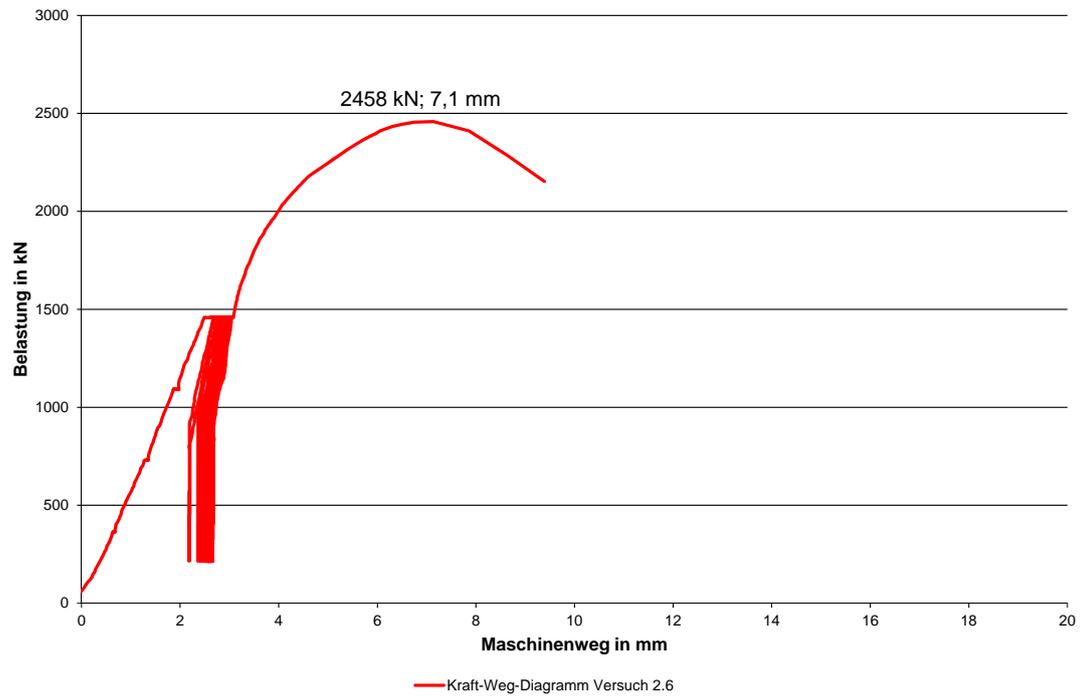


Abbildung A.122: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.6



Abbildung A.123: Oberseite Versuchskörper 2.6 nach Versuchsende

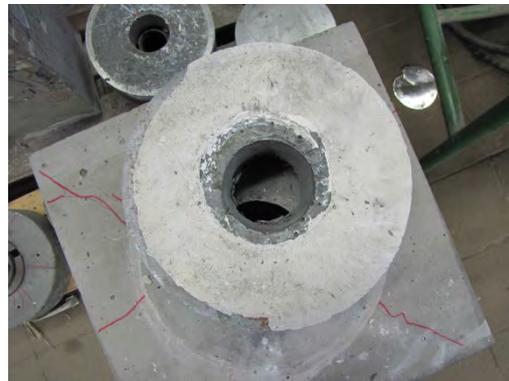


Abbildung A.124: Unterseite Versuchskörper 2.6 nach Versuchsende

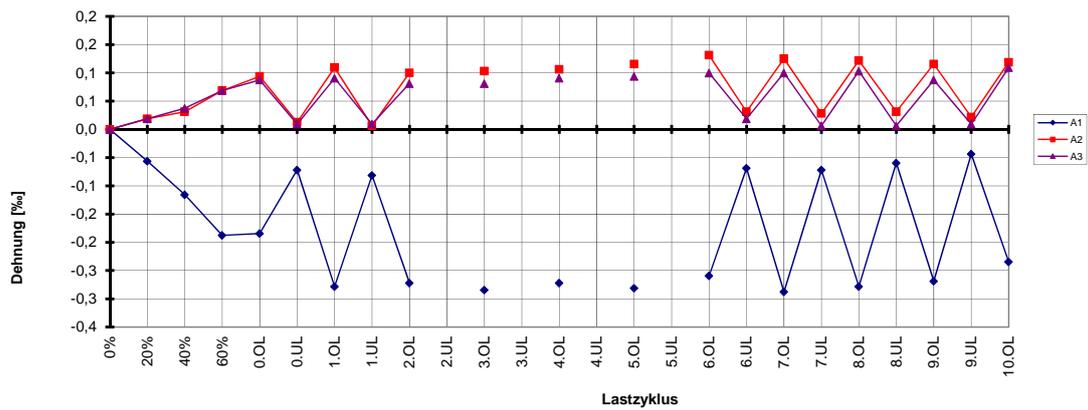


Abbildung A.125: Betonkörperdehnungen Versuch 2.6

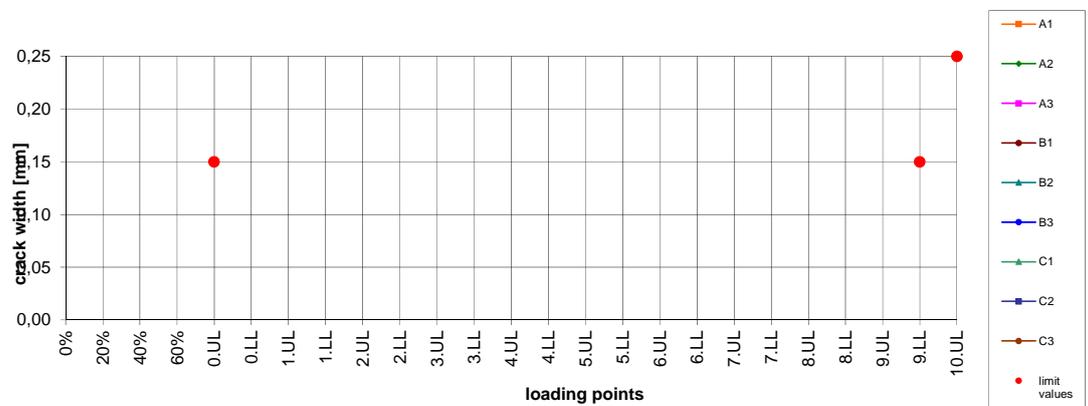


Abbildung A.126: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.6

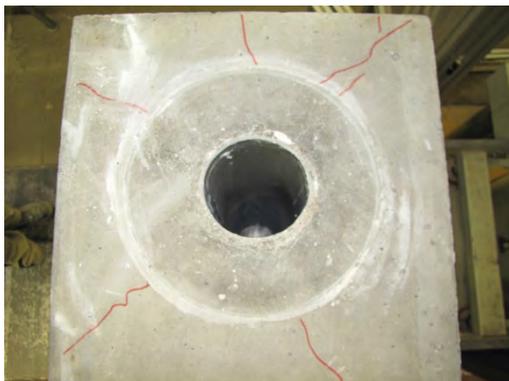


Abbildung A.127: Oberseite Betonkörper 2.6 nach Versuchsende



Abbildung A.128: Seite Betonkörper 2.6 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.7	105	14,2	298,5	183	Stahl

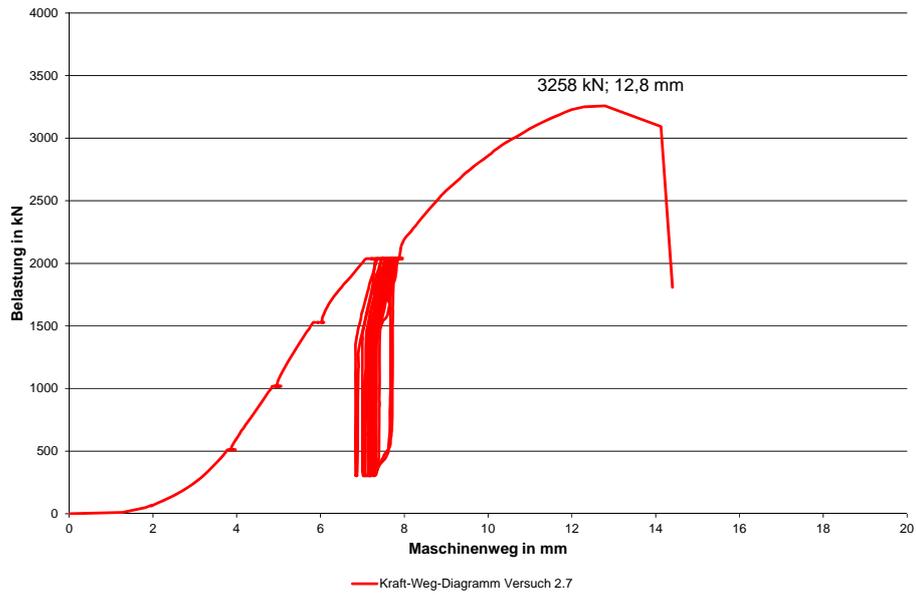


Abbildung A.129: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.7

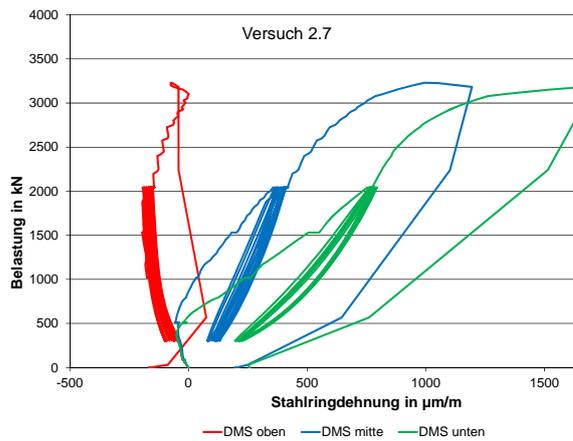


Abbildung A.130: Stahlringdehnungen Versuch 2.7



Abbildung A.131: Oberseite Versuchskörper 2.7 nach Versuchsende



Abbildung A.132: Unterseite Versuchskörper 2.7 nach Versuchsende

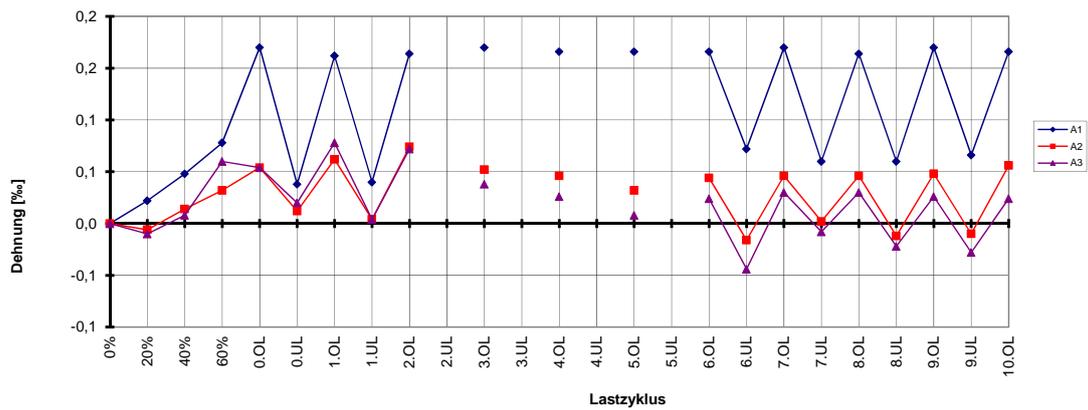


Abbildung A.133: Betonkörperdehnungen Versuch 2.7

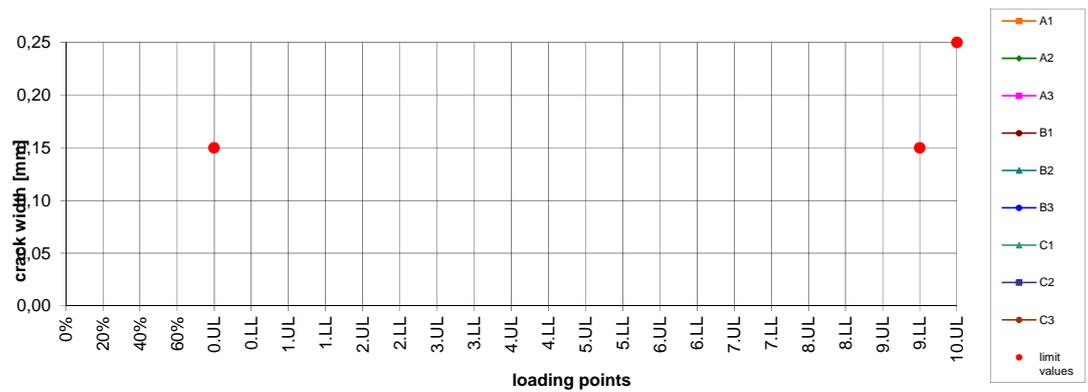


Abbildung A.134: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.7



Abbildung A.135: Oberseite Betonkörper 2.7 nach Versuchsende



Abbildung A.136: Seite Betonkörper 2.7 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.8	105	14,2	298,5	183	Stahl

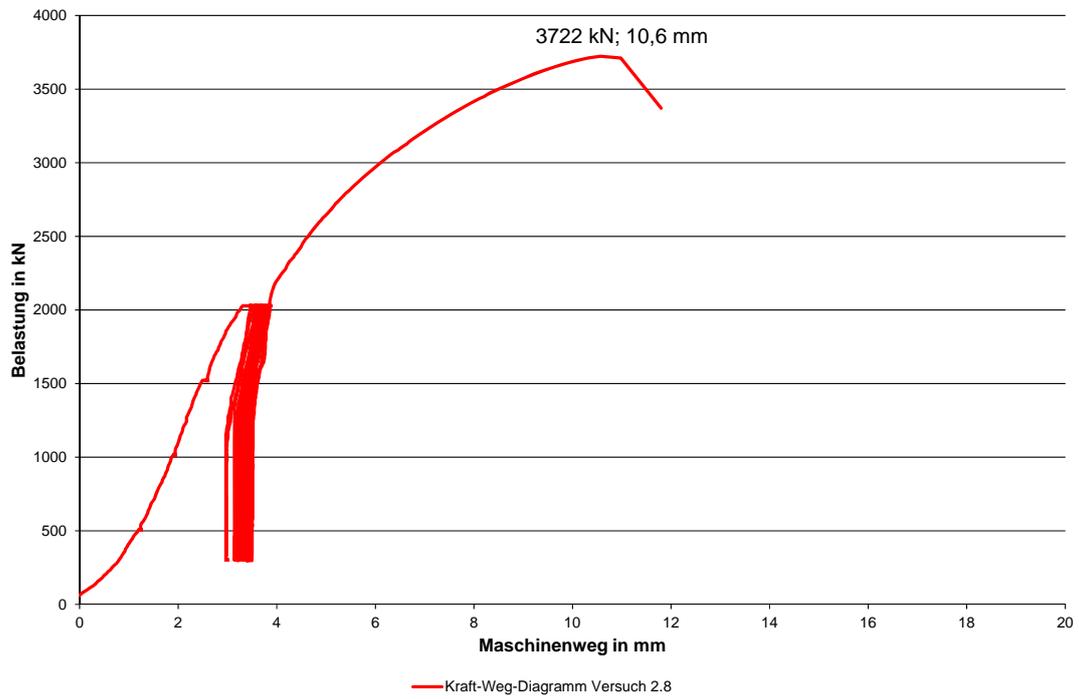


Abbildung A.137: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.8



Abbildung A.138: Oberseite Versuchskörper 2.8 nach Versuchsende



Abbildung A.139: Unterseite Versuchskörper 2.8 nach Versuchsende

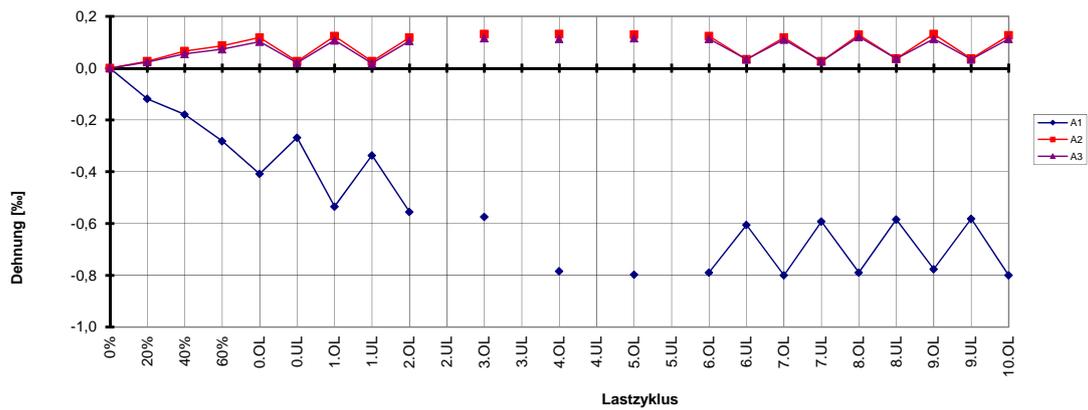


Abbildung A.140: Betonkörperdehnungen Versuch 2.8

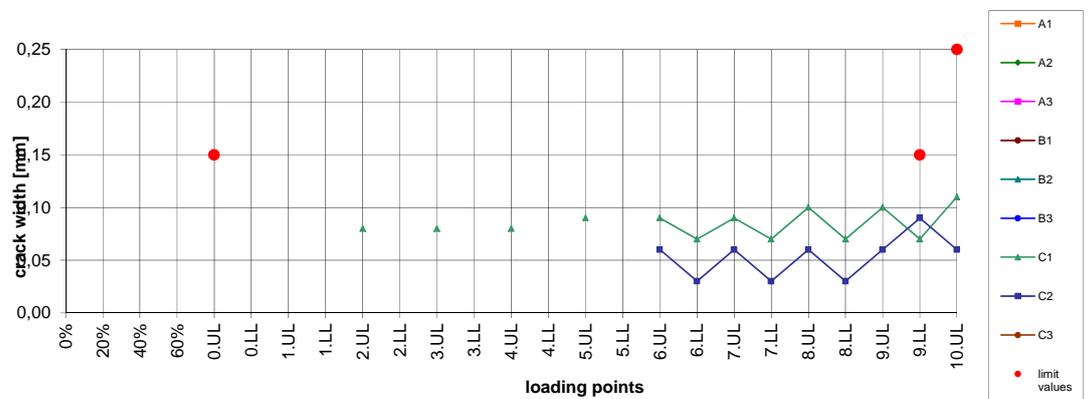


Abbildung A.141: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.8



Abbildung A.142: Oberseite Betonkörper 2.8 nach Versuchsende

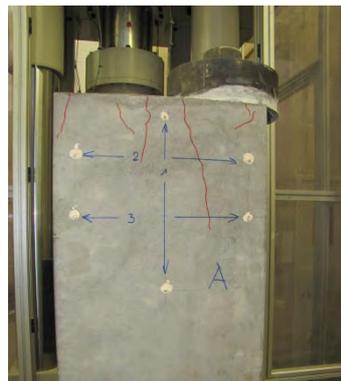


Abbildung A.143: Seite Betonkörper 2.8 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung
2.9	75	6,3	168,3	185	Stahl

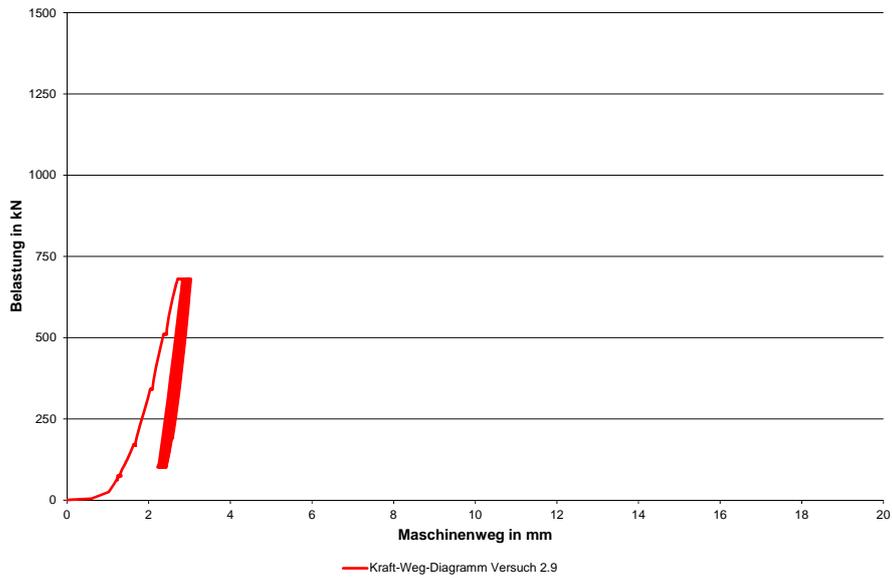


Abbildung A.144: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 2.9

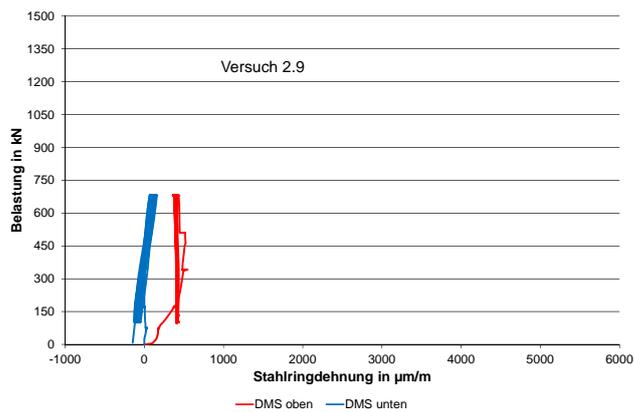


Abbildung A.145: Stahlingdehnungen Versuch 2.9



Abbildung A.146: Oberseite Versuchskörper 2.9 nach Versuchsende



Abbildung A.147: Unterseite Versuchskörper 2.9 nach 10. Oberlast

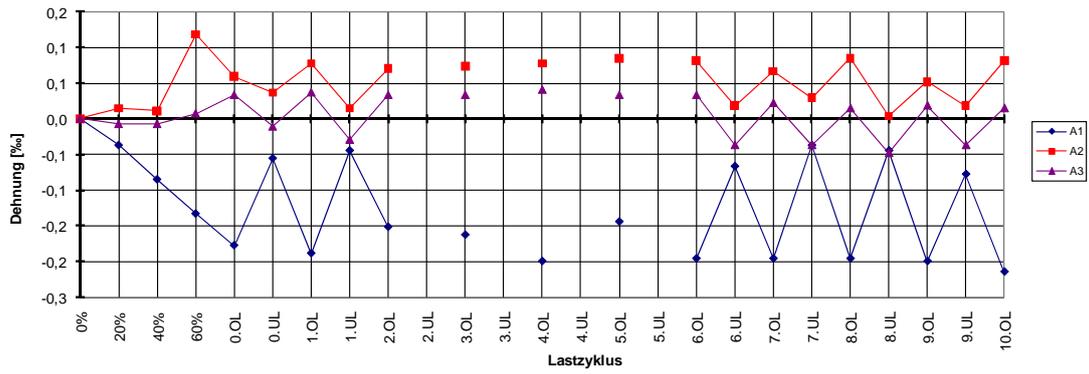


Abbildung A.148: Betonkörperdehnungen Versuch 2.9

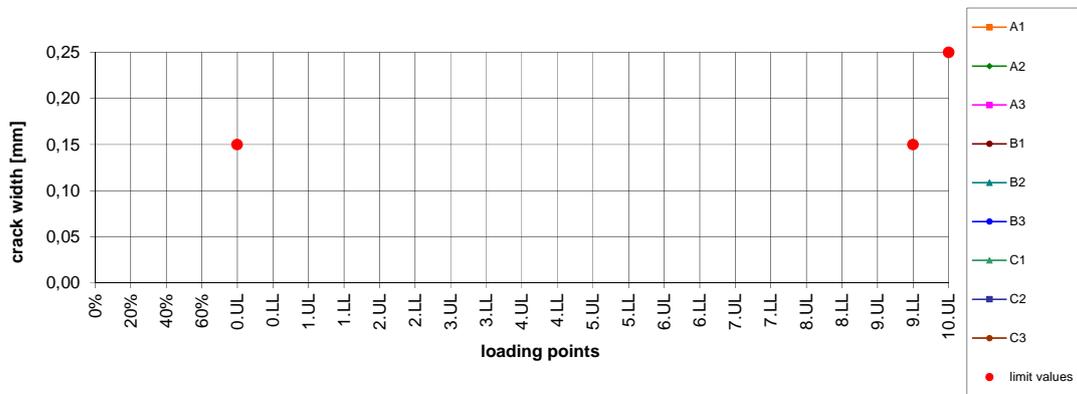


Abbildung A.149: Risse im Betonkörper während der Durchführung Versuch 2.9

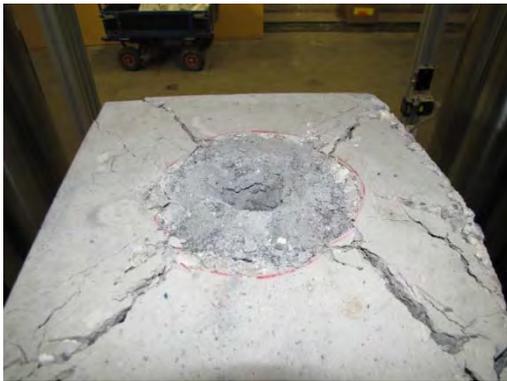


Abbildung A.150: Oberseite Betonkörper 2.9 nach Versuchsende



Abbildung A.151: Seite Betonkörper 2.9 nach Versuchsende

A.3 Dauerstandversuche

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Belastung [kN]	Belastungsdauer [h]
4.2	56	7,1	146	186	Stahl	835,0	~ 7

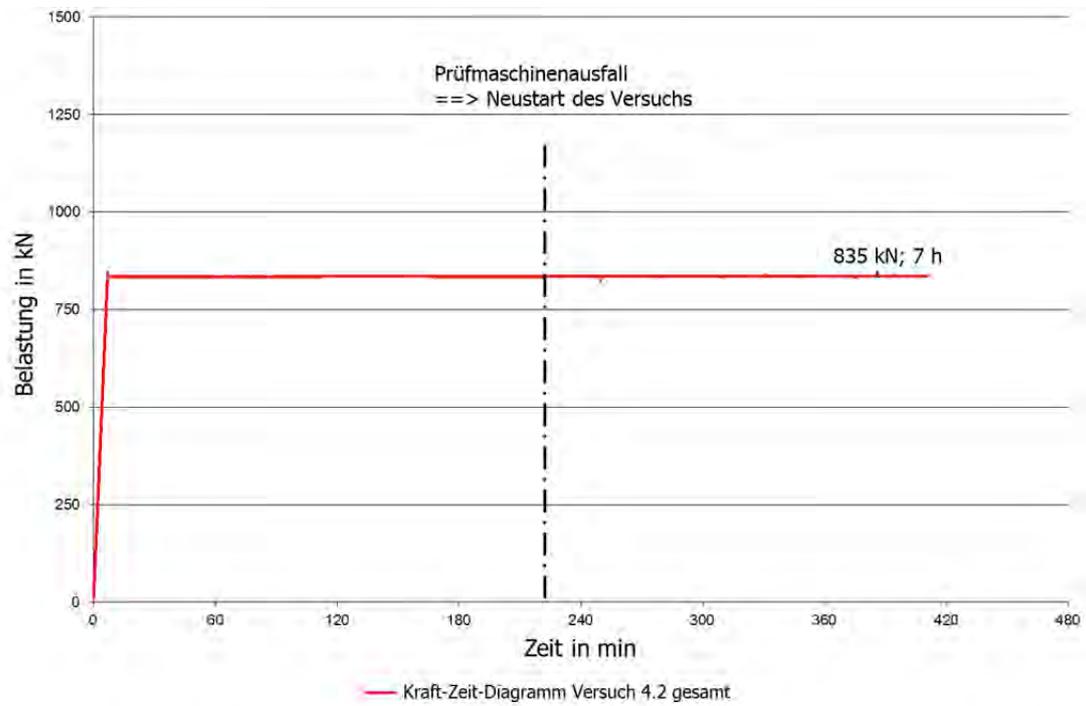


Abbildung A.152: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.2

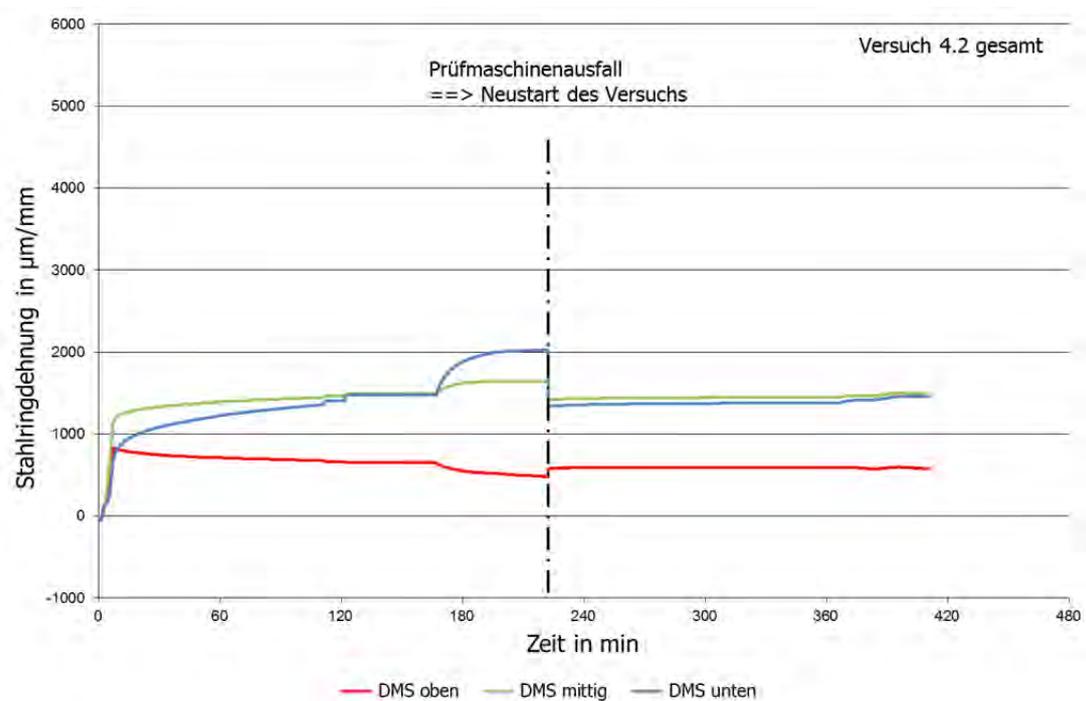


Abbildung A.153: Stahringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.2

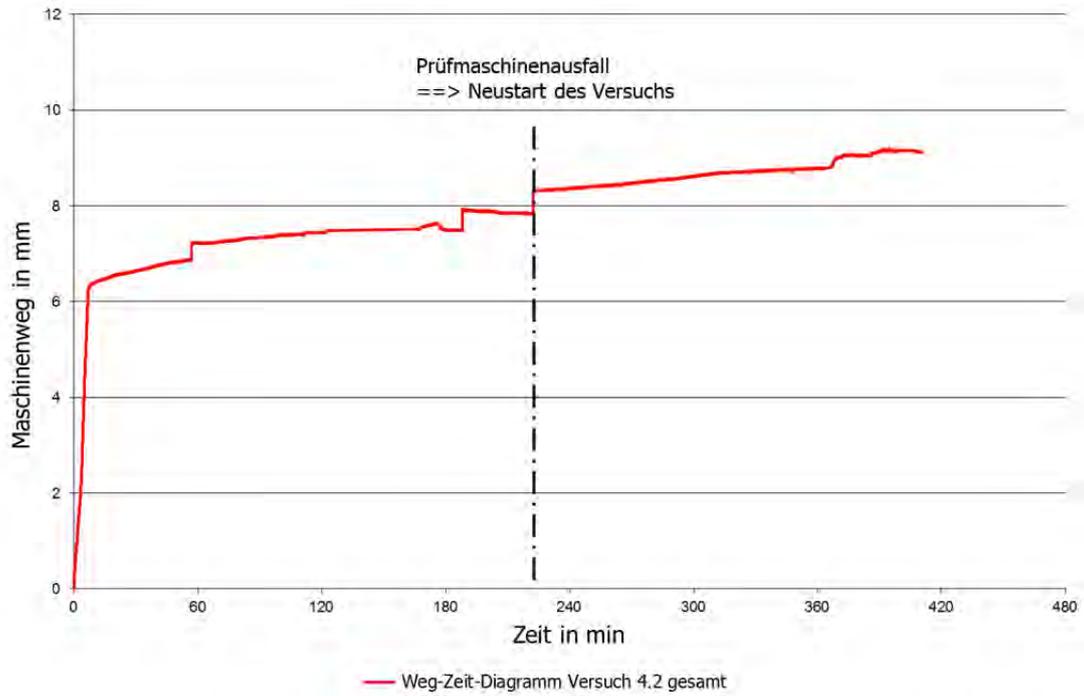


Abbildung A.154: Weg-Zeit-Diagramm Versuch 4.2

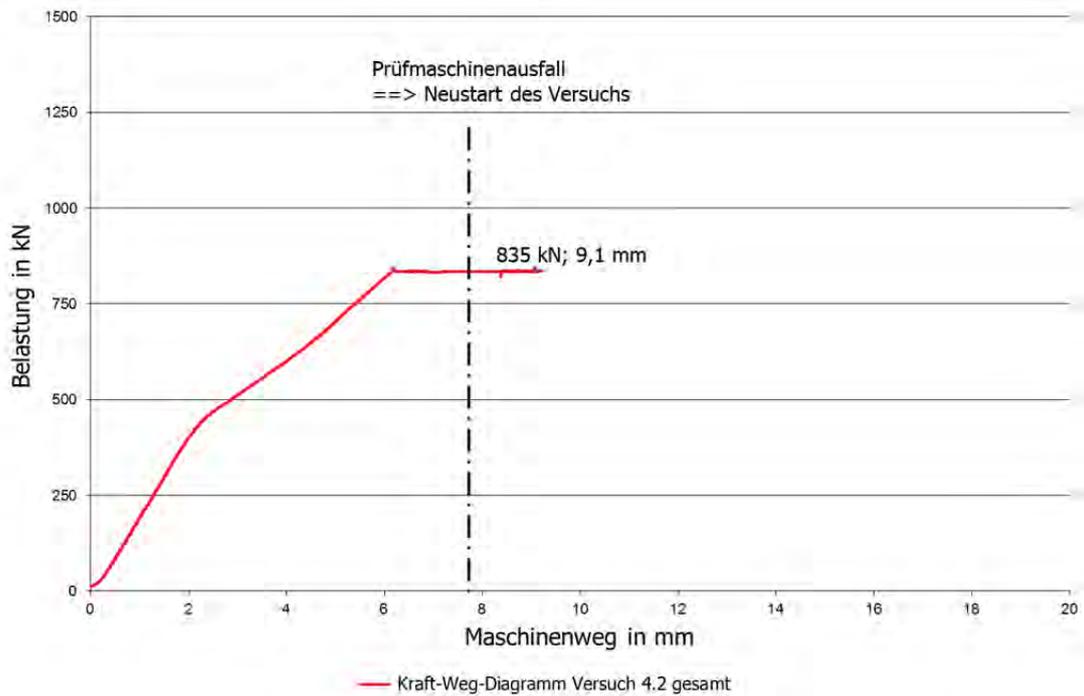


Abbildung A.155: Kraft-Weg-Diagramm Versuch 4.2

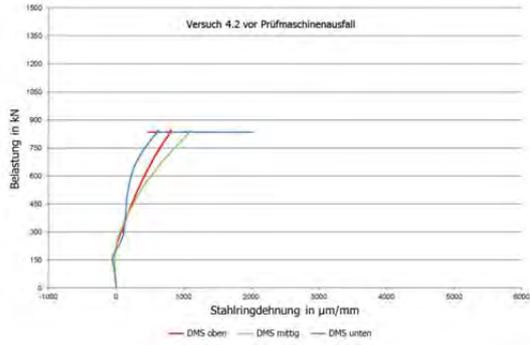


Abbildung A.156: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm vor Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2

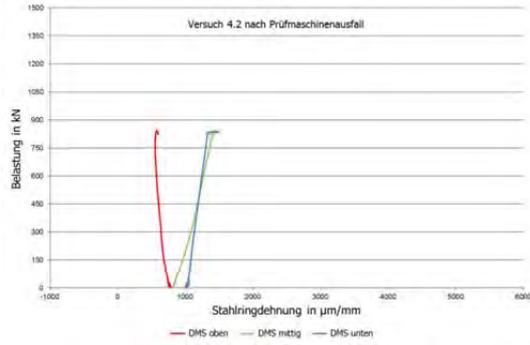


Abbildung A.157: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm nach Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2



Abbildung A.158: Kraft-Weg-Diagramm vor Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2

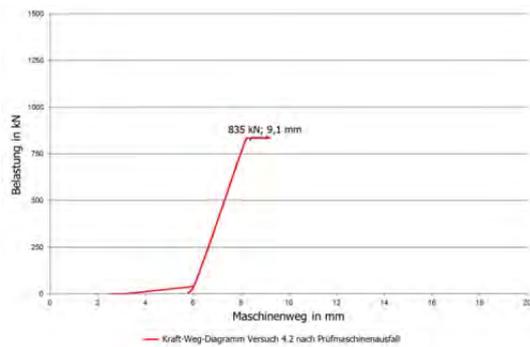


Abbildung A.159: Kraft-Weg-Diagramm nach Prüfmaschinenausfall Versuch 4.2



Abbildung A.160: Oberseite Versuchskörper 4.2 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Belastung [kN]	Belastungsdauer [h]
4.3	56	7,1	146	189	Stahl	996,0	~ 1344

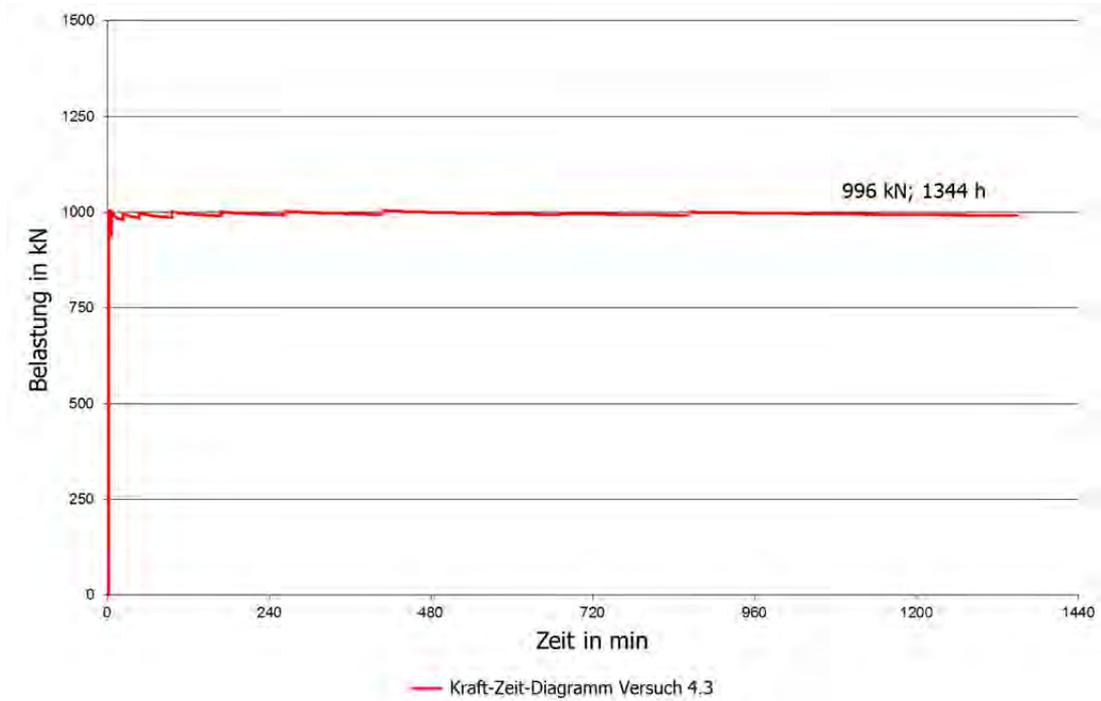


Abbildung A.161: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.3

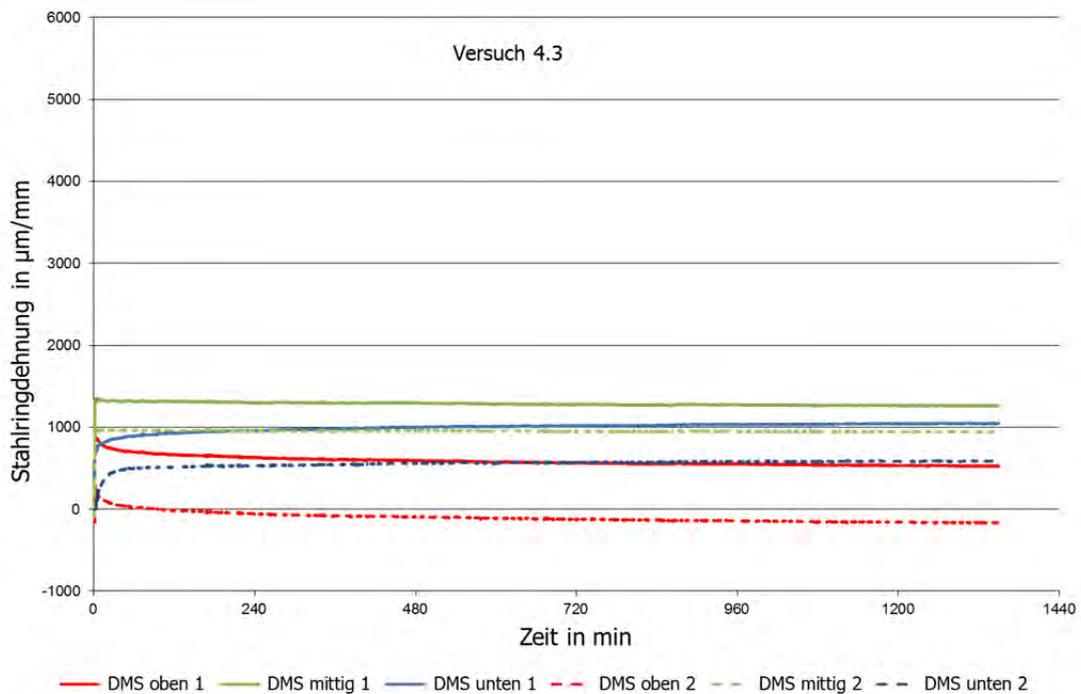


Abbildung A.162: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.3

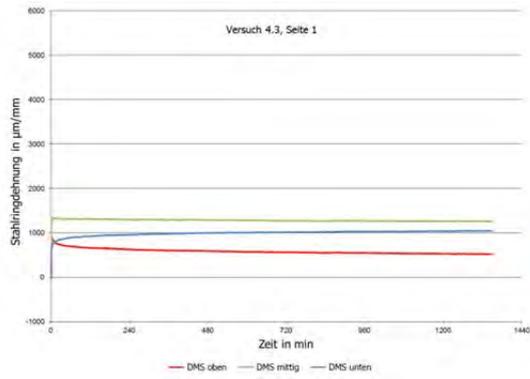


Abbildung A.163: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Seite 1 Versuch 4.3

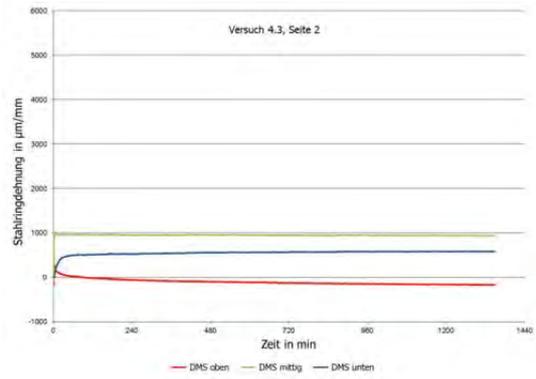


Abbildung A.164: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Seite 2 Versuch 4.3

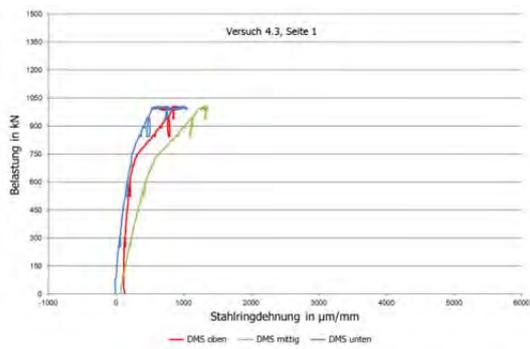


Abbildung A.165: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.3

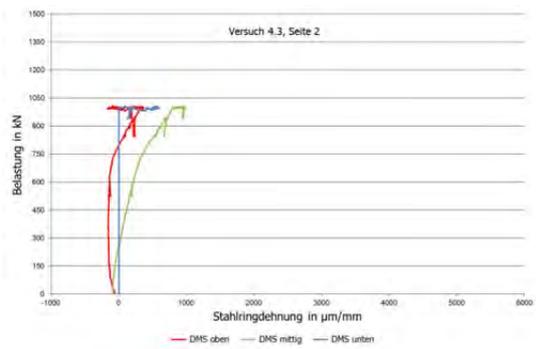


Abbildung A.166: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.3



Abbildung A.167: Oberseite Versuchskörper 4.3 nach Versuchsende

Nummer	h [mm]	t [mm]	d [mm]	$f_{cm,cube}$ [N/mm ²]	Umschnürung	Belastung [kN]	Belastungsdauer [h]
4.4	56	7,1	146	189	Stahl	996,0	~ 1176

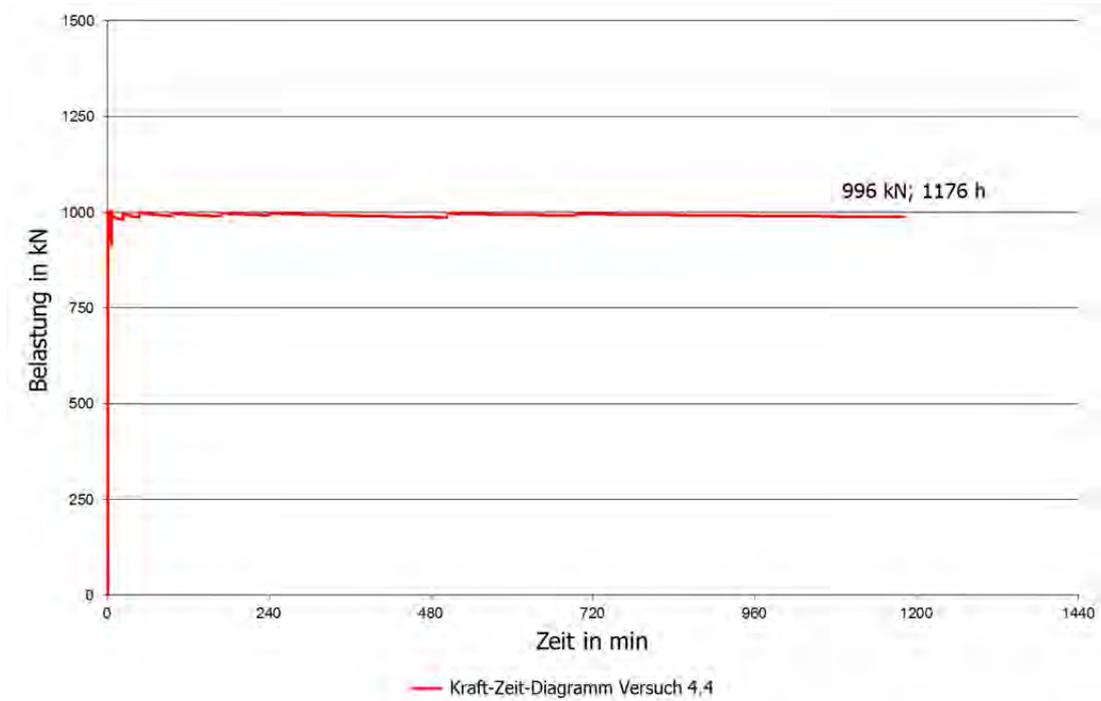


Abbildung A.168: Kraft-Zeit-Diagramm Versuch 4.4

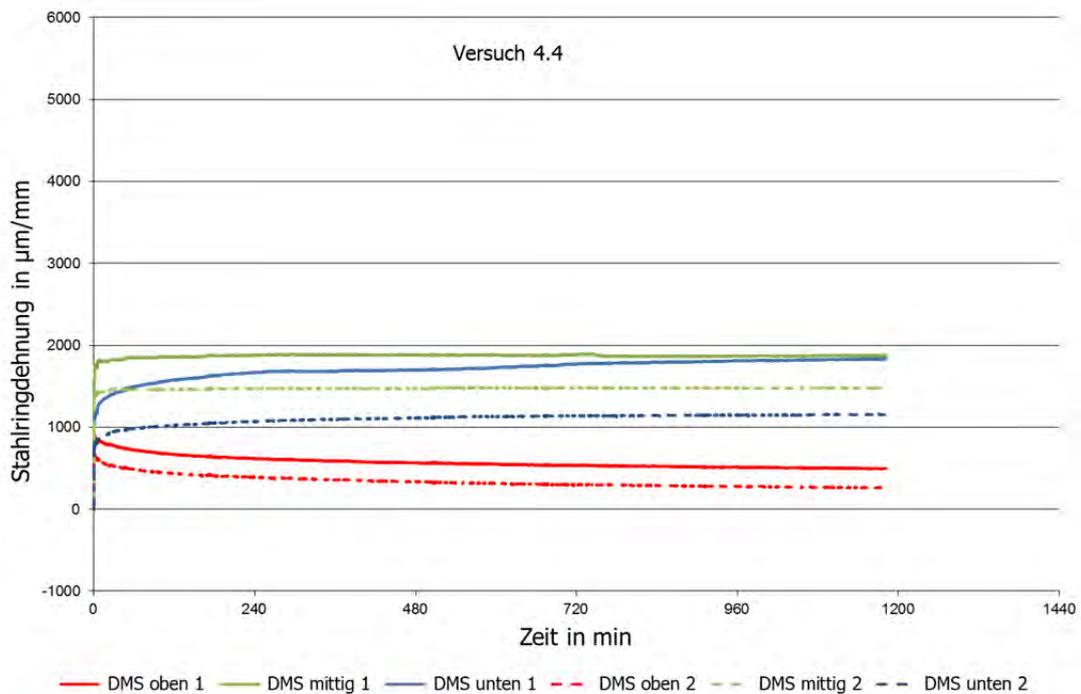


Abbildung A.169: Stahlringdehnungen-Zeit-Diagramm Versuch 4.4

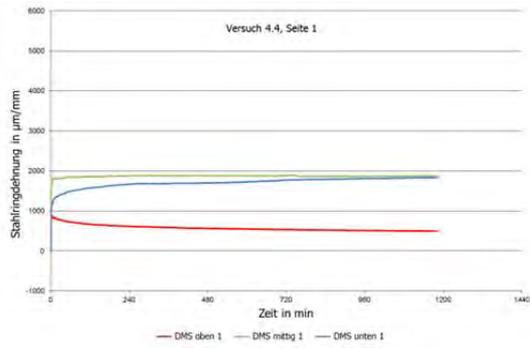


Abbildung A.170: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.4

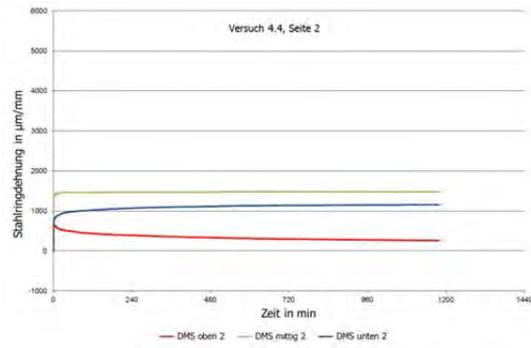


Abbildung A.171: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.4

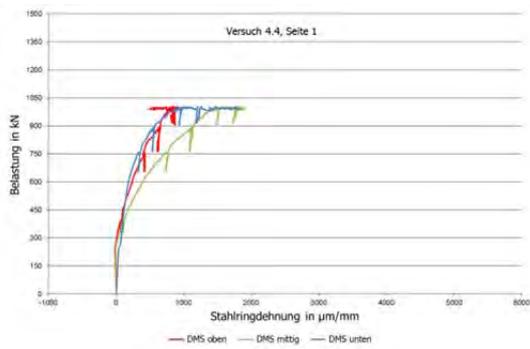


Abbildung A.172: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 1 Versuch 4.4

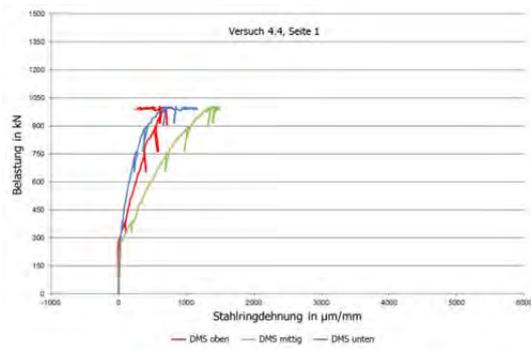


Abbildung A.173: Kraft-Stahlringdehnungen-Diagramm Seite 2 Versuch 4.4



Abbildung A.174: Oberseite Versuchskörper 4.4 nach Versuchsende

B Anhang

Tabelle B.1: Versuchswerte, Druckmeridian, B5Q aus[60]

Meridian - Querdruck [%]	B5Q-M ...	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1 [N/mm²]	σ_2 [N/mm²]	σ_3 [N/mm²]	ξ [N/mm²]	ρ [N/mm²]	θ [°]	σ_1/\bar{f}_c [-]	σ_2/\bar{f}_c [-]	σ_3/\bar{f}_c [-]	ξ/\bar{f}_c [-]	ρ/\bar{f}_c [-]	
Druckm. 0%	1	-179,2	0,0	0,0	-103,5	146,4	60,0	0,99	0,0	0,0	0,57	0,81	6 3,58 -1,98
	2	-185,7	0,0	0,0	-107,2	151,6	60,0	1,02	0,0	0,0	0,59	0,84	
	3	-185,6	0,0	0,0	-107,2	151,6	60,0	1,02	0,0	0,0	0,59	0,84	
	3	-182,2	0,0	0,0	-105,2	148,8	60,0	1,00	0,0	0,0	0,58	0,82	
	2	-175,7	0,0	0,0	-101,5	143,5	60,0	0,97	0,0	0,0	0,56	0,79	
Mittelwert		-181,4	0,0	0,0	-104,7	148,1	60,0	1,00	0,0	0,0	0,58	0,82	
Druckm. 3%	1	-226,3	-6,5	-6,6	-138,2	179,4	60,0	1,25	0,04	0,04	0,76	0,99	2 2,82 -1,23
	2	-231,9	-6,8	-6,8	-141,7	183,9	60,0	1,28	0,04	0,04	0,78	1,01	
Mittelwert		-229,1	-6,6	-6,7	-139,9	181,6	60,0	1,26	0,04	0,04	0,77	1,00	
Druckm. 6%	1	-272,1	-16,1	-16,1	-175,8	209,1	60,0	1,50	0,09	0,09	0,97	1,15	2 2,92 -1,06
	2	-278,0	-16,5	-16,4	-179,5	213,6	60,0	1,53	0,09	0,09	0,99	1,18	
Mittelwert		-275,1	-16,3	-16,2	-177,6	211,3	60,0	1,52	0,09	0,09	0,98	1,17	
Druckm. 9%	1	-312,5	-28,0	-28,2	-212,9	232,2	60,0	1,72	0,15	0,16	1,17	1,28	2 11,80 -3,64
	2	-336,1	-30,0	-30,3	-228,9	249,8	59,9	1,85	0,17	0,17	1,26	1,38	
Mittelwert		-324,3	-29,0	-29,3	-220,9	241	60,0	1,79	0,16	0,16	1,22	1,33	
Druckm. 12%	1	-374,6	-44,8	-44,7	-268,0	269,3	60,0	2,07	0,25	0,25	1,48	1,48	3 2,23 -0,60
	3	-371,4	-44,3	-44,5	-265,7	267,0		2,05	0,24	0,25	1,47	1,47	
	3	-369,2	-44,1	-44,4	-264,2	265,3		2,04	0,24	0,24	1,46	1,46	
Mittelwert		-371,7	-44,4	-44,5	-266,0	267,2	60,0	2,05	0,24	0,25	1,47	1,47	
Druckm. 15%	3	-432,1	-64,5	-64,8	-324,1	300,0	60,0	2,38	0,36	0,36	1,79	1,65	2 0,46 -0,11
	3	-433,0	-64,7	-64,8	-324,8	300,7	60,0	2,39	0,36	0,36	1,79	1,66	
Mittelwert		-432,6	-64,6	-64,8	-324,5	300,4	60,0	2,39	0,36	0,36	1,79	1,66	
Druckm. 16%	2	-469,0	-75,0	-74,9	-357,3	321,8	60,0	2,59	0,41	0,41	1,97	1,77	1 - -
Mittelwert		-469,0	-75,0	-74,9	-357,3	321,8	60,0	2,59	0,41	0,41	1,97	1,77	
Druckm. 17%	3	-494,6	-83,8	-83,6	-382,2	335,5	60,0	2,73	0,46	0,46	2,11	1,85	1 - -
Mittelwert		-494,6	-83,8	-83,6	-382,2	335,5	60,0	2,73	0,46	0,46	2,11	1,85	

Tabelle B.2: Ergebnisse der dreiaxialen Ermüdungsuntersuchungen aus [54]

Series M043:				Series M042:			
uniaxial strength:		$f_{c,1} =$	-194.6 MPa	uniaxial strength:		$f_{c,1} =$	-202.0 MPa
triaxial strength:		$f_{c11,-20MPa} =$	-311.6 MPa	triaxial strength:		$f_{c11,-40MPa} =$	-371.3 MPa
		$\sigma_{c22} = \sigma_{c33} =$	-20.0 MPa			$\sigma_{c22} = \sigma_{c33} =$	-40.0 MPa
		$f_{c,20MPa}/f_{c,1} =$	1.60			$f_{c,40MPa}/f_{c,1} =$	1.84
		$\sigma_{c11}/\sigma_{c22} = \sigma_{c11}/\sigma_{c33} =$	0.064			$\sigma_{c11}/\sigma_{c22} = \sigma_{c11}/\sigma_{c33} =$	0.108
stress level (*) ratio []	load cycle [N]	load cycle [log N]	average value [log N]	stress level (**) ratio []	load cycle [N]	load cycle [log N]	average value [log N]
0.80 ; 0.05 (1.28 ; 0.08)	112	2.05	3.00	0.80 ; 0.05 (1.47 ; 0.09)	Stress level not available in dynamic triaxial cell in Hannover		3.63
	2352	3.37					
	713	2.85					
	5291	3.72					
0.70 ; 0.05 (1.12 ; 0.08)	8685	3.94	4.04	0.70 ; 0.05 (1.29 ; 0.09)	4910	3.69	3.63
	11357	4.06			3380	3.53	
	18176	4.26			5158	3.71	
	12732	4.10			2727	3.44	
	14966	4.18			5083	3.71	
	5393	3.73			5314	3.73	
0.60 ; 0.05 (0.96 ; 0.08)	29103	4.46	4.58	0.60 ; 0.05 (1.10 ; 0.09)	15509	4.19	4.24
	47383	4.68			14330	4.16	
	157565	5.20			24079	4.38	
	42741	4.63			12858	4.11	
	11501	4.06			26519	4.42	
28019	4.45	15132	4.18				
0.50 ; 0.05 (0.80 ; 0.08)	270916	5.43	5.55	0.50 ; 0.05 (0.92 ; 0.09)	134499	5.13	5.09
	310767	5.49			183879	5.26	
	719815	5.86			102092	5.01	
	469009	5.67			106721	5.03	
	216426	5.34			127457	5.11	
	326960	5.51			103136	5.01	

(*) in relation to triaxial strength $f_{c,20MPa}$ (as well as to *uniaxial strength* $f_{c,1}$)

(**) in relation to triaxial strength $f_{c,40MPa}$ (as well as to *uniaxial strength* $f_{c,1}$)

Tabelle B.3: Berechnete Befeuchtungsdauer und ausgewählte klimatologische Kenndaten für verschiedene Klimate (aus: ISO 9223: 1992) aus [77]

Klimatyp	Mittelwert der jährlichen Extremwerte			Berechnete Befeuchtungsdauer bei relativer Feuchte > 80 % und Temperatur > 0 °C h/Jahr
	Niedrige Temperatur °C	Hohe Temperatur °C	Höchste Temperatur bei relativer Feuchte > 95 % °C	
Extrem kalt	- 65	+ 32	+ 20	0 bis 100
Kalt	- 50	+ 32	+ 20	150 bis 2 500
Kalt gemäßigt Warm gemäßigt	- 33 - 20	+ 34 + 35	+ 23 + 25	2 500 bis 4 200
Warmtrocken Mild warmtrocken Extrem warmtrocken	- 20 - 5 + 3	+ 40 + 40 + 55	+ 27 + 27 + 28	10 bis 1 600
Feuchtwarm Gleichmäßig feuchtwarm	+ 5 +13	+ 40 + 35	+ 31 + 33	4 200 bis 6 000

Tabelle B.4: Korrosivitätskategorien für atmosphärische Umgebungsbedingungen und Beispiele für typische Umgebungen aus [77]

Korrosivitäts-kategorie	Flächenbezogener Massenverlust/Dickenabnahme (nach dem ersten Jahr der Auslagerung)				Beispiele für typische Umgebungen in einem gemäßigten Klima (nur zur Information)	
	Unlegierter Stahl		Zink		außen	innen
	Massen-verlust g/m ²	Dicken-abnahme µm	Massen-verlust g/m ²	Dicken-abnahme µm		
C1 unbedeutend	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	-	Geheizte Gebäude mit neutralen Atmosphären, z. B. Büros, Läden, Schulen, Hotels.
C2 gering	>10 bis 200	>1,3 bis 25	>0,7 bis 5	>0,1 bis 0,7	Atmosphären mit geringer Verunreinigung. Meistens ländliche Bereiche.	Ungeheizte Gebäude, wo Kondensation auftreten kann, z. B. Lager, Sport-hallen.
C3 mäßig	>200 bis 400	>25 bis 50	>5 bis 15	>0,7 bis 2,1	Stadt- und Industrie-atmosphäre, mäßige Verunreinigungen durch Schwefeldioxid. Küstenbereiche mit geringer Salzbelastung.	Produktions-räume mit hoher Feuchte und etwas Luftverunreinigung, z. B. Anlagen zur Lebensmittelherstellung, Wäschereien, Brauereien, Molkereien.
C4 stark	>400 bis 650	>50 bis 80	>15 bis 30	>2,1 bis 4,2	Industrielle Bereiche und Küstenbereiche mit mäßiger Salzbelastung.	Chemieanlagen, Schwimmbäder, Bootschuppen über Meerwasser.
C5-I sehr stark (Industrie)	>650 bis 1 500	>80 bis 200	>30 bis 60	>4,2 bis 8,4	Industrielle Bereiche mit hoher Feuchte und aggressiver Atmosphäre.	Gebäude oder Bereiche mit nahezu ständiger Kondensation und mit starker Verunreinigung.

(fortgesetzt)

Korrosivitäts- kategorie	Flächenbezogener Massenverlust/Dickenabnahme (nach dem ersten Jahr der Auslagerung)				Beispiele für typische Umgebungen in einem gemäßigten Klima (nur zur Information)	
	Unlegierter Stahl		Zink		außen	innen
	Massen- verlust g/m ²	Dicken- abnahme µm	Massen- verlust g/m ²	Dicken- abnahme µm		
C5-M sehr stark (Meer)	>650 bis 1 500	>80 bis 200	>30 bis 60	>4,2 bis 8,4	Küsten- und Offshorebereiche mit hoher Salzbelastung.	Gebäude oder Bereiche mit nahezu ständiger Kondensation und mit starker Verunreinigung.
<p>ANMERKUNG 1: Die für die Korrosivitätskategorien angegebenen Zahlenwerte entsprechen den in ISO 9223 angegebenen Zahlenwerten.</p> <p>ANMERKUNG 2: In Küstenbereichen mit warmfeuchten Klimaten können die Massenverluste oder Dickenabnahmen die Grenzen der Kategorie C5-M überschreiten. Beschichtungssysteme für Bauten in solchen Bereichen sind deshalb besonders sorgfältig auszuwählen.</p>						

Tabelle B.5: Beschreibung typischer atmosphärischer Umgebungen im Zusammenhang mit der Abschätzung von Korrosivitätskategorien aus [75]

Korrosivitäts-kategorie (C) ^a	Korrosivität	Typische Umgebungen — Beispiele ^b	
		Innen	Im Freien
C1	unbedeutend	Beheizte Räume mit niedriger relativer Luftfeuchte und unbedeutender Luftverunreinigung, z. B. Büros, Schulen, Museen.	Trockene oder kalte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit sehr geringer Verunreinigung und kurzer Befeuchtungsdauer, z. B. bestimmte Wüstengebiete, Zentrum der Arktis/Antarktis.
C2	gering	Unbeheizte Räume mit schwankender Temperatur und relativer Luftfeuchte. Seltene Kondensation und geringe Luftverunreinigung, z. B. Lager, Sporthallen.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit geringer Luftverunreinigung ($\text{SO}_2 < 5 \mu\text{g}/\text{m}^3$), z. B. ländliche Gebiete, kleine Städte.
C3	mäßig	Räume mit gelegentlicher Kondensation und mäßiger Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Anlagen zur Lebensmittelherstellung, Wäschereien, Brauereien, Molkereien.	Trockene oder kalte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit kurzer Befeuchtungsdauer, z. B. Wüsten, subarktische Regionen.
C4	stark	Räume mit häufiger Kondensation und hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Industrieanlagen, Schwimmbäder.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit mäßigen Luftverunreinigungen ($\text{SO}_2: 5 \mu\text{g}/\text{m}^3$ bis $30 \mu\text{g}/\text{m}^3$), oder mit geringer Beeinflussung durch Chloride, z. B. Stadtgebiete, Küstenbereiche mit geringen Ablagerungen von Chloriden.
C5	sehr stark	Räume mit häufiger Kondensation und hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Industrieanlagen, Schwimmbäder.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit hoher Luftverunreinigung ($\text{SO}_2: 30 \mu\text{g}/\text{m}^3$ bis $90 \mu\text{g}/\text{m}^3$) oder mit wesentlicher Beeinflussung durch Chloride, z. B. Stadtgebiete mit Luftverunreinigungen, Industriegebiete, Küstenbereiche, nicht im Bereich von Salzwasser-Sprühnebel, starke Belastung durch Eiseisungssalze.
CX	extrem	Räume mit nahezu ständiger Kondensation oder ausgedehnten Belastungszeiten bei extrem hoher Luftfeuchte und/oder Räume mit hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. nicht belüftete Hallen in feuchttropischen Klimazonen mit eindringender Verunreinigung aus der Außenluft, einschließlich in der Luft enthaltener Chloride und korrosionsfördernden Staubs.	Subtropische und tropische Klimazone, Atmosphäre mit mäßiger Verunreinigung.
ANMERKUNG 1 Die Ablagerung von Chloriden in Küstenbereichen ist stark abhängig von den Variablen, die den Transport von Meersalz ins Landesinnere beeinflussen, wie z. B. Windrichtung, Windgeschwindigkeit, örtliche topographische Beschaffenheit, vor Wind schützende der Küste vorgelagerte Inseln, Entfernung des Standortes vom Meer usw.			
ANMERKUNG 2 Extremere Einwirkungen von Chloriden, die typisch für die Spritzwasserzone am Meer oder stark salzhaltigen Sprühnebel sind, fallen nicht in den Anwendungsbereich dieser Internationalen Norm.			
ANMERKUNG 3 Die Einteilung der Korrosivität von speziellen Betriebsatmosphären, z. B. in der chemischen Industrie, fällt nicht in den Anwendungsbereich dieser Internationalen Norm.			
ANMERKUNG 4 Überdachte und nicht durch Regen abgewaschene Flächen in Meeresatmosphären, auf denen sich Chloride ablagern, können aufgrund der Anwesenheit von hygroskopischen Salzen eine höhere Korrosivitätskategorie aufweisen.			
ANMERKUNG 5 Eine ausführliche Beschreibung der Typen von gering korrosiven Atmosphären in Innenräumen, die den Korrosivitätskategorien C1 und C2 entsprechen, ist in ISO 11844-1 enthalten. Die Korrosivitätskategorien in Innenräumen IC1 bis IC5 werden definiert und es erfolgt eine Einteilung.			
^a In Umgebungen, für die die Kategorie CX erwartet wird, wird empfohlen, die Einteilung der atmosphärischen Korrosivität auf der Grundlage der Massenverluste durch Korrosion nach einem Jahr vorzunehmen.			
^b Die Konzentration von Schwefeldioxid (SO_2) sollte mindestens ein Jahr lang bestimmt werden und ist als Jahresmittelwert anzugeben.			

Tabelle B.6: Vorbereitungsgrade für die primäre (ganzflächige) Oberflächenvorbereitung aus [79]

Vorbereitungsgrad ¹⁾	Verfahren für die Oberflächenvorbereitung	Repräsentative photographische Vergleichsmuster in ISO 8501-1 ^{2) 3) 4)}	Wesentliche Merkmale der vorbereiteten Oberflächen Weitere Einzelheiten, einschließlich Vorreinigen und Nachreinigen nach der Oberflächenvorbereitung (Spalte 2), siehe ISO 8501-1.	Anwendungsbereich
Sa 1	Strahlen (6.2.3)	B Sa 1 C Sa 1 D Sa 1	Lose(r) Walzhaut/Zunder, loser Rost, lose Beschichtungen und lose artfremde Verunreinigungen sind entfernt. ⁵⁾	Oberflächenvorbereitung von a) unbeschichteten Stahloberflächen, b) beschichteten Stahloberflächen, wenn die Beschichtungen bis zum festgelegten Vorbereitungsgrad entfernt werden. ⁶⁾
Sa 2		B Sa 2 C Sa 2 D Sa 2	Nahezu alle(r) Walzhaut/Zunder, nahezu aller Rost, nahezu alle Beschichtungen und nahezu alle artfremden Verunreinigungen sind entfernt. Alle verbleibenden Rückstände müssen fest haften.	
Sa 2½		A Sa 2½ B Sa 2½ C Sa 2½ D Sa 2½	Walzhaut/Zunder, Rost, Beschichtungen und artfremde Verunreinigungen sind entfernt. Verbleibende Spuren sind allenfalls noch als leichte, fleckige oder streifige Schattierungen zu erkennen.	
Sa 3 ⁷⁾		A Sa 3 B Sa 3 C Sa 3 D Sa 3	Walzhaut/Zunder, Rost, Beschichtungen und artfremden Verunreinigungen sind entfernt. Die Oberfläche muß ein einheitliches metallisches Aussehen besitzen.	
St 2	Oberflächenvorbereitung von Hand und maschinelle Oberflächenvorbereitung (6.2.1, 6.2.2)	B St 2 C St 2 D St 2	Lose(r) Walzhaut/Zunder, loser Rost, lose Beschichtungen und lose artfremde Verunreinigungen sind entfernt. ⁵⁾	
St 3		B St 3 C St 3 D St 3	Lose(r) Walzhaut/Zunder, loser Rost, lose Beschichtungen und lose artfremde Verunreinigungen sind entfernt. ⁵⁾ Die Oberfläche muß jedoch viel gründlicher bearbeitet sein als für St 2, so daß sie einen vom Metall herrührenden Glanz aufweist.	
Fl	Flammstrahlen (6.3)	A Fl B Fl C Fl D Fl	Walzhaut/Zunder, Rost, Beschichtungen und artfremde Verunreinigungen sind entfernt. Verbleibende Rückstände dürfen sich nur als Verfärbung der Oberfläche (Schattierungen in verschiedenen Farben) abzeichnen.	⁶⁾
Be	Beizen mit Säure (6.1.8)		Walzhaut/Zunder, Rost und Rückstände von Beschichtungen sind vollständig entfernt. Beschichtungen müssen vor dem Beizen mit Säure mit geeigneten Mitteln entfernt werden.	z. B. vor dem Feuerverzinken

1) Erklärung der verwendeten Abkürzungen:

Sa = Strahlen (ISO 8501-1)
St = Oberflächenvorbereitung von Hand und maschinelle Oberflächenvorbereitung (ISO 8501-1)
Fl = Flammstrahlen (ISO 8501-1)
Be = Beizen mit Säure

²⁾ A, B, C und D sind die Ausgangszustände unbeschichteter Stahloberflächen (siehe ISO 8501-1).

³⁾ Die repräsentativen photographischen Beispiele zeigen nur Flächen oder Flächenbereiche, die unbeschichtet waren.

⁴⁾ Bei Stahloberflächen mit beschichteten oder unbeschichteten Überzügen können analog bestimmte Vorbereitungsgrade vereinbart werden, vorausgesetzt, daß diese unter den gegebenen Bedingungen technisch herstellbar sind.

⁵⁾ Walzhaut/Zunder gilt als lose, wenn sie (er) sich mit einem stumpfen Kittmesser abheben läßt.

⁶⁾ Die Einflußfaktoren für die Bewertung sind besonders zu beachten.

⁷⁾ Dieser Oberflächenvorbereitungsgrad kann nur unter bestimmten Bedingungen, die auf Baustellen nicht immer gegeben sind, erreicht und gehalten werden.

Tabelle B.7: Vorbereitungsgrade für die sekundäre (partielle) Oberflächenvorbereitung aus [79]

Vorbereitungsgrad ¹⁾	Verfahren für die Oberflächenvorbereitung	Repräsentative fotografische Vergleichsmuster in ISO 8501-1 bzw. ISO 8501-2 ^{2) 4) 6)}	Wesentliche Merkmale der vorbereiteten Oberflächen Weitere Einzelheiten, einschließlich Vorreinigen und Nachreinigen nach der Oberflächenvorbereitung (Spalte 2), siehe ISO 8501-2.	Anwendungsbereich
P Sa 2 ³⁾	Örtliches Strahlen	B Sa 2 C Sa 2 D Sa 2 (gelten für unbeschichtete Teilflächen der Oberfläche)	Festhaftende Beschichtungen müssen intakt sein. ⁵⁾ Von der Oberfläche der anderen Bereiche sind lose Beschichtungen und nahezu alle(r) Walzhaut/Zunder, nahezu aller Rost, nahezu alle Beschichtungen und nahezu alle artfremden Verunreinigungen entfernt. Alle verbleibenden Rückstände müssen fest haften.	Oberflächenvorbereitung von beschichteten Stahloberflächen mit teilweise verbleibenden Beschichtungen. ⁷⁾
P Sa 2½ ³⁾		B Sa 2½ C Sa 2½ D Sa 2½ (gelten für unbeschichtete Teilflächen der Oberfläche)	Festhaftende Beschichtungen müssen intakt sein. ⁵⁾ Von der Oberfläche der anderen Bereiche sind lose Beschichtungen und Walzhaut/Zunder, Rost und artfremde Verunreinigungen entfernt. Verbleibende Spuren sind allenfalls noch als leichte, fleckige oder streifige Schattierungen zu erkennen.	
P Sa 3 ^{3) 8)}		C Sa 3 D Sa 3 (gelten für unbeschichtete Teilflächen der Oberfläche)	Festhaftende Beschichtungen müssen intakt sein. ⁵⁾ Von der Oberfläche der anderen Bereiche sind lose Beschichtungen und Walzhaut/Zunder, Rost und artfremde Verunreinigungen entfernt. Die Oberfläche muß ein einheitliches metallisches Aussehen besitzen.	
P Ma ³⁾	Maschinelles Schleifen auf Teilbereichen	P Ma	Festhaftende Beschichtungen müssen intakt sein. ⁵⁾ Von der Oberfläche der anderen Bereiche sind lose Beschichtungen und Walzhaut/Zunder, Rost und artfremde Verunreinigungen entfernt. Verbleibende Spuren sind allenfalls noch als leichte, fleckige oder streifige Schattierungen zu erkennen.	
(fortgesetzt)				
Fußnoten siehe Seite 18				

Vorbereitungsgrad ¹⁾	Verfahren für die Oberflächenvorbereitung	Repräsentative photographische Vergleichsmuster in ISO 8501-1 bzw. ISO 8501-2 ^{2) 4) 6)}	Wesentliche Merkmale der vorbereiteten Oberflächen Weitere Einzelheiten, einschließlich Vorreinigen und Nachreinigen nach der Oberflächenvorbereitung (Spalte 2), Siehe ISO 8501-2.	Anwendungsbereich
P St 2 ³⁾	Örtliche Oberflächenvorbereitung von Hand und örtliche maschinelle Oberflächenvorbereitung	C St 2 D St 2	Festhaftende Beschichtungen müssen intakt sein. ⁵⁾ Von der Oberfläche der anderen Bereiche sind lose(r) Walzhaut/Zunder, loser Rost, lose Beschichtungen und lose artfremde Verunreinigungen entfernt.	Oberflächenvorbereitung von beschichteten Stahloberflächen mit teilweise verbleibenden Beschichtungen. ⁷⁾
P St 3 ³⁾		C St 3 D St 3	Festhaftende Beschichtungen müssen intakt sein. ⁵⁾ Von der Oberfläche der anderen Bereiche sind lose(r) Walzhaut/Zunder, loser Rost, lose Beschichtungen und lose artfremde Verunreinigungen entfernt. Die Oberfläche muß jedoch viel gründlicher bearbeitet sein als für P St 2, so daß sie einen vom Metall herrührenden Glanz aufweist.	
<p>¹⁾ Erklärung der verwendeten Abkürzungen: P Sa = Örtliches Strahlen von vorher beschichteten Oberflächen (ISO 8501-2) P St = Örtliche Oberflächenvorbereitung von Hand und örtliche maschinelle Oberflächenvorbereitung (ISO 8501-2) P Ma = Maschinelles Schleifen auf Teilbereichen (ISO 8501-2)</p> <p>²⁾ Bei Stahloberflächen mit beschichteten oder unbeschichteten Überzügen können analog bestimmte Vorbereitungsgrade vereinbart werden, vorausgesetzt, daß diese unter den gegebenen Bedingungen technisch herstellbar sind.</p> <p>³⁾ P als Kennbuchstabe des Vorbereitungsgrades gilt bei beschichteten Oberflächen, wenn zugelassen werden soll, daß festhaftende Beschichtungen verbleiben. Die hauptsächlichsten Merkmale für jeden der beiden vorbereiteten Flächenbereiche, den mit festhaftender Beschichtung und den ohne verbleibende Beschichtung, sind in der entsprechenden Spalte getrennt festgelegt. Die P-Vorbereitungsgrade beziehen sich also immer auf die neu zu beschichtende Gesamtoberfläche und nicht nur auf die Teilbereiche, die nach der Oberflächenvorbereitung ohne Beschichtung sind. Bezüglich der Behandlung der verbleibenden Beschichtungen siehe ISO 8501-2 : 1994, Unterabschnitt 4.5.</p> <p>⁴⁾ Es gibt für die P-Vorbereitungsgrade keine speziellen photographischen Beispiele, weil das Aussehen der so vorbereiteten Gesamtoberfläche wesentlich von Art und Zustand der vorhandenen Beschichtung bestimmt wird. Für Teilbereiche ohne Beschichtung gelten die photographischen Beispiele für die entsprechenden Grade ohne den Zusatz P. Zur weiteren Klarstellung der "P-Grade" wird in ISO 8501-2 eine Reihe von Beispielen solcher Oberflächen vor und nach der Vorbereitung gegeben. Bei den Graden P Sa 2, P St 2 und P St 3, für die es keine photographischen Beispiele gibt, ergibt sich ein analoges Aussehen der verbleibenden Beschichtungen wie bei P Sa 2½ oder P Ma.</p> <p>⁵⁾ Altbeschichtungen gelten als festhaftend, wenn sie sich nicht mit einem stumpfen Kittmesser abheben lassen.</p> <p>⁶⁾ Die Einflußfaktoren für die Bewertung sind besonders zu beachten.</p> <p>⁷⁾ Die folgenden Einzelheiten über die vorhandene Beschichtung sollten bekannt sein: a) Art der Beschichtung (z. B. Bindemitteltyp und Pigment) oder des Überzuges, zusammen mit annähernder Schichtdicke und Zeitpunkt des Auftragens; b) Rostgrad nach ISO 4628-3, gegebenenfalls mit Angaben über eine Unterrostung; c) Blasengrad nach ISO 4628-2; d) zusätzliche Angaben, z. B. zu(r) Haftfestigkeit (z. B. nach Prüfung entsprechend ISO 2409), Reißgrad (ISO 4628-4), Abblätterungsgrad (ISO 4628-5), chemischen und anderen Verunreinigungen, sowie anderen wichtigen Einzelheiten.</p> Bei der Auswahl eines Beschichtungssystems ist zu prüfen, ob die vorgesehene Beschichtung mit verbleibenden Beschichtungen verträglich ist. <p>⁸⁾ Dieser Oberflächenvorbereitungsgrad kann nur unter bestimmten Bedingungen, die auf Baustellen nicht immer gegeben sind, erreicht und gehalten werden.</p>				

Tabelle B.8: Zusammenfassende Tabelle der Beschichtungssysteme für die Korrosivitätskategorien C2, C3, C4, C5-I und C5-M [80]

Substrat: Niedrig legierter Stahl Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)																		
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schicht(en)		Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer (siehe 5.5 und ISO 12944-1)									
	Binde-mitteltyp ^d	Art des Grund-beschich-tungs-stoffes ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Binde-mitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	C2	C3	C4	C5-I	C5-M	A.2	A.3	A.4	A5 (I)	A5 (M)	
A1.01	AK, AY	div.	1-2	100	—	1-2	100											
A1.02	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^b	—	1	60						A2.04					
A1.03	AK	div.	1-2	80	AK	2-3	120						A2.08	A3.10				
A1.04	AK	div.	1-2	80	AK	2-4	160						A2.03	A3.02				
A1.05	AK	div.	1-2	80	AK	3-5	200						A3.03	A4.01				
A1.06	EP	div.	1	160	AY	2	200							A4.05				
A1.07	AK, AY, CR ^c , PVC	div.	1-2	80	AY, CR, PVC	2-4	160						A2.03	A3.05				
A1.08	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^b	AY, CR, PVC	2-3	160						A2.05					
A1.09	AK, AY, CR ^c , PVC	div.	1-2	80	AY, CR, PVC	3-5	200						A3.12	A4.10				
A1.10	EP, PUR	div.	1-2	120	AY, CR, PVC	3-4	200						A3.04	A4.02				
A1.11	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^b	AY, CR, PVC	2-4	200						A3.06	A4.04				
A1.12	AK, AY, CR ^c , PVC	div.	1-2	80	AY, CR, PVC	3-5	240						A3.13	A4.11				
A1.13	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^b	AY, CR, PVC	3-4	240											
A1.14	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^b	AY, CR, PVC	4-5	320											
A1.15	EP	div.	1-2	80	EP, PUR	2-3	120						A2.06	A3.07			A5.06	
A1.16	EP	div.	1-2	80	EP, PUR	2-4	160						A2.07	A3.08				

Substrat: Niedrig legierter Stahl Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2 1/2, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)																							
System Nr	Grundbeschichtung(en)			Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer (siehe 5.5 und ISO 12944-1)										Entsprechende Systeme in Tabelle						
	Binde- mitteltyp ^d	Art des Grund- beschich- tungs- stoffes ^a	Anzahl Schichten		NDFT ^b µm	Binde- mitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	C2		C3		C4		C5-I		C5-M		A.2	A.3	A.4	A5 (I)	A5 (M)
A1.17	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	2-3	160												A3.11	A4.13			
A1.18	EP	div.	1-2	80	EP, PUR	3-5	200												A3.09				
A1.19	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3-4	200													A4.14			
A1.20	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3-4	240													A4.15	A5I.04	A5M.05	
A1.21	EP	div.	1-2	80	EP, PUR	3-5	280													A4.09			
A1.22	EP, PUR	div.	1	150	EP, PUR	2	300														A5I.03	A5M.01	
A1.23	EP, PUR, ESI	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3-4	320														A5I.05	A5M.06	
A1.24	EP, PUR	div.	1	80	EP, PUR	3-4	320														A5I.02	A5M.02	
A1.25	EP, PUR	div.	1	250	EP, PUR	2	500															A5M.04	
A1.26	EP, PUR	div.	1	400	—	1	400															A5M.03	
A1.27	EPC	div.	1	100	EPC	3	300															A5M.08	
A1.28	EP, PUR	Zn (R)	1	60 ^e	EPC	3-4	400																A5M.07

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Beschichtungsstoffe (flüssig)			Bindemittel für Deckbeschichtung(en)	Beschichtungsstoffe (flüssig)		
	Anzahl der Komponenten	Wasser- verdünntbar möglich			Anzahl der Komponenten	Wasser- verdünntbar möglich	
	1	2		1	2		
AK = Alkydharz	X		X	AK = Alkydharz	X		X
CR = Chlorkautschuk	X			CR = Chlorkautschuk	X		
AY = Acrylharz	X		X	AY = Acrylharz	X		X
PVC = Polyvinylchlorid	X		X	PVC = Polyvinylchlorid	X		
EP = Epoxidharz		X	X	EP = Epoxidharz		X	X
ESI = Ethylsilicat	X	X	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	X	X	X
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	X	X	X	EPC = Epoxidharz-Kombination		X	X

^a Zn (R) = Zinkstaub-Beschichtungsstoff, siehe 5.2.; div. = Grundbeschichtungsstoffe mit verschiedenen Korrosionsschutzpigmenten.
^b NDFT = Sollsichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.
^c Es wird empfohlen, die Verträglichkeit gemeinsam mit dem Beschichtungsstoffhersteller zu prüfen.
^d Es wird empfohlen, bei Grundbeschichtungen mit dem Bindemittel ESI eine der nachfolgenden Schichten als Haftbeschichtung (Tie-Coat) zu nutzen.
^e Es ist auch möglich, mit einer Sollsichtdicke von 40 µm bis zu 80 µm zu arbeiten, vorausgesetzt, dass der gewählte Zinkstaub-Grundbeschichtungsstoff für eine solche Sollsichtdicke geeignet ist.

Tabelle B.9: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorie C2 aus [80]

Substrat: Niedrig legierter Stahl										
Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)										
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer		
	Bindemitteltyp	Pigmenttyp ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Niedrig	Mittel	Hoch
A.2.01	AK	div.	1	40	AK	2	80			
A.2.02	AK	div.	1 – 2	80	AK	2 – 3	120			
A.2.03	AK	div.	1 – 2	80	AK, AY, PVC, CR ^c	2 – 4	160			
A.2.04	AK	div.	1 – 2	100	—	1 – 2	100			
A.2.05	AY, PVC, CR	div.	1 – 2	80	AY, PVC, CR ^c	2 – 4	160			
A.2.06	EP	div.	1 – 2	80	EP, PUR	2 – 3	120			
A.2.07	EP	div.	1 – 2	80	EP, PUR	2 – 4	160			
A.2.08	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	—	1	60			

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich
AK = Alkydharz	1	X	AK = Alkydharz	1	X
CR = Chlorkautschuk	1		CR = Chlorkautschuk	1	
AY = Acrylharz	1	X	AY = Acrylharz	1	X
PVC = Polyvinylchlorid	1		PVC = Polyvinylchlorid	1	
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
ESI = Ethylsilicat	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	1 oder 2	X
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X			

^a Zn (R) = Zinkstaub-Beschichtungsstoff, siehe 5.2.; div. = Grundbeschichtungsstoffe mit verschiedenen Korrosionsschutzpigmenten.

^b NDFT = Sollsichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.

^c Es wird empfohlen, die Verträglichkeit gemeinsam mit dem Beschichtungsstoffhersteller zu prüfen.

^d Es wird empfohlen, bei Grundbeschichtungen mit dem Bindemittel ESI eine der nachfolgenden Schichten als Haftbeschichtung (Tie-Coat) zu nutzen.

^e Es ist auch möglich, mit einer Sollsichtdicke von 40 µm bis zu 80 µm zu arbeiten, vorausgesetzt, dass der gewählte Zinkstaub-Grundbeschichtungsstoff für eine solche Sollsichtdicke geeignet ist.

Tabelle B.10: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorie C3 aus [80]

Substrat: Niedrig legierter Stahl										
Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)										
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer		
	Bindemitteltyp	Pigmenttyp ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Niedrig	Mittel	Hoch
A3.01	AK	div.	1 – 2	80	AK	2 – 3	120			
A3.02	AK	div.	1 – 2	80	AK	2 – 4	160			
A3.03	AK	div.	1 – 2	80	AK	3 – 5	200			
A3.04	AK	div.	1 – 2	80	AY, PVC, CR ^c	3 – 5	200			
A3.05	AY, PVC, CR ^c	div.	1 – 2	80	AY, PVC, CR ^c	2 – 4	160			
A3.06	AY, PVC, CR ^c	div.	1 – 2	80	AY, PVC, CR ^c	3 – 5	200			
A3.07	EP	div.	1	80	EP, PUR	2 – 3	120			
A3.08	EP	div.	1	80	EP, PUR	2 – 4	160			
A3.09	EP	div.	1	80	EP, PUR	3 – 5	200			
A3.10	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	—	1	60			
A3.11	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	2	160			
A3.12	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	AY, PVC, CR ^c	2 – 3	160			
A3.13	EP, PUR	Zn (R)	1	60 ^e	AY, PVC, CR ^c	3	200			

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich
AK = Alkydharz	1	X	AK = Alkydharz	1	X
CR = Chlorkautschuk	1		CR = Chlorkautschuk	1	
AY = Acrylharz	1	X	AY = Acrylharz	1	X
PVC = Polyvinylchlorid	1		PVC = Polyvinylchlorid	1	
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
ESI = Ethylsilicat	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	1 oder 2	X
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X			

^a Zn (R) = Zinkstaub-Beschichtungsstoff, siehe 5.2; div. = Grundbeschichtungsstoffe mit verschiedenen Korrosionsschutzpigmenten.
^b NDFT = Sollsichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.
^c Es wird empfohlen, die Verträglichkeit gemeinsam mit dem Beschichtungsstoffhersteller zu prüfen.
^d Es wird empfohlen, bei Grundbeschichtungen mit dem Bindemittel ESI eine der nachfolgenden Schichten als Haftbeschichtung (Tie-Coat) zu nutzen.
^e Es ist auch möglich, mit einer Sollsichtdicke von 40 µm bis zu 80 µm zu arbeiten, vorausgesetzt, dass der gewählte Zinkstaub-Grundbeschichtungsstoff für eine solche Sollsichtdicke geeignet ist.

Tabelle B.11: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorie C4 aus [80]

Substrat: Niedrig legierter Stahl										
Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)										
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer		
	Bindemitteltyp	Pigmenttyp ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Niedrig	Mittel	Hoch
A4.01	AK	div.	1 – 2	80	AK	3 – 5	200			
A4.02	AK	div.	1 – 2	80	AY, CR, PVC ^c	3 – 5	200			
A4.03	AK	div.	1 – 2	80	AY, CR, PVC ^c	3 – 5	240			
A4.04	AY, CR, PVC	div.	1 – 2	80	AY, CR, PVC ^c	3 – 5	200			
A4.05	AY, CR, PVC	div.	1 – 2	80	AY, CR, PVC ^c	3 – 5	240			
A4.06	EP	div.	1 – 2	160	AY, CR, PVC ^c	2 – 3	200			
A4.07	EP	div.	1 – 2	160	AY, CR, PVC ^c	2 – 3	280			
A4.08	EP	div.	1	80	EP, PUR	2 – 3	240			
A4.09	EP	div.	1	80	EP, PUR	2 – 3	280			
A4.10	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	AY, CR, PVC ^c	2 – 3	160			
A4.11	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	AY, CR, PVC ^c	2 – 4	200			
A4.12	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	AY, CR, PVC ^c	3 – 4	240			
A4.13	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	2 – 3	160			
A4.14	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	2 – 3	200			
A4.15	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3 – 4	240			
A4.16	ESI	Zn (R)	1	60 ^e	—	1	60			

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich
AK = Alkydharz	1	X	AK = Alkydharz	1	X
CR = Chlorkautschuk	1		CR = Chlorkautschuk	1	
AY = Acrylharz	1	X	AY = Acrylharz	1	X
PVC = Polyvinylchlorid	1		PVC = Polyvinylchlorid	1	
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
ESI = Ethylsilicat	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	1 oder 2	X
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X			

- ^a Zn (R) = Zinkstaub-Beschichtungsstoff, siehe 5.2.; div. = Grundbeschichtungsstoffe mit verschiedenen Korrosionsschutzpigmenten.
- ^b NDFT = Sollschildicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.
- ^c Es wird empfohlen, die Verträglichkeit gemeinsam mit dem Beschichtungsstoffhersteller zu prüfen.
- ^d Es wird empfohlen, bei Grundbeschichtungen mit dem Bindemittel ESI eine der nachfolgenden Schichten als Haftbeschichtung (Tie-Coat) zu nutzen.
- ^e Es ist auch möglich, mit einer Sollschildicke von 40 µm bis zu 80 µm zu arbeiten, vorausgesetzt, dass der gewählte Zinkstaub-Grundbeschichtungsstoff für eine solche Sollschildicke geeignet ist.

Tabelle B.12: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Korrosivitätskategorien C5-I und C5-M aus [80]

Substrat: Niedrig legierter Stahl										
Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)										
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schichten	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer		
	Bindemitteltyp	Pigmenttyp ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Niedrig	Mittel	Hoch
C5-I										
A5I.01	EP, PUR	div.	1 – 2	120	AY, CR, PVC ^c	3 – 4	200			
A5I.02	EP, PUR	div.	1	80	EP, PUR	3 – 4	320			
A5I.03	EP, PUR	div.	1	150	EP, PUR	2	300			
A5I.04	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3 – 4	240			
A5I.05	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3 – 5	320			
A5I.06	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	AY, CR, PVC ^c	4 – 5	320			
C5-M										
A5M.01	EP, PUR	div.	1	150	EP, PUR	2	300			
A5M.02	EP, PUR	div.	1	80	EP, PUR	3 – 4	320			
A5M.03	EP, PUR	div.	1	400	—	1	400			
A5M.04	EP, PUR	div.	1	250	EP, PUR	2	500			
A5M.05	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	4	240			
A5M.06	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	4 – 5	320			
A5M.07	EP, PUR, ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EPC	3 – 4	400			
A5M.08	EPC	div.	1	100	EPC	3	300			

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünnbar möglich
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
EPC = EP-Kombination	2		EPC = EP-Kombination	2	
ESI = Ethylsilicat	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	1 oder 2	X
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X	CR = Chlorkautschuk	1	
			AY = Acrylharz	1	X
			PVC = Polyvinylchlorid	1	
<p>^a Zn (R) = Zinkstaub-Beschichtungsstoff, siehe 5.2.; div. = Grundbeschichtungsstoffe mit verschiedenen Korrosionsschutzpigmenten.</p> <p>^b NDFT = Sollsichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.</p> <p>^c Es wird empfohlen, die Verträglichkeit gemeinsam mit dem Beschichtungsstoffhersteller zu prüfen.</p> <p>^d Es wird empfohlen, bei Grundbeschichtungen mit dem Bindemittel ESI eine der nachfolgenden Schichten als Haftbeschichtung (Tie-Coat) zu nutzen.</p> <p>^e Es ist auch möglich, mit einer Sollsichtdicke von 40 µm bis zu 80 µm zu arbeiten, vorausgesetzt, dass der gewählte Zinkstaub-Grundbeschichtungsstoff für eine solche Sollsichtdicke geeignet ist.</p>					

Tabelle B.13: Beschichtungssysteme für niedrig legierten Stahl für die Kategorien Im1, Im2, Im3 aus [80]

Substrat: Niedrig legierter Stahl										
Oberflächenvorbereitung: Für Sa 2½, Rostgrad A, B oder C (siehe ISO 8501-1)										
Systeme mit niedriger Schutzdauer werden nicht empfohlen. Deshalb werden hierfür keine Beispiele aufgeführt.										
System Nr	Grundbeschichtung(en)				Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer		
	Bindemitteltyp	Pigmenttyp ^a	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemitteltyp	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Niedrig	Mittel	Hoch
A6.01	EP	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PUR	3 – 5	360			
A6.02	EP	Zn (R)	1	60 ^e	EP, PURC	3 – 5	540			
A6.03	EP	div.	1	80	EP, PUR	2 – 4	380			
A6.04	EP	div.	1	80	EPGF, EP, PUR	3	500			
A6.05	EP	div.	1	80	EP	2	330			
A6.06	EP	div.	1	800	—	—	800			
A6.07	ESI ^d	Zn (R)	1	60 ^e	EP, EPGF	3	450			
A6.08	EP	div.	1	80	EPGF	3	800			
A6.09	EP, PUR	div.	—	—	—	1– 3	400			
A6.10	EP, PUR	div.	—	—	—	1– 3	600			

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünntbar möglich ^f	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser- verdünntbar möglich ^f
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
ESI = Ethylsilicat	1 oder 2	X	EPGF = Epoxidharz/Glasflake	2	
PURC = Polyurethan-Kombination	2		PURC = Polyurethan-Kombination	2	
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X

^a Zn (R) = Zinkstaub-Beschichtungsstoff, siehe 5.2.; div. = Grundbeschichtungsstoffe mit verschiedenen Korrosionsschutzpigmenten.

^b NDFT = Sollsichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.

^d Es wird empfohlen, bei Grundbeschichtungen mit dem Bindemittel ESI eine der nachfolgenden Schichten als Haftbeschichtung (Tie-Coat) zu nutzen.

^e Es ist auch möglich, mit einer Sollsichtdicke von 40 µm bis zu 80 µm zu arbeiten, vorausgesetzt, dass der gewählte Zinkstaub-Grundbeschichtungsstoff für eine solche Sollsichtdicke geeignet ist.

^f Wasserverdünnbare Beschichtungsstoffe sind allgemein nicht geeignet für Kategorien Im.

Tabelle B.14: Beschichtungssysteme für feuerverzinkten Stahl für die Korrosivitätskategorien C2 bis C5-I und C5-M aus [80]

Substrat: Feuerverzinkter Stahl																						
ISO 12944-4 gibt einige Beispiele für die Oberflächenvorbereitung. Die Art der Oberflächenvorbereitung hängt von der Art des Beschichtungssystems ab und sollte vom Beschichtungsstoffhersteller festgelegt werden.																						
System Nr	Grundbeschichtung(en)			Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem		Erwartete Schutzdauer ⁹ (siehe 5.5 und ISO 12944-1)															
	Bindemittel-typ	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemittel-typ	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	C2			C3			C4			C5-I			C5-M			
							L	M	H	L	M	H	L	M	H	L	M	H	L	M	H	
A7.01	—	—	—	PVC	1	80																
A7.02	PVC	1	40	PVC	2	120																
A7.03	PVC	1	80	PVC	2	160																
A7.04	PVC	1	80	PVC	3	240																
A7.05	—	—	—	AY	1	80																
A7.06	AY	1	40	AY	2	120																
A7.07	AY	1	80	AY	2	160																
A7.08	AY	1	80	AY	3	240																
A7.09	—	—	—	EP, PUR	1	80																
A7.10	EP, PUR	1	60	EP, PUR	2	120																
A7.11	EP, PUR	1	80	EP, PUR	2	160																
A7.12	EP, PUR	1	80	EP, PUR	3	240																
A7.13	EP, PUR	1	80	EP, PUR	3	320																

Bindemittel für Grundbeschichtung(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser-verdünnbar möglich	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Typ (Anzahl Komponenten)	Wasser-verdünnbar möglich
AY = Acrylharz	1	X	AY = Acrylharz	1	X
PVC = Polyvinylchlorid	1		PVC = Polyvinylchlorid	1	
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
PUR = Polyurethan, aromatisch oder aliphatisch	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	1 oder 2	X

^b NDFT = Sollschichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.

⁹ Die Schutzdauer bezieht sich in diesem Fall auf die Haftfestigkeit des Beschichtungssystems auf dem feuerverzinkten Substrat.

Tabelle B.15: Beschichtungssysteme für thermisch gespritzte Metalloberflächen für die Korrosivitätskategorien C4, C5-I, C5-M und die Kategorien Im1 bis Im3 aus [80]

Substrat: Thermisch gespritztes Metall (Zink, Zink/Aluminium-Legierungen und Aluminium)																		
Oberflächenvorbereitung: Siehe ISO 12944-4:1998, Abschnitt 13.																		
Es wird empfohlen, dass eine Versiegelungsbeschichtung oder die erste Schicht des Beschichtungssystems innerhalb von 4 h aufgetragen wird.																		
Falls Versiegelungsmittel verwendet werden, müssen diese mit dem nachfolgenden Beschichtungssystem verträglich sein.																		
System Nr	Versiegelungsbeschichtung			Nachfolgende Schicht(en)	Beschichtungssystem			Erwartete Schutzdauer ^g (siehe 5.5 und ISO 12944-1)										
	Bindemittel-typ	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	Bindemittel-typ	Anzahl Schichten	NDFT ^b µm	C4			C5-I			C5-M			Im1 bis Im3		
							L	M	H	L	M	H	L	M	H	L	M	H
A8.01	EP, PUR	1	NA ^h	EP, PUR	2	160												
A8.02	EP, PUR	1	NA ^h	EP, PUR	3	240												
A8.03	EP	1	NA ^h	EP, EPC	3	450												
A8.04	EP, PUR	1	NA ^h	EP, EPC	3	320												

Bindemittel für Versiegelungsbeschichtung	Anzahl Komponenten	Wasser- verdünnbar möglich ^f	Bindemittel für nachfolgende Schicht(en)	Anzahl Komponenten	Wasser- verdünnbar möglich ^f
EP = Epoxidharz	2	X	EP = Epoxidharz	2	X
EPC = Epoxidharz-Kombination	2		EPC = Epoxidharz-Kombination	2	
PUR = Polyurethan, aromatisch	1 oder 2	X	PUR = Polyurethan, aliphatisch	1 oder 2	X

^b NDFT = Sollsichtdicke. Weitere Einzelheiten, siehe 5.4.

^f Wasserverdünnbare Beschichtungsstoffe sind allgemein nicht geeignet bei Belastungen durch Eintauchen.

^g Die Schutzdauer bezieht sich in diesem Fall auf die Haftfestigkeit des Beschichtungssystems auf dem thermisch gespritztem Substrat.

^h NA = nicht anwendbar. Die Trockenschichtdicke der Versiegelungsbeschichtung trägt nicht maßgeblich zur Gesamt-Trockenschichtdicke des Systems bei.

Tabelle B.16: Mindestschichtdicke und Masse von Zinküberzügen auf Prüfteilen, die nicht geschleudert werden aus [71]

Teile und ihre Dicke	Örtliche Schichtdicke ^a (Mindestwert) µm	Örtliche Masse des Überzugs ^b (Mindestwert) g/m ²	Durchschnittliche Schichtdicke ^c (Mindestwert) µm	Durchschnittliche Masse des Überzugs ^b (Mindestwert) g/m ²
Stahl > 6 mm	70	505	85	610
Stahl > 3 mm bis ≤ 6 mm	55	395	70	505
Stahl ≥ 1,5 mm bis ≤ 3 mm	45	325	55	395
Stahl < 1,5 mm	35	250	45	325
Guss ≥ 6 mm	70	505	80	575
Guss < 6 mm	60	430	70	505

ANMERKUNG Diese Tabelle dient zum allgemeinen Gebrauch; spezielle Produktnormen können abweichende Anforderungen festlegen. Für den Fall solcher Unstimmigkeiten wurden die Anforderungen an die örtliche und die durchschnittliche Masse des Überzugs in dieser Tabelle als Referenz festgelegt.

^a Siehe 3.8.

^b Äquivalente Masse des Überzugs unter Verwendung der Nennichte des Überzugs von 7,2 g/cm³ (siehe Anhang D).

^c Siehe 3.9.

Tabelle B.17: Schutzdauer für unterschiedliche Zinküberzüge in unterschiedlichen Korrosivitätskategorien aus [72]

Verfahren	Bezugsnorm	Mindestdicke (µm)	Ausgewählte Korrosivitätskategorien (ISO 9223), kürzeste/längste Schutzdauer (Jahre) und Schutzdauerklasse (VL, L, M, H, VH)							
			C3		C4		C5		CX	
Feuerverzinken (Stückverzinken)	ISO 1461	85	40/>100	VH	20/40	VH	10/20	H	3/10	M
		140	67/>100	VH	33/67	VH	17/33	VH	6/17	H
		200	95/>100	VH	48/95	VH	24/48	VH	8/24	H
Feuerverzinken (Bandverzinken)	EN 10346	20	10/29	H	5/10	M	2/5	L	1/2	VL
		42	20/60	VH	10/20	H	5/10	M	2/5	L
Feuerverzinken von Rohren	EN 10240	55	26/79	VH	13/26	H	7/13	H	2/7	L
Sherardisieren	EN 13811	15	7/21	H	4/7	M	2/4	L	1/2	VL
		30	14/43	VH	7/14	H	4/7	M	2/4	VL
		45	21/65	VH	11/25	H	6/11	M	3/6	L
Galvanische Verzinkung von Blechen	EN 2081	5	2/7	L	1/2	VL	1/1	VL	0/1	VL
		25	12/36	H	6/12	M	3/6	M	1/3	VL
Mechanisches Plattieren	ISO 12683	8	4/11	M	2/4	L	1/2	VL	0/1	VL
		25	12/36	H	6/12	M	3/6	L	1/3	VL

ANMERKUNG 1 Die Werte für die Schutzdauer wurden auf ganze Zahlen gerundet. Die Zuordnung der Schutzdauerklasse basiert auf dem Durchschnitt der kürzesten und längsten berechneten Schutzdauer bis zur ersten Instandsetzung, z. B. 85 µm Zinkschichtdicke in Korrosivitätskategorie C4 (Korrosionsgeschwindigkeit für Zink zwischen 2,1 µm und 4,2 µm je Jahr) ergibt eine erwartete Schutzdauer von $85/2,1 = 40,746$ Jahren (gerundet 40 Jahre) und $85/4,2 = 20,238$ Jahren (gerundet 20 Jahre). Durchschnitt der Schutzdauer $(20 + 40)/2 = 30$ Jahre – gekennzeichnet „VH“.

ANMERKUNG 2 Schutzdauer bis zur ersten Instandsetzung eines Überzugs: In dieser Tabelle sind zahlreiche Korrosionsschutzsysteme aufgelistet, geordnet und klassifiziert nach Umgebungseinflüssen und Schutzdauer bis zur ersten Instandsetzung; sie zeigt die für den Auftraggeber (Spezifizierer) bestehenden Möglichkeiten. Die für Langzeitwirkung empfohlenen Systeme sind durchweg auch für kürzere Zeiten geeignet und sogar auch für diese kürzeren Zeiten wirtschaftlich.

ANMERKUNG 3 Diese Tabelle kann auf alle Zinküberzüge angewendet werden, um die Schutzdauer bis zur ersten Instandsetzung zu bestimmen. Die Korrosionsgeschwindigkeit für alle aufgeführten Umgebungen wird durch die Korrosivitätskategorien C3 bis CX klassifiziert. Für das ausgewählte Korrosionsschutzsystem wird die kürzeste und die längste Schutzdauer bis zur ersten Instandsetzung im Hauptteil der Tabelle festgelegt.

ANMERKUNG 4 Es ist nicht möglich, bei Überzügen unabhängig von ihrer Art eine exakt gleichmäßige Dicke zu erzielen. In Spalte 3 dieser Tabelle wird der Mindestwert für die durchschnittliche Überzugsdicke für alle Überzugssysteme angegeben. In der Praxis liegen die Durchschnittswerte meist erheblich darüber, was bedeutsam ist, weil Zinküberzüge auch benachbarten Bereichen Schutz gewähren können, die ihren Überzug vorzeitig verloren haben.

ANMERKUNG 5 Es sollte darauf hingewiesen werden, dass sich in EN 10240 Schichtdickenangaben auf die örtliche Mindestdicke beziehen. Die Dickenangaben in diesen Tabellen weichen teilweise von Festlegungen in anderen Normen ab.

ANMERKUNG 6 In dieser Tabelle werden Richtwerte für Überzüge angegeben, die auf feuerverzinkte Bleche und kalt geformte Profile mit tragender Funktion aufgebracht werden, sowie für elektrolytisch verzinktes Blech, ferner für thermisch gespritzte Überzüge aus Zink, für mechanisch plattierte Überzüge, sherardisierte Überzüge und feuerverzinkte Überzüge auf Fertigbauteilen. Feuerverzinkte Fertigteile und Halbzeuge, die aus dünnwandigen Werkstoffen hergestellt sind, sowie Befestigungsmittel und andere geschleuderte Kleinwaren, haben üblicherweise eine mittlere Überzugsdicke (die hierzu geltenden Produktnormen sind zu beachten). Da die Schutzdauer aller Zinküberzüge annähernd verhältnismäßig zur Dicke oder Masse des vorhandenen Zinküberzugs ist, kann die relative Gebrauchstauglichkeit dieser Überzugsdicken leicht eingeschätzt werden.

ANMERKUNG 7 Zink-Aluminium-Überzüge (mit 5 % Al bis 55 % Al) haben üblicherweise eine höhere Korrosionsbeständigkeit als reines Zink; weil deren Gebrauch in größerem Umfang noch aussteht, sind sie in dieser Tabelle nicht aufgeführt. Für diese Art von Überzügen steht Fachliteratur in großem Umfang zur Verfügung.

ANMERKUNG 8 Dicke des Zinküberzugs auf Fertigbauteilen: ISO 1461 legt die genormte Überzugsdicke auf mindestens 85 µm bei Stahl-Wanddicken > 6 mm fest. Dünnwandige Stähle, in automatischen Anlagen feuerverzinkte Rohre und geschleuderte Kleinbauteile (üblicherweise Gewindeteile und Leitungsrohr-Fittings) haben dünnere Überzüge, aber im Allgemeinen über 45 µm Dicke. Wenn Überzüge anzuwenden sind, deren Dicke von diesen Werten abweicht, lässt sich deren Schutzdauer berechnen; die Schutzdauer von Zinküberzügen ist (in erster Näherung) zu ihrer Dicke etwa proportional. Für Rohre nach EN 10240 kann der Kunde auch dickere Zinküberzüge bestellen, die dann eine längere Schutzdauer haben. Feuerverzinkte Überzüge mit einer Dicke über 85 µm sind in ISO 1461 nicht genormt, es gelten jedoch die allgemeinen Bestimmungen dieser Internationalen Norm, die zusammen mit den spezifischen Zahlenwerten für die Dicke eine Spezifikation bilden können, die von Dritten verifiziert werden kann. Die Kenntnis der Zusammensetzung des zu verwendenden Stahls ist hierzu von grundlegender Bedeutung; der Verzinker sollte vor der Auswahl des Stahls zu Rate gezogen werden, weil sich die erwähnten großen Überzugsdicken nicht auf allen Stahlsorten erzeugen lassen. Sofern der Stahl geeignet ist, können dickere Überzüge vereinbart werden.

ANMERKUNG 9 Dicke sherardisierter Überzüge auf Fertigbauteilen: EN 13811 legt die Überzugsdicke von 3 Klassen fest, die eine Dicke bis zu 45 µm haben, für Sonderanwendungen sind jedoch höhere Dicken anwendbar. Überzugsdicken bis 75 µm können erzeugt werden. Der Sherardisierer sollte konsultiert werden, weil ein dickerer Überzug sich möglicherweise nicht auf allen Stahlsorten erzeugen lässt.

ANMERKUNG 10 Thermisch gespritzte Überzüge: Diese Überzüge werden üblicherweise als Korrosionsschutzsystem mit nachträglicher Versiegelung eingesetzt. Der Korrosionsschutz dieses Systems hängt in großem Maße von der richtigen Ausführung ab. Dieses Dokument stellt für diese Systeme keine Korrosionsschutzdaten zur Verfügung. Weitere Informationen enthält EN 15520.

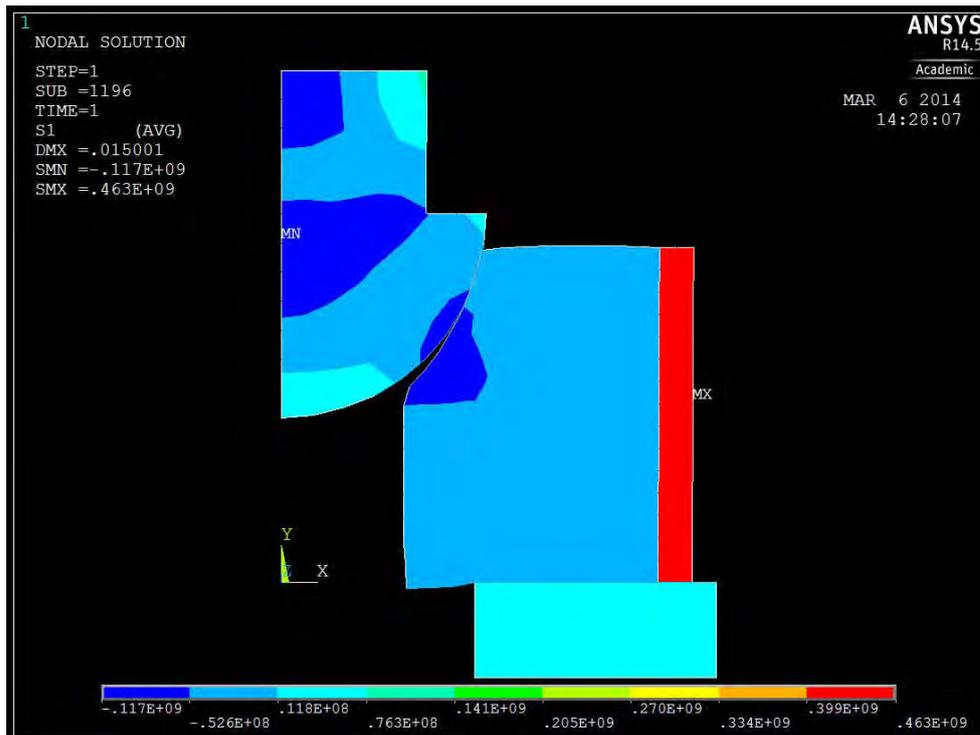


Abbildung B.1: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70$ mm

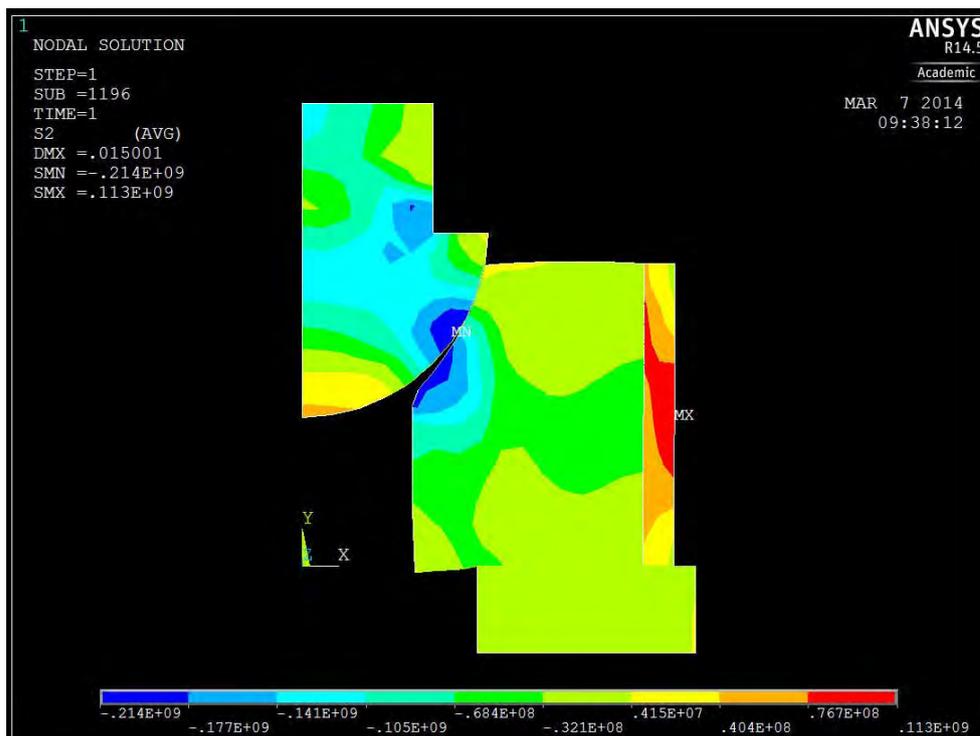


Abbildung B.2: Zweite Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70$ mm

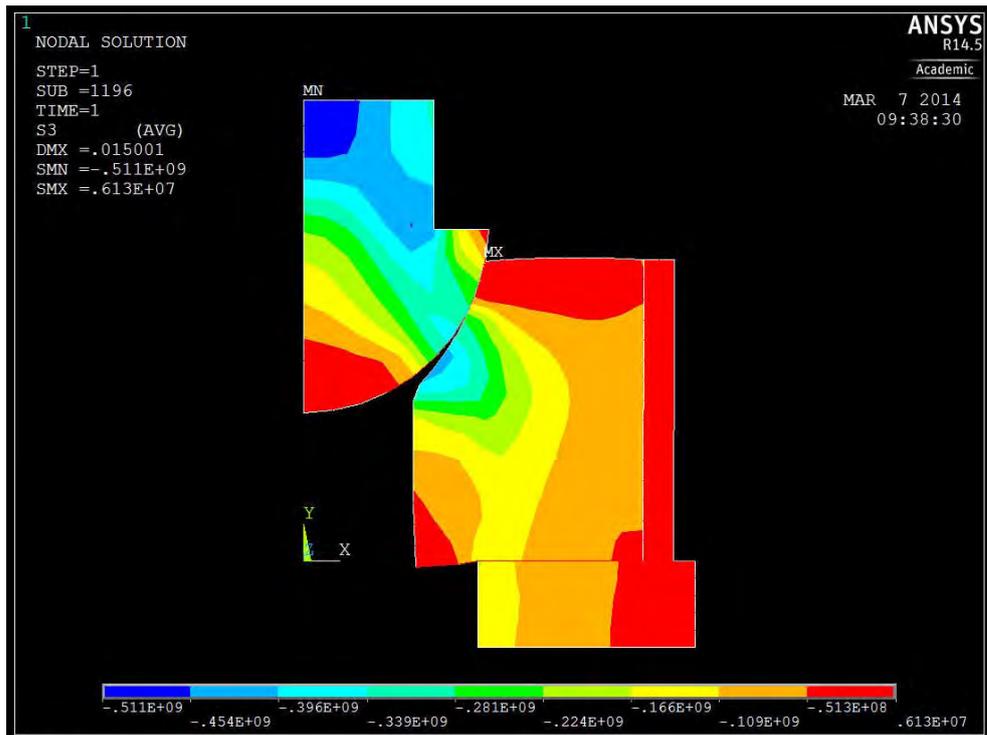


Abbildung B.3: Dritte Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70$ mm

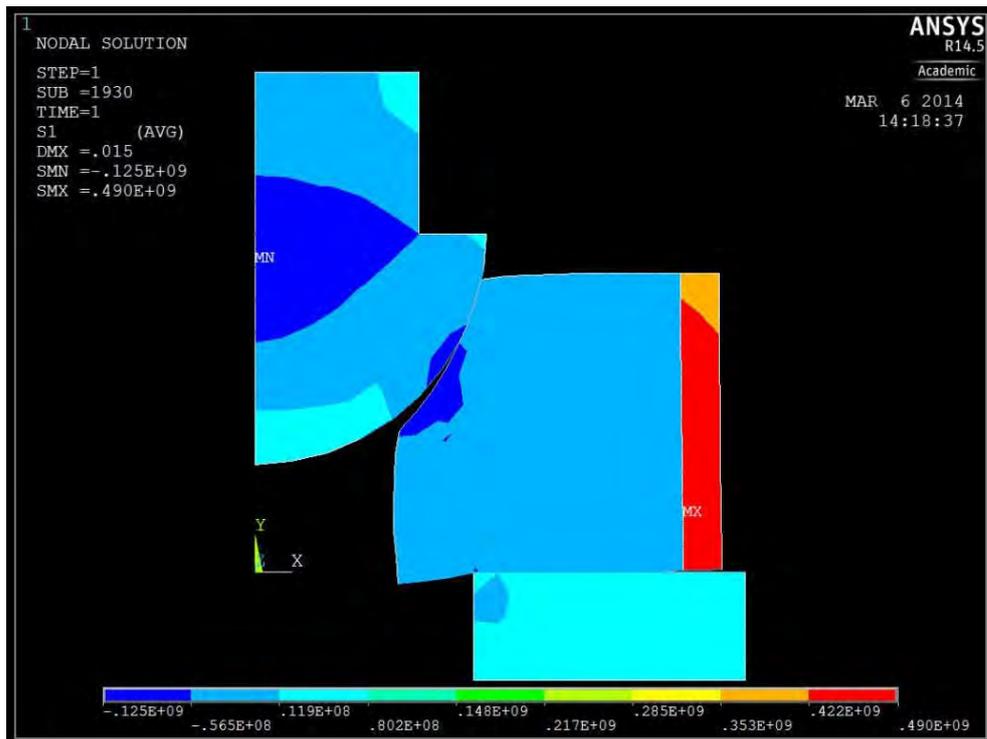


Abbildung B.4: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 50$ mm

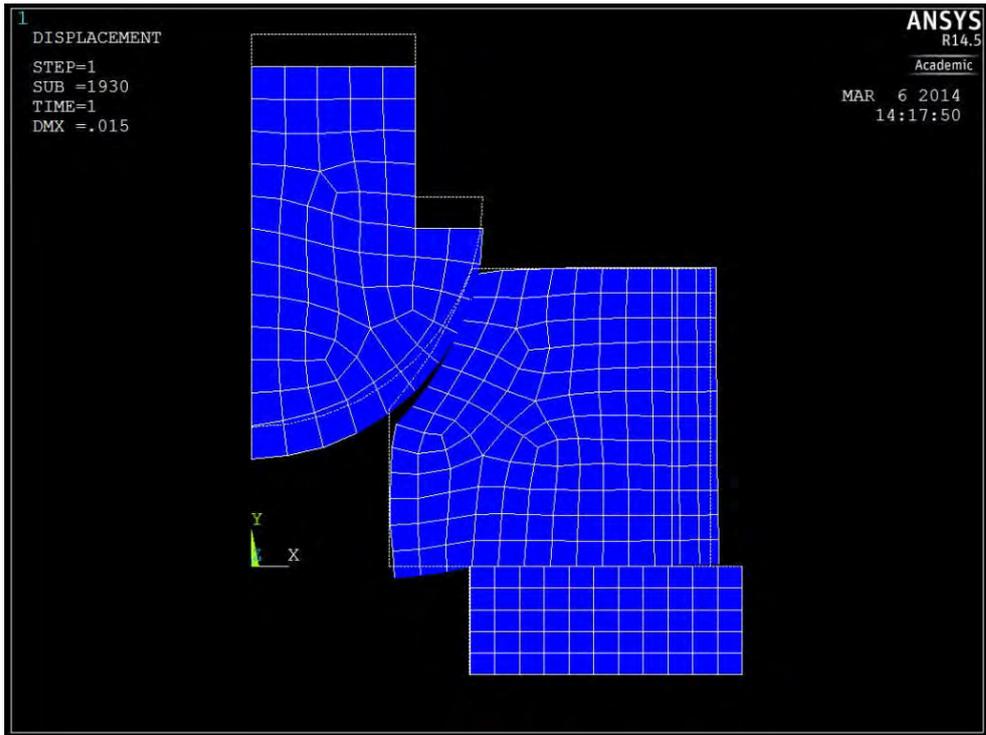


Abbildung B.5: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 50$ mm

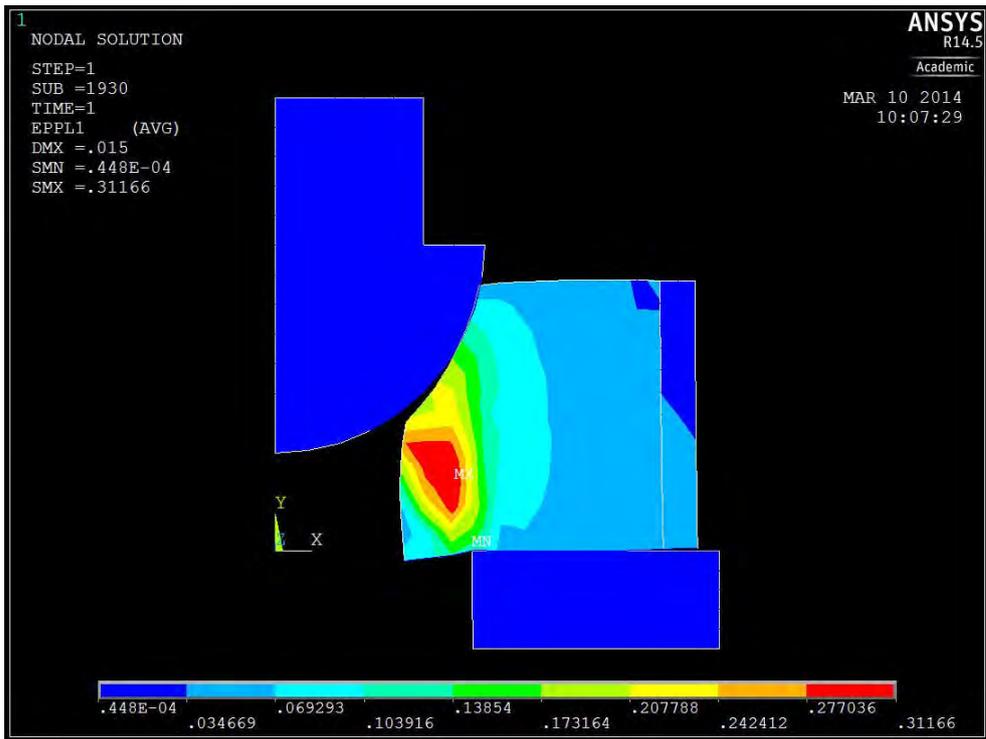


Abbildung B.6: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 50$ mm

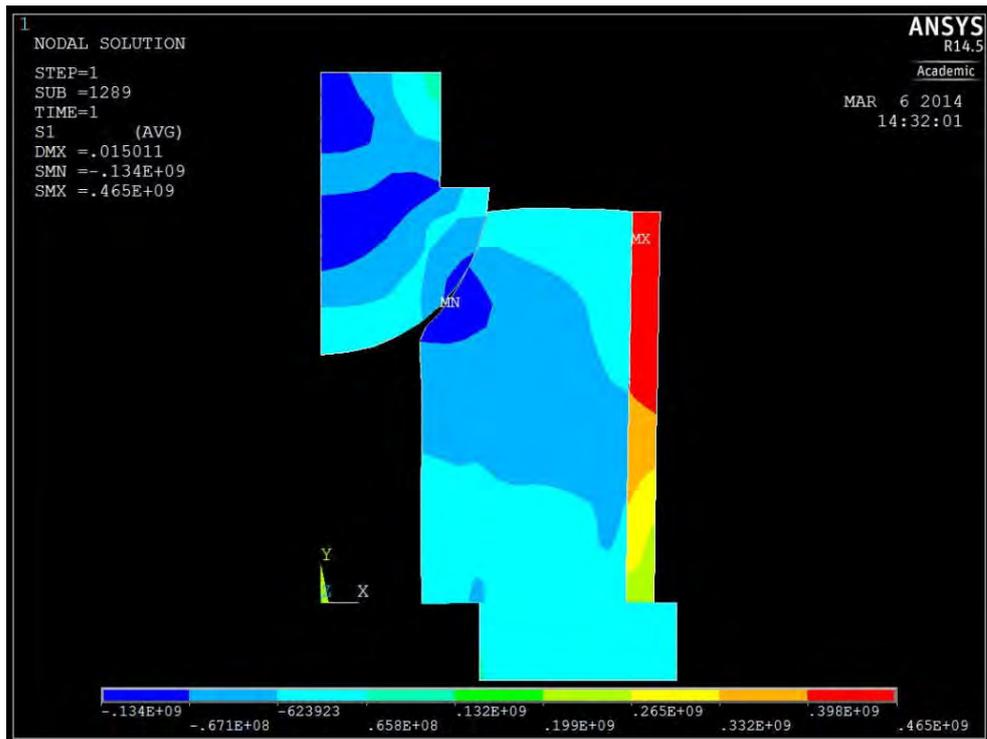


Abbildung B.7: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 100$ mm

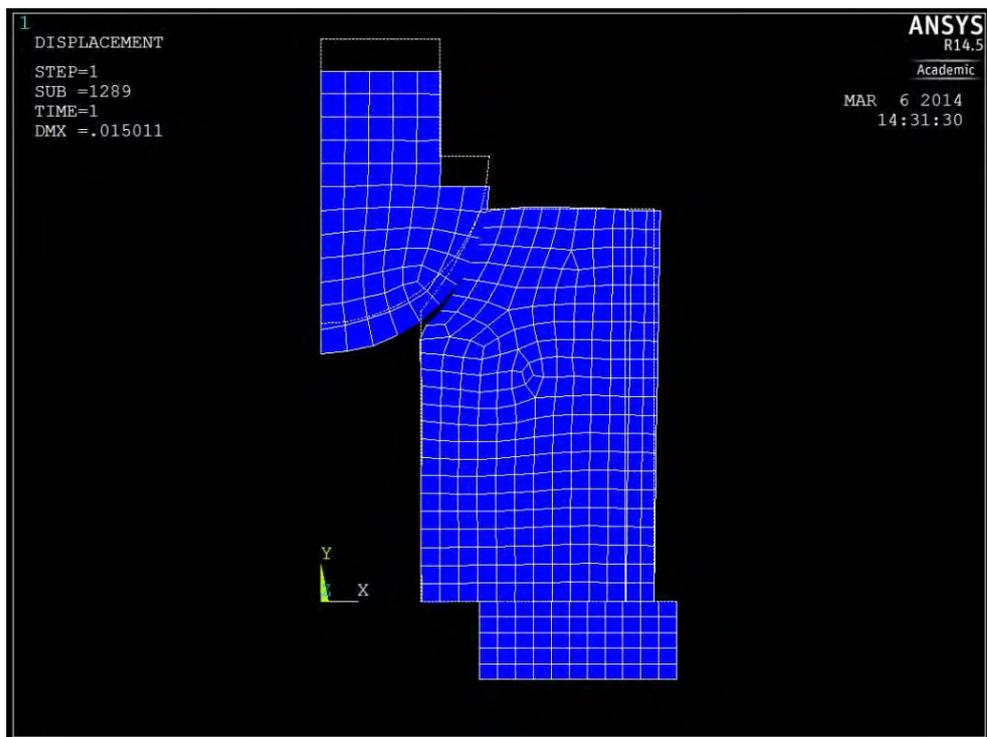


Abbildung B.8: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 100$ mm

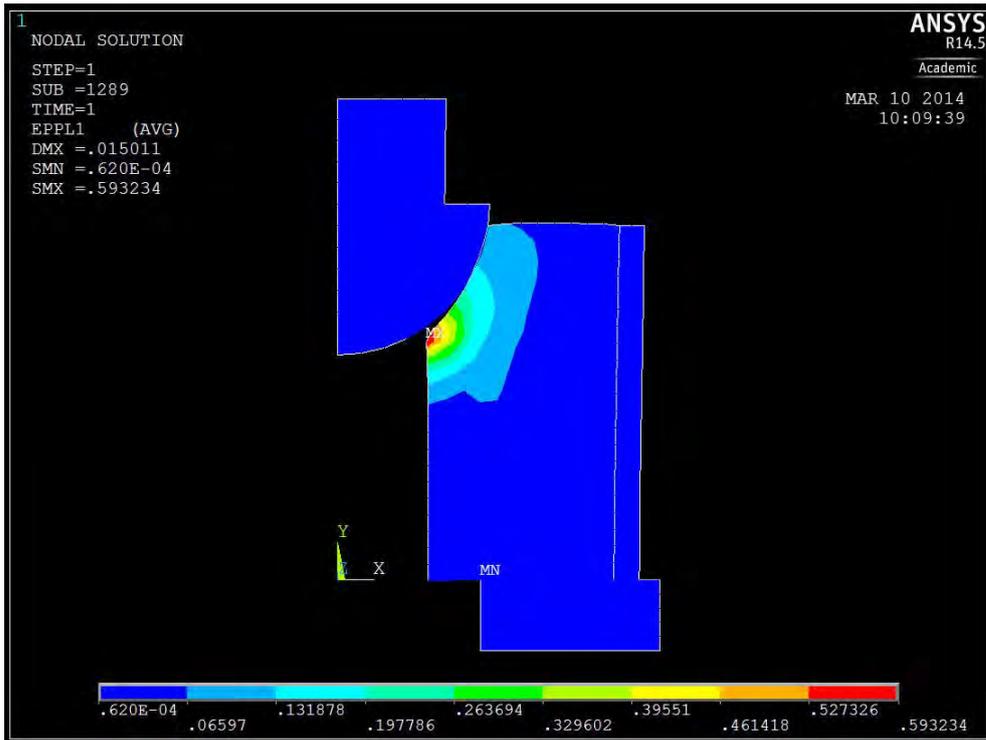


Abbildung B.9: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 100$ mm

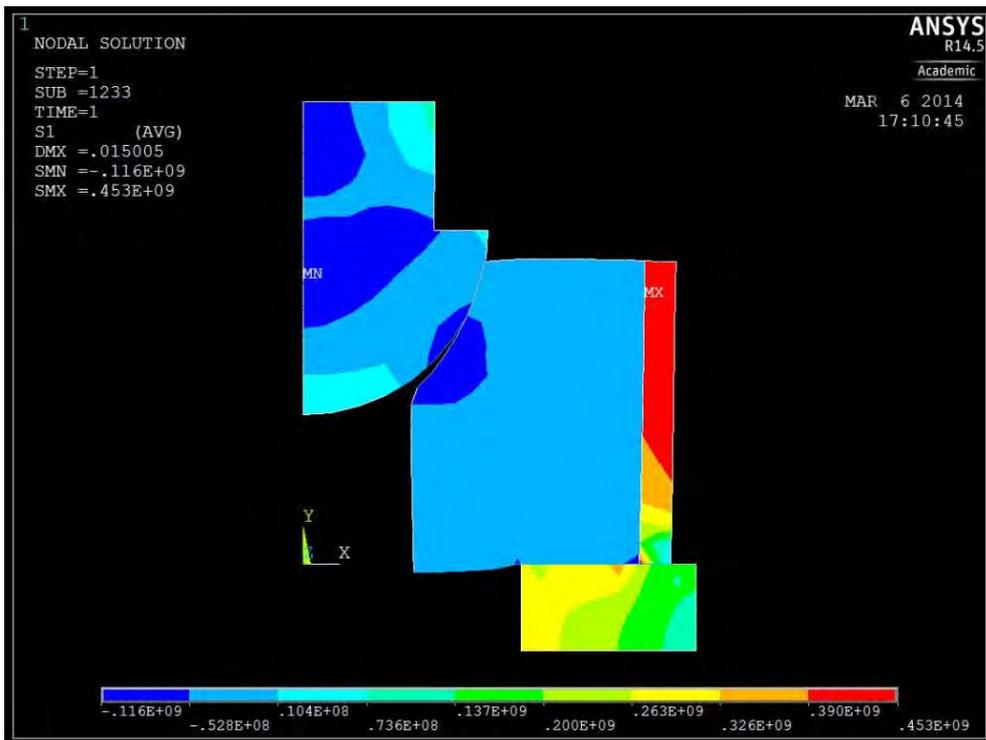


Abbildung B.10: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm

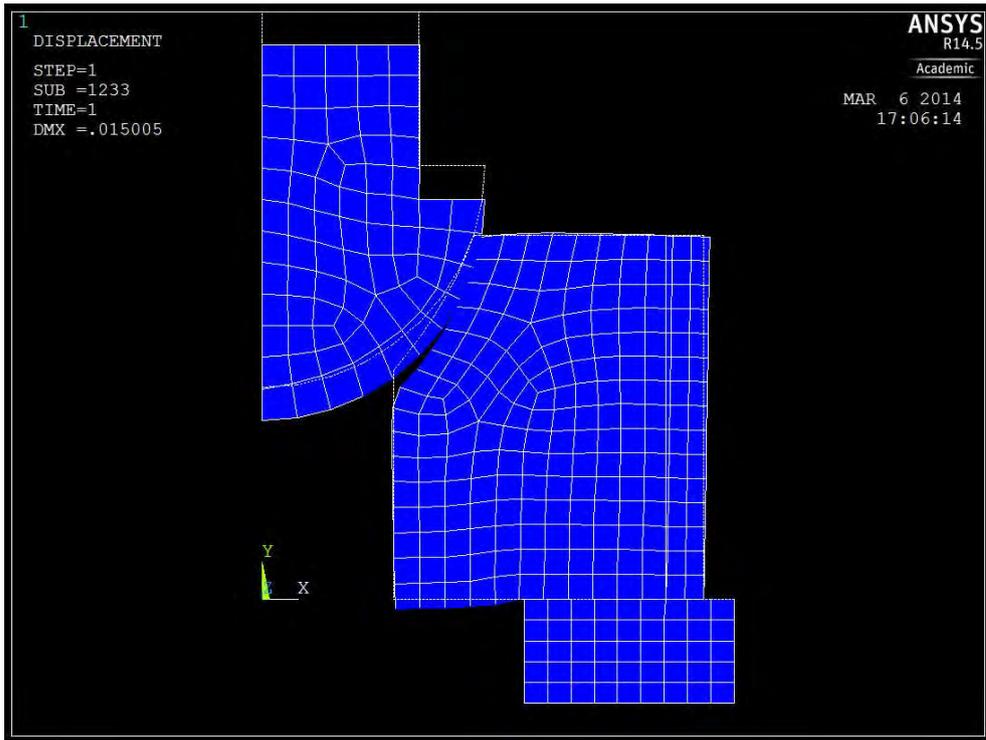


Abbildung B.11: Verschiebungsfeld des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm

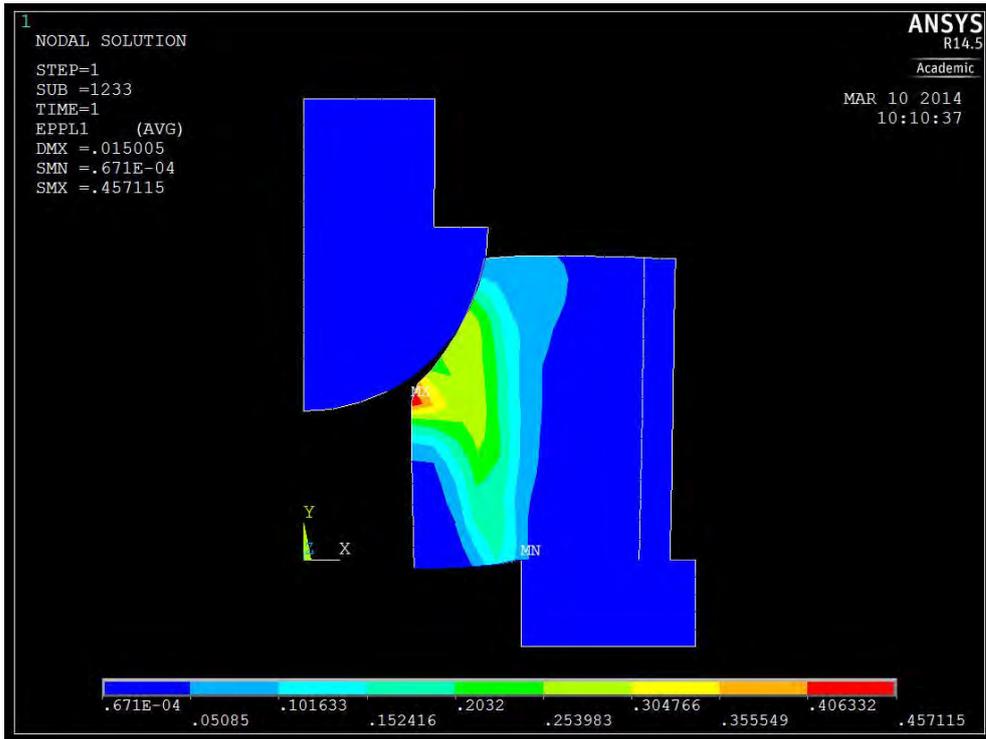


Abbildung B.12: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Lochradius = 50 mm

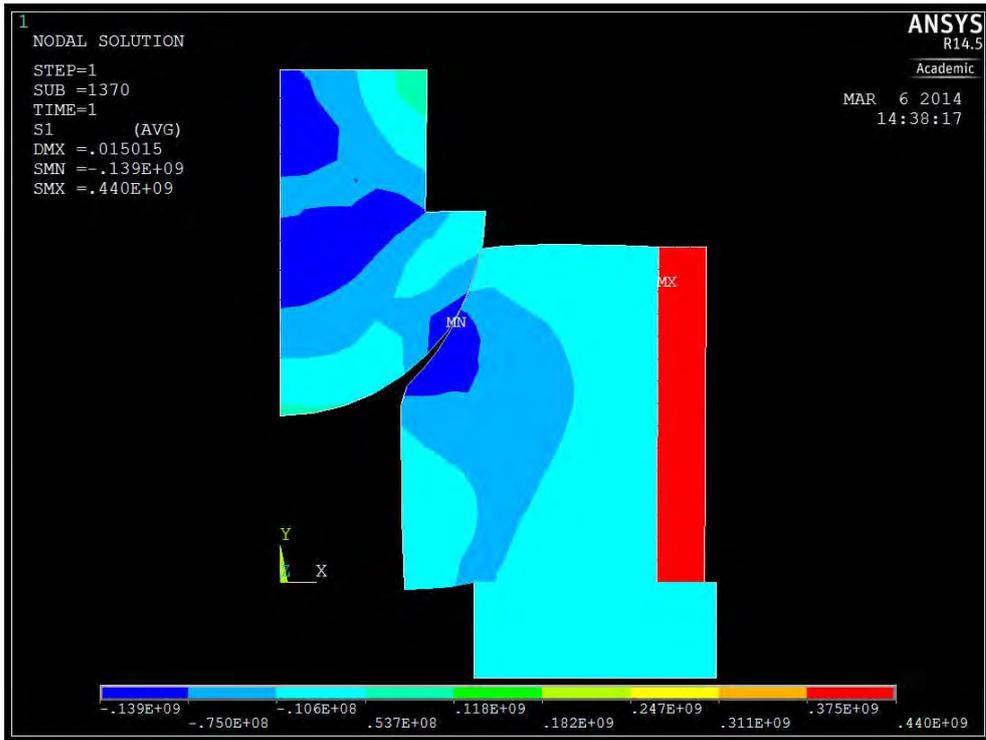


Abbildung B.13: Erste Hauptspannung des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Ringdicke = 10 mm



Abbildung B.14: Verschiebungsfigur des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Ringdicke = 10 mm

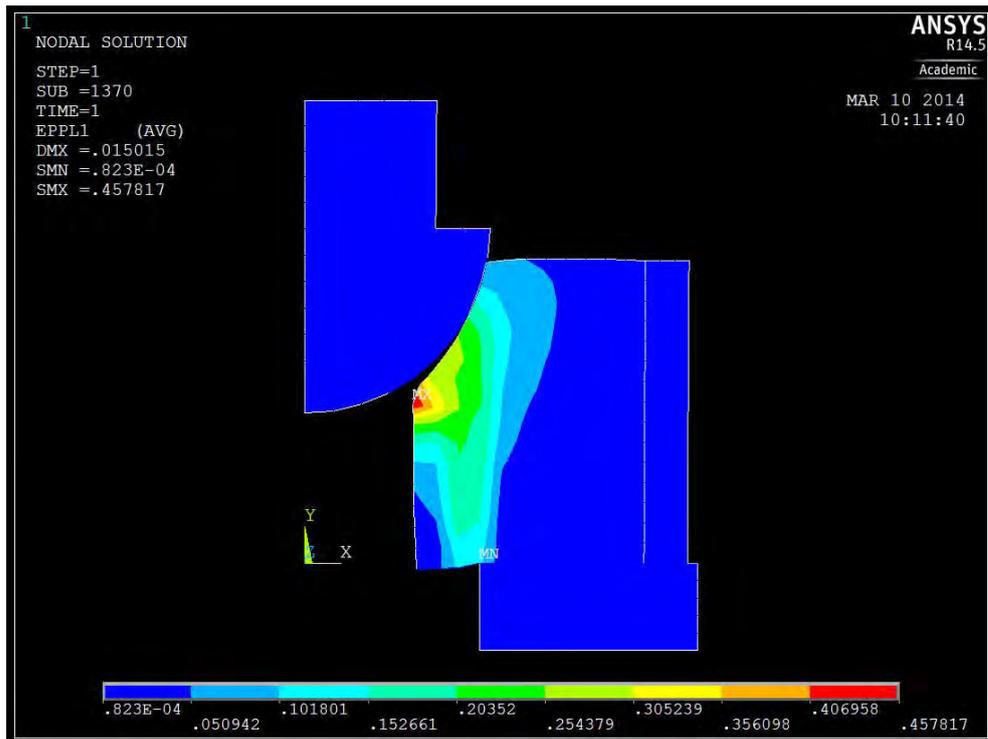


Abbildung B.15: Plastisches Dehnungen des Hybridankers mit $h = 70$ mm und Ringdicke = 10 mm

C Anhang 2: Konstruktionswerkstoffe

In Kapitel 1.3 wurde bereits erläutert, dass gemäß dem Wirkprinzip der Hybridankerplatte für den mineralischen Kern UHPC mit Faserverstärkung und für die Umschnürung zur Aufnahme der Ringzugkräfte Stahl, glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK) und kohlenstofffaserverstärkter Kunststoff (CFK) untersucht wird.

Im folgenden Kapitel soll nun auf die relevanten Eigenschaften dieser Konstruktionswerkstoffe bezüglich ihres Einsatzes bei der Hybridankerplatte und den damit verbundenen Einwirkungen (siehe Kapitel 1.2) eingegangen werden. Die nachfolgend vorgestellten Materialeigenschaften wurden durch eine umfassende Literaturrecherche, ergänzt durch eigene Untersuchungen, zusammengetragen.

C.1 Ultrahochfester Beton

C.1.1 Allgemeines

UHPC unterscheidet sich von normalfestem Beton durch eine wesentlich höhere Druckfestigkeit, die oberhalb von 100 N/mm^2 liegt. Diese Festigkeitssteigerung wird durch eine Optimierung der Kornzusammensetzung hinsichtlich Kornform und Korngröße, mit dem Ziel eine möglichst hohe Packungsdichte und geringe Porosität zu erreichen, sichergestellt. Ein hoher Zement- und Feinkornanteil verbunden mit einem geringen Wasseranspruch ist deshalb charakteristisch für UHPC. Der Wasserzementwert ultrahochfester Betone liegt daher nach [10] in der Regel unter 0,25. Um trotz allem eine gute Verarbeitbarkeit zu gewährleisten, werden beim Mischvorgang hochwirksame Fließmittel zugegeben.

In den meisten Veröffentlichungen wird zur Herstellung von UHPC die Verwendung von C_3A -armen oder C_3A -freien Portlandzementen empfohlen, da sie einen geringen Wasseranspruch haben, eine geringe Wärmeentwicklung aufweisen und einer sekundären Ettringit-bildung, die das Betongefüge schädigen könnte, vorbeugen [10]. Zur Verdichtung des Mikrogefüges wird UHPC zudem in der Regel Silikastaub zugegeben, der sowohl die Packungsdichte der Feinststoffmatrix verbessern als auch mit dem Calciumhydroxid des Zements zusätzliche gefügedichtende C-S-H-Phasen bilden soll [10]. Dadurch kann der Verbund zwischen Matrix und Zuschlag wesentlich verbessert werden und es entsteht ein sehr homogenes Gefüge [11]. Allerdings wird durch den Abbau des Calciumhydroxids gleichzeitig auch der pH-Wert der Porenlösung und damit die Alkalireserve des Betons gesenkt. Aufgrund des hohen Zementgehaltes und da der Einsatz des Silikastaubes die Kapillarporosität verringert und den

Carbonatisierungsfortschritt reduziert, bestehen bei UHPC nach [10] jedoch keine Bedenken einer zu starken Abminderung des Korrosionsschutzes.

Außerdem wird UHPC in der Regel mit Stahlfasern hergestellt [10]. Dies liegt im Verhalten von UHPC unter Druckbeanspruchung begründet, dass sich deutlich gegenüber dem Verhalten von normalfestem Beton unterscheidet. Nach [10] verhält sich UHPC aufgrund des homogenen Gefüges ohne ausgewiesene Schwachstellen bis ca. 80% der Druckfestigkeit nahezu linear-elastisch. Anschließend treten erste Mikrorisse auf. Beim Versagen wird schlagartig die zuvor gespeicherte Energie freigesetzt, weshalb UHPC ohne Fasern explosionsartig versagt und praktisch kein abfallender Ast im Spannungs-Dehnungs-Diagramm zu beobachten ist (siehe Abbildung C.1 links). Durch Zugabe von Stahlfasern kann dieses spröde Versagen verhindert und ein duktileres Nachbruchverhalten erreicht werden (siehe Abbildung C.1 rechts).

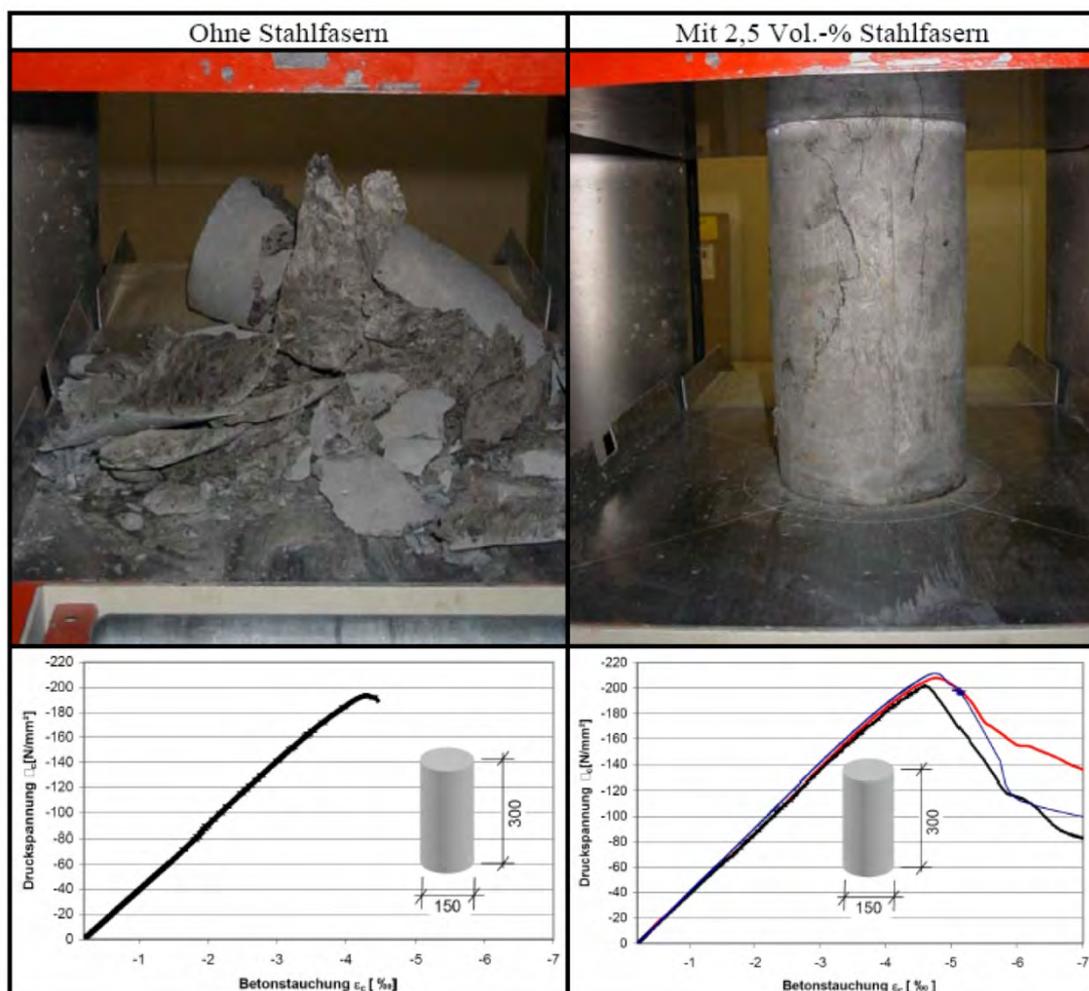


Abbildung C.1: Bruchverhalten von UHPC mit und ohne Stahlfasern aus [11]

Auch auf das Zugverhalten von UHPC haben Fasern einen entscheidenden Einfluss. So steigt nach [10], [11] und [12] im Allgemeinen die Zugfestigkeit durch die Zuga-

be von Fasern an, wobei längere Fasern und höhere Fasergehalte tendenziell auch zu höheren einaxialen Zugfestigkeiten führen. Auch das sehr spröde Nachbruchverhalten von ungefasertem UHPC unter zentrischer Zugbeanspruchung kann durch die Zugabe von Stahlfasern deutlich verbessert werden. In [10], [11] und [14] wird berichtet, dass sowohl unter einaxialer Druckbeanspruchung als auch unter einaxialer Zugbeanspruchung längere Stahlfasern für ein duktileres Nachbruchverhalten als kurze Fasern sorgen. Allerdings wird in [10] auch darauf hingewiesen, dass längere Fasern schlechter einmischbar sind und zur Igelbildung neigen. Die besten Ergebnisse werden demnach mit Fasern zwischen 8 und 16 mm Länge und 0,1 bis 0,2 mm Durchmesser erreicht. Die empfohlenen Stahlfasermengen liegen nach [10] zwischen 2,0 und 3,5 Vol.-%, wobei sich mit zunehmendem Fasergehalt die Konsistenz des Frischbetons verschlechtert (vgl. auch [14]). Als wesentliche Einflussparameter auf das Nachbruchverhalten sowohl unter Zug- als auch unter Druckbeanspruchung können nach [10] der Fasergehalt, die Fasergeometrie, die Faserlänge bezogen auf das Größtkorn, die Verbundeigenschaften zwischen Fasern und Matrix und die Faserorientierung genannt werden.

Bislang wird UHPC hauptsächlich im Fertigteilwerk hergestellt. Um früh eine hohe Festigkeit zu erreichen und um das autogene Schwinden der Fertigteile vorwegzunehmen, wird ultrahochfester Beton meist einer Wärmebehandlung unterzogen [10]. Nach einer in der Regel mindestens 24-stündigen Vorlagerungszeit, wird der Beton dabei langsam auf 70 bis 90°C erwärmt und dann für ca. 48 Stunden bei diesen Temperaturen vor Austrocknung geschützt gelagert. Im Allgemeinen hat er danach seine Endfestigkeit erreicht [10]. Nach [24] führen höhere Wärmebehandlungstemperaturen bei gleicher Beaufschlagungszeit auch zu höheren Druckfestigkeiten des Betons. Ab einer Temperatur von 90 °C ergeben sich jedoch nur noch geringfügige Steigerungen weshalb auch in Bezug auf den Energieverbrauch und den damit verbundenen Kosten eine Wärmebehandlung mit Temperaturen größer 90°C aus praktischer Sicht nur in Ausnahmefällen sinnvoll ist. Aus in [11] vorgestellten Untersuchungen geht hervor, dass zwar mit zunehmender Wärmebehandlungsdauer bis zu 96 h die Druckfestigkeit weiter gesteigert werden kann, aber dass die Zunahme der Druckfestigkeit nach 24 h nur noch relativ gering ist. Eine Wärmebehandlung führt zur Beschleunigung und Steigerung der puzzolanischen Reaktion, wodurch die CSH-Phasen SiO₂-reicher werden und ihre Kettenlänge zunimmt [10]. Auch in [18] wird ein im Vergleich zu wassergelagerten Proben erhöhter Reaktionsumsatz durch den Temperatureinfluss bestätigt, der sich im verstärkten Wachstum und der vermehrten Neubildung von CSH-Phasen manifestiert. Dies führt zu einer deutlichen Gefügeverdichtung gegenüber wassergelagerten Proben, die sich in einer Festigkeitssteigerung ausdrückt.

C.1.2 Mischungszusammensetzung, Frischbetoneigenschaften

Mit Tastversuchen wurde eine geeignete Mischungszusammensetzung für den mineralischen Kern der Hybridankerplatten festgelegt. Dabei wurde auf einen hohen mechanischen Widerstand, eine gute Verarbeitbarkeit und eine gute Langzeitstabilität geachtet. Ausgangspunkt für die gewählte Mischungszusammenstellung waren deshalb die Grobkornmischungen B5Q bzw. B4Q, die an der Universität Kassel entwickelt und im Schwerpunktprogramm (SPP) 1182 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) bereits näher untersucht wurden. Die Mischungen B4Q und B5Q sind Weiterentwicklungen der Mischung B3Q, die sich in umfangreichen Voruntersuchungen an der Universität Kassel als besonders geeignet herausgestellt hat und in [11] näher untersucht wurde. Aus den bereits in Abschnitt C.1.1 erwähnten Gründen wurde für die Mischung B3Q ein C₃A-armes Portlandzement CEM I 52,5 R-HS/NA verwendet. Außerdem erwies sich in den in [11] durchgeführten Untersuchungen, ein Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% aus Fasern mit 9 mm Länge und 0,15 mm Durchmesser als am besten geeignet, um sowohl ein duktiles Nachbruchverhalten unter einaxialer Druck- und Zugbeanspruchung als auch eine ausreichende zentrische Zugfestigkeit und Frischbetonkonsistenz zu erreichen. Wegen Problemen mit der Verarbeitbarkeit und den angestrebten Festbetoneigenschaften, die sich vermutlich aus einer signifikanten Änderung der Zementeigenschaften im Zeitraum zwischen der Mischungsentwicklung des B3Q und dem Beginn des SPP 1182 ergaben, wurde schließlich die Rezeptur für den B4Q UHPC entwickelt (vgl. [36] und [39]). Innerhalb der 2.Förderperiode des SPP 1182 wurde jedoch die Herstellung des Mikrosilika Elkem Grade 983 eingestellt und deshalb wurde die Mischung B5Q mit dem Mikrosilika Silicoll P als Ersatz entwickelt. In Verbindung mit dem neuen Mikrosilika war es notwendig das Fließmittel auf Viscocrete Gold umzustellen, um eine ausreichende Dispergierung zu gewährleisten. Die Zugabemengen der einzelnen Stoffe sind jedoch gleich geblieben (siehe Tabelle C.1). Die gewählte Mischung für die Herstellung der Hybridankerplatten unterscheidet sich von der Mischung B5Q vor allem durch den geringeren Fasergehalt (siehe Tabelle C.1). Dieser konnte im Vergleich zur Mischung B5Q deutlich verringert werden, da im Fall des Hybridankers ein duktiler Nachbruchverhalten bereits durch die Umschnürung des Ringes gegeben ist. Die Vorteile des geringeren Fasergehaltes liegen in der besseren Verarbeitbarkeit des UHPCs und in den geringeren Herstellkosten gegenüber der Mischung B5Q, da die Stahlfasern einen großen Teil der Kosten von UHPC-Mischungen ausmachen (vgl. [10] und [14]). Aufgrund der ansonsten nahezu identischen Rezeptur der Hybridankermischung und der Mischungen B5Q bzw. B4Q kann davon ausgegangen werden, dass sich die meisten Erkenntnisse der Untersuchungen aus dem SPP 1182 auf die UHPC-Mischung der Hybridankerplatte übertragen lassen.

Tabelle C.1: Rezeptur des verwendeten UHPCs im Vergleich zur Mischung B4Q und B5Q aus dem SPP 1182 der DFG

Bezeichnung	UHPC-Hybridanker [kg/m ³]	B4Q [kg/m ³]	B5Q [kg/m ³]
<i>Zement CEM I 52,5 R – HS/NA</i>	631	650	650
<i>Wasser, kalt</i>	153,5	158	158
<i>Mikrosilika Silicoll P, Sika</i>	172		177
<i>Mikrosilika Elkem Grade 983</i>		177	
<i>Quarzmehl (QM1) W12</i>	316	325	325
<i>Quarzmehl (QM2) W3</i>	127	131	131
<i>ViscoCrete 20 Gold, Sika</i>	29,5		30,4
<i>Glenium 51, Woermann</i>		30,4	
<i>Quarzsand H33 0,125/0,5</i>	340	354	354
<i>Basalt 2/8</i>	574	597	597
<i>Stahlfasern Weidacon FM 0,15/9 mm, Stratec</i>	118	194	192
<i>w/z-Wert</i>	0,24	0,24	0,24
<i>w/b-Wert</i>	0,21	0,21	0,21
<i>Fasergehalt [Vol.-%]</i>	1,5	2,5	2,5

Tabelle C.2 gibt einen Überblick über die wichtigsten Frischbetonwerte der verwendeten UHPC-Mischung und der Mischungen B4Q und B5Q. Für die Hybridankermischung sind jeweils die Minimal und Maximalwerte aus den bisher durchgeführten Betonagen angegeben, um einen Eindruck von den Streuungen der Werte zu erhalten. Bei den übrigen Mischungen sind die in den Literaturquellen [37] und [40] aufgeführten Mittelwerte angegeben. Die höhere Rohdichte der Mischungen B4Q und B5Q und die schlechtere Fließfähigkeit dieser Mischungen kann vor allem durch den unterschiedlichen Stahlfasergehalt im Vergleich zur Hybridankermischung erklärt werden. Es ist jedoch zu erwähnen, dass die Frischbetonwerte bei UHPC in der Regel stärker streuen als bei Normalbeton, da sie stärker vom genauen Mischregime, vom verwendeten Mischer und von der Qualität und Zusammensetzung der Ausgangsstoffe abhängen. Die in Tabelle C.2 angegebenen Werte für die Mischungen B4Q und B5Q sind deshalb nur als Richtwerte zu verstehen.

Tabelle C.2: Frischbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q

Mischung	Ausbreitmaß[mm]	Luftporengehalt [Vol.-%]	Rohdichte [g/cm ³]
<i>UHPC-Hybridanker</i>	635 - 720	2,4 - 3,2	2508 - 2546
<i>B4Q</i>	500	3,5	2536
<i>B5Q</i>	510	2,6	2590

Wie bereits in Abschnitt C.1.1 erläutert wurde, werden ultrahochfeste Betone in der Regel mit einem hohen Zementanteil und einem geringen w/z-Wert hergestellt (vgl. auch Tabelle C.1). Zusätzlich entsteht eine sehr dichte Matrix. Aus diesen Gründen steht nach [38] in der Regel nicht genügend Wasser für eine vollständige Hydratation der Klinkerphasen des Zements zur Verfügung und es verbleibt ein hoher Anteil von nicht hydratisiertem Zement als Mikrofüller in der Matrix. Dies konnte durch elekt-

ronenmikroskopische Aufnahmen unter anderem in [18] bestätigt werden. Der rechnerisch maximal erreichbare Hydratationsgrad der B4Q-Mischung liegt demnach laut [38] bei 0,60. In einem Teilprojekt des SPP 1182 an der TU München wurde deshalb untersucht, inwiefern ein Teil des energieintensiv hergestellten und relativ teuren Portlandzements durch alternative Zusatzstoffe ausgetauscht werden kann. Die in [15], [16], [17] und [21] veröffentlichten Ergebnisse zeigen, dass der Austausch von Zement durch Hüttensandmehl oder Flugasche zu einem geringeren Wasser- und Fließmittelanspruch führt. Mit zunehmendem Austauschgrad verringert sich jedoch die Druckfestigkeit des Betons. Diese Abnahme kann teilweise durch eine Erhöhung der Feinheit des Hüttensandmehles bzw. der Flugasche kompensiert werden. Zudem wurden Untersuchungen zum Austausch des Quarzmehles durch Flugasche durchgeführt. Diese zeigten nach [17] und [21], dass die Verarbeitbarkeit des Frischbetons von der Feinheit der verwendeten Flugasche abhängt. Das Festigkeitsniveau der Referenzmischung mit Quarzmehl wurde hingegen unabhängig von der Feinheit der verwendeten Flugasche erreicht. Quarzmehl weist im Vergleich zu z.B. Kalksteinmehl scharfkantigere Bruchflächen auf und weicht somit stärker von der idealen Kugelform ab [13]. Dadurch kann das rheologische Verhalten von UHPC beeinflusst werden. Die Auswirkungen auf die Mischzeit, das rheologische Verhalten sowie die Festbetoneigenschaften von UHPC bei volumetrischem Austausch von Quarzmehl durch Kalksteinmehl oder Hüttensandmehl wurde deshalb ebenfalls an der TU München untersucht. Dabei zeigte sich ein verringerter Fließmittelanspruch bei der Verwendung von Kalksteinmehl bzw. Hüttensandmehl gegenüber der Referenzmischung mit Quarzmehl [13]. Bei Verwendung des Kalksteinmehles konnte zudem eine deutliche Verbesserung der Verarbeitungseigenschaften und eine deutliche Verkürzung der Mischzeit erreicht werden. Der Einsatz von Hüttensandmehl führte dagegen zu einer längeren Mischzeit als bei der Referenzmischung mit Quarzmehl. Die Druck- und Spaltzugfestigkeit des UHPCs wurde dagegen durch den Austausch der Zusatzstoffe nur geringfügig beeinflusst. Auf Basis der hier aufgeführten Untersuchungen könnte die verwendete Hybridankermischung zukünftig eventuell noch weiter optimiert werden.

C.1.3 Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul

Die Festbetoneigenschaften der schließlich festgelegten Hybridankermischung aus den bisherigen Betonagen im Vergleich zu den Mischungen B4Q und B5Q sind in Tabelle C.3 aufgelistet. Die Werte der UHPCs B4Q und B5Q sind dabei aus [12], [32], [40], [58], [60] und [63] entnommen. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass die Festbetonkennwerte von UHPC stärker von der Vorbereitung der Probekörper (z.B. Schleifen der Oberflächen), den Lagerungsbedingungen und anderen Faktoren abhängen als bei Normalbeton [12]. Innerhalb des SPP 1182 wurde deshalb ein Ring-

versuch organisiert an dem bis zu 12 Institute beteiligt waren, um verschiedene Einflüsse auf die Festbetonkennwerte der verwendeten UHPCs zu ermitteln. Dabei wurden teils erhebliche Streuungen festgestellt [12], weshalb die in Tabelle C.3 angegebenen Kennwerte nur als Richtwerte zu verstehen sind und nicht stellvertretend allen Ergebnissen aus den verschiedenen Teilprojekten des SPP 1182 zu Grunde gelegt werden können. Die in Tabelle C.3 aufgeführten Werte für die zentrische Zugfestigkeit stammen nicht aus durchgeführten Versuchen, sondern wurden für einen ungefähren Vergleich der Zugfestigkeit der unterschiedlichen Mischungen aus der Spaltzugfestigkeit bzw. der Biegezugfestigkeit berechnet. Die zentrische Zugfestigkeit kann nach [4] für UHPC aus der Biegezugfestigkeit mit Hilfe der Gleichung $f_{ctm} = 0,51 \cdot f_{ct,fl}$ berechnet werden. Die Umrechnung der Spaltzugfestigkeit in die zentrische Zugfestigkeit kann nach [5] für Normalbeton mit der Gleichung $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$ erfolgen. Für eine erste Abschätzung der zentrischen Zugfestigkeit der Hybridankermischung wird hier trotzdem auf diese Formel zurückgegriffen. Da zudem aus [6] hervorgeht, dass die Spaltzugfestigkeit von Würfeln um etwa 10% höher liegt als bei Zylindern und zur Prüfung der Spaltzugfestigkeit Würfel der Maße 100/100/100 mm verwendet wurden, wird zur Umrechnung der Spaltzugfestigkeit in die zentrische Zugfestigkeit ein zusätzlicher Faktor von 0,9 verwendet.

Tabelle C.3: Festbetoneigenschaften der Hybridankermischung und der Mischungen B4Q und B5Q

Eigenschaft	UHPC-Hybridanker [N/mm ²]	B4Q [N/mm ²]	B5Q [N/mm ²]
<i>28d-Zylinderdruckfestigkeit</i>	-	161,2	169,0
<i>28d-Zylinderdruckfestigkeit nach WB9/90</i>	159,5 – 163,4	-	-
<i>28d-Zylinderdruckfestigkeit nach WB48/90</i>	-	192,0	191,8
<i>Biegezugfestigkeit</i>	-	27,0	34,0
<i>Spaltzugfestigkeit</i>	16,3 – 19,3	-	-
<i>rechnerische zentrische Zugfestigkeit</i>	13,2 – 15,6	13,8	17,3
<i>E-Modul</i>	45522 - 47604	-	52.600

Abgesehen vom niedrigeren Fasergehalt der Hybridankermischung sind die Unterschiede in Tabelle C.3 vor allem auf die unterschiedliche Nachbehandlung zurückzuführen. So werden die Probekörper aus der Hybridankermischung nach der Betonage mit Folie bedeckt und nach einer Aushärtezeit von mindestens 12 Stunden unter Folie bedeckt einer Wärmebehandlung bei 90°C für ca. 9 Stunden unterzogen. Anschließend werden die Probekörper bis zur Prüfung an der Luft gelagert. Die Probekörper zur Bestimmung der 28d-Druckfestigkeit ohne Wärmebehandlung (WB) aus den Mischungen B4Q und B5Q wurden hingegen nach dem Ausschalen in der Regel 6 Tage unter Wasser gelagert und anschließend 21 Tage bei 20°C und 65% relativer Luftfeuchte. Die Probekörper zur Bestimmung der 28d-Druckfestigkeit nach WB aus B4Q und B5Q wurden in der Regel nach einem Tag ausgeschalt, anschließend luftdicht versiegelt einer 48 stündigen Wärmebehandlung unterzogen und schließlich bis

zur Prüfung bei 20°C und 65% relativer Luftfeuchte gelagert. Ein Vergleich der 28d-Druckfestigkeit mit und ohne WB zeigt die bereits in Abschnitt C.1.1 erläuterte Festigkeitssteigerung aufgrund der WB. Zudem kann in Tabelle C.3 gesehen werden, dass die Festigkeit der Hybridankermischung aufgrund der kürzeren Wärmebehandlungsdauer unterhalb der Festigkeit der wärmebehandelten Probekörper aus den Mischungen B4Q und B5Q liegt, aber in etwa vergleichbar mit den Festigkeiten der beiden Mischungen ohne Wärmebehandlung ist. Zudem zeigte sich aus den Untersuchungen, dass die Endfestigkeit der Hybridankermischung wie erwartet bereits direkt nach der Wärmebehandlung erreicht wurde und es zu keiner wesentlichen Nachhärtung mehr kam.

Die Festlegung der Wärmebehandlung für die Hybridankermischung erfolgte anhand einiger Tastversuche mit unterschiedlichen Temperaturen und Wärmebehandlungsdauern (siehe Abbildung C.2 und Abbildung C.3). Daraus ergab sich, dass mit hohen Temperaturen von 250°C sehr hohe Druckfestigkeiten erreicht werden können, allerdings wurde bereits in Abschnitt C.1.1 erläutert, dass eine Wärmebehandlung mit Temperaturen größer 90°C aus praktischer Sicht nicht sinnvoll ist. Bei einer Wärmebehandlung von 70°C werden erst nach 2 Tagen die gleichen Festigkeiten erreicht, die bei einer Wärmebehandlung von 90°C bereits nach ca. 10 bis 12 Stunden erreicht werden. Nach 9 h Wärmebehandlung bei einer Temperatur von 90°C wurde dagegen schon in etwa die 21 d-Festigkeit der Mischung ohne WB erreicht (vgl. Abbildung C.3). Unter anderem aus Kostengründen wurden deshalb eine Wärmebehandlungsdauer von 9 h und eine Temperatur von 90°C für die Herstellung der Hybridankerplatten festgelegt.

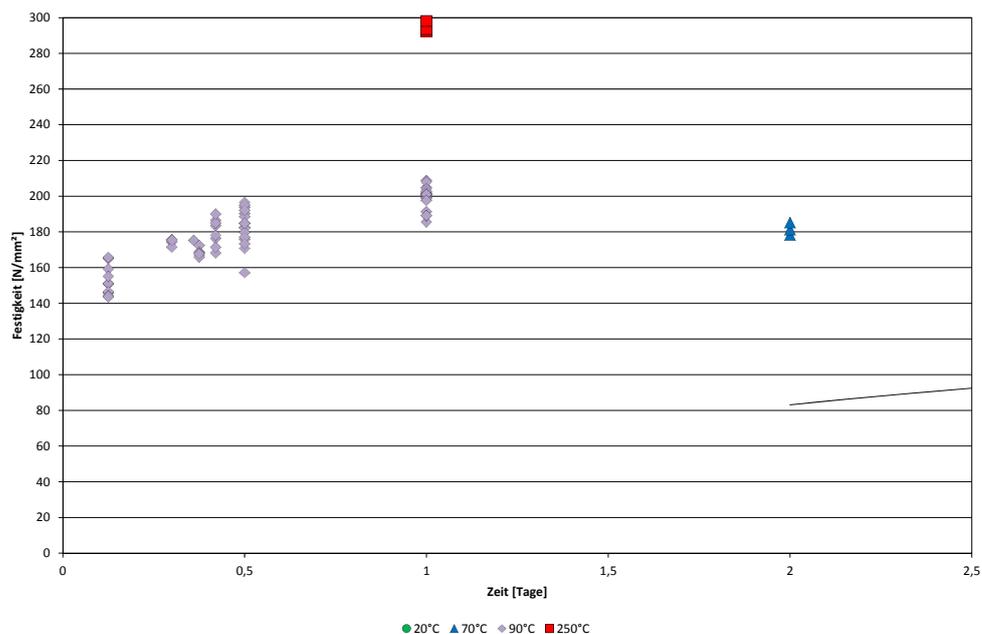


Abbildung C.2: Tastversuche zur Bestimmung der Wärmebehandlungsdauer (Würfeldruckfestigkeit)

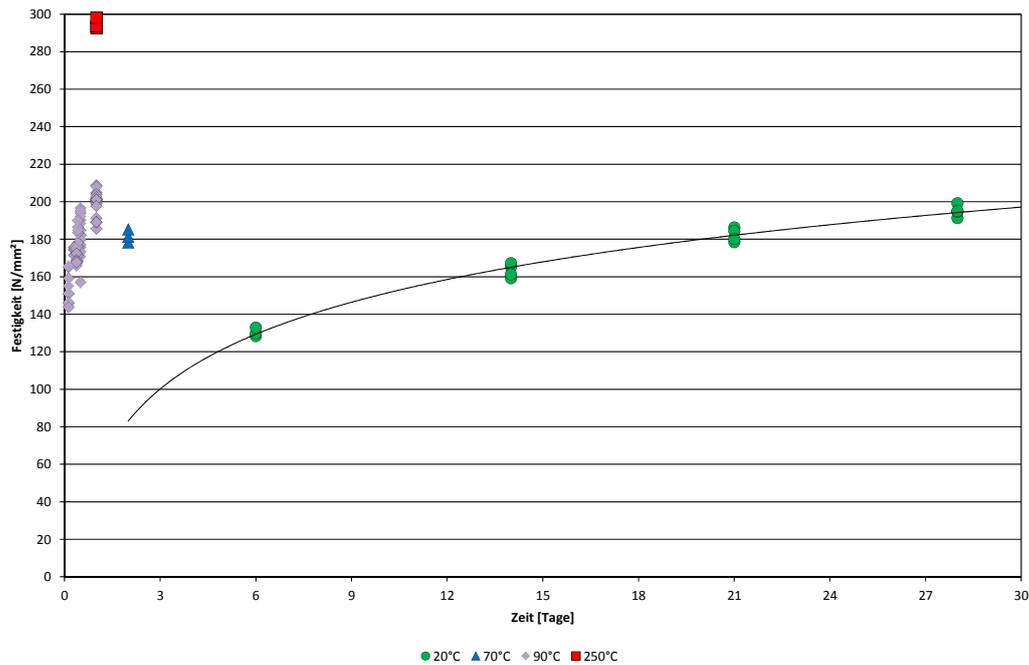


Abbildung C.3: Tastversuche zur Festigkeitsentwicklung (Würfeldruckfestigkeit)

C.1.4 Dauerhaftigkeit

Abgesehen von der hohen Druckfestigkeit unterscheidet sich UHPC auch durch seine geringe Porosität von Normalbeton. Der Porenanteil des Betons kann mit dem Heliumpyknometer oder mit der Quecksilberdruckporosimetrie bestimmt werden, wobei bei der Hg-Druckporosimetrie nur der Porenanteil bis zu einem Porenradius von 3 nm bestimmbar ist. Die ermittelte Hg-Porosität entspricht also nicht der tatsächlichen Gesamtporosität, da der Anteil der Mikrogelporen nicht erfasst werden kann. Der Kapillarporenanteil und der Grobporenanteil können mit dieser Methode jedoch relativ exakt angegeben werden. Der tatsächliche Anteil an Gelporen inklusive Mikrogelporen kann dagegen nur aus der mit dem Heliumpyknometer bestimmten Gesamtporosität durch Abzug des Kapillar- und des Grobporenanteils berechnet werden. Tabelle C.4 zeigt die Ergebnisse der in [33] durchgeführten Porositätsmessungen. Die Messungen wurden an einem Referenzbeton (REF) mit einem w/z-Wert von 0,45, der bis auf das Größtkorn die Anforderungen an die Expositionsklasse XA3 der DIN EN 206-1 erfüllt (z.B. Festigkeit \geq C35/45), einem wärmebehandelter Feinkornbeton (M2Q 90), einem wassergelagerter Feinkornbeton (M2Q WL) und am wärmebehandelte Grobkornbeton (B5Q 90) jeweils ohne Stahlfasern durchgeführt. Die Werte zeigen, dass die ultrahochfesten Betone aufgrund der höheren Packungsdichte eine geringere Gesamtporosität als der Referenzbeton aufweisen. Der Hauptunterschied zwischen dem Referenzbeton und den UHPC liegt jedoch in den deutlich reduzierten Kapillarporenanteilen. Der Vergleich der Werte von M2Q 90 und M2Q WL zeigt zudem, dass sich durch eine Wärmebehandlung zwar die Gesamtporosität,

der Kapillarporenanteil, der Grobporenanteil und auch der Gelporenanteil kaum ändert, aber anhand der unterschiedlichen Hg-Porosität kann darauf geschlossen werden, dass im wärmebehandeltem M2Q ein höherer Mikrogelporenanteil (< 3nm) vorhanden ist und dafür ein geringerer Anteil von größeren Gelporen. Von einem Rückgang der Hg-Porosität durch die Wärmebehandlung aufgrund einer Reduzierung des Gelporenanteils wird auch in [26] und [27] berichtet. Ein signifikanter Einfluss auf die Porosität durch die Zugabe von Stahlfasern ist, wie Ergebnisse in [35] zeigen, nicht zu erwarten. Dort werden beim Vergleich der Porosität einer UHPC-Grobkornmischung mit und ohne Stahlfasern sogar eine geringere Hg-Porosität und ein geringfügig kleinerer Kapillarporenanteil für den UHPC mit Fasern angegeben.

Tabelle C.4: Porositätsmessungen aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
<i>Gesamtporosität [Vol.-%]</i>	18,66	11,89	11,64	12,81
<i>Anteil Gelporen [Vol.-%]</i>	8,23	11,03	10,77	11,94
<i>Anteil Kapillarporen [Vol.-%]</i>	9,90	0,76	0,73	0,71
<i>Anteil Grobporen [Vol.-%]</i>	0,53	0,22	0,14	0,16
<i>Hg-Porosität [Vol.-%]</i>	15,60	4,61	8,05	4,93

Ausschlaggebend für den Grad der Gefügedichtigkeit sind Größe und Anteil der Kapillarporen, da sie im Wesentlichen die Transportwege für angreifende Medien aus der Umgebung in das Betoninnere darstellen. Wegen dem geringen Anteil an Kapillarporen wird deshalb angenommen, dass UHPC widerstandsfähiger gegen korrosive Einflüsse ist als Normalbeton [10]. Da korrosive Vorgänge in Beton meistens durch den Transport von Fluiden und Gasen verursacht werden, geben Untersuchungen des Diffusionswiderstandes, der Gaspermeabilität und der Wasseraufnahme erste Hinweise auf den Widerstand von UHPC gegenüber physikalischen und chemischen Angriffen.

In [33] wurden Untersuchungen an den bereits in Tabelle C.4 aufgeführten Betonen zur kapillaren Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck durchgeführt. Die kapillare Wasseraufnahme des Referenzbetons erfolgt nach dem Wurzel-Zeit-Gesetz, erkennbar an der linearen Steigung der aufgenommenen Wassermenge in Abbildung C.4. Während sich der zeitliche Verlauf der Wasseraufnahme der Grobkornmischung B4Q 90 nach einer Zeit von ca. 6 h durch das Wurzel-Zeit-Gesetz beschrieben lässt, ist dies für die Verläufe der Feinkornmischungen M2Q WL und M2Q 90 erst nach ca. 400 h der Fall. Es ist zu sehen, dass sich die kapillare Wasseraufnahme der ultrahochfesten Betone mit der Zeit verlangsamt. In Tabelle C.5 sind die Wasseraufnahmekoeffizienten der Mischungen angegeben. Es ist zu sehen, dass der kapillare Wasseraufnahmekoeffizient des Referenzbetons deutlich über den Koeffizienten der UHPC liegt. In [11] wurden ebenfalls kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten bestimmt. Dort wird für den wärmebehandelten Grobkorn-UHPC B3Q 90 mit Stahlfasern

sern ein Wert von $0,013 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0,5}$, für den wassergelagerten Grobkorn-UHPC B3Q WL mit Stahlfasern ein Wert von $0,037 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0,5}$ und für einen C35/45 der Expositions-kategorie XF3 ein Wert von $0,598 \text{ kg/m}^2\text{h}^{0,5}$ angegeben. Die Tendenz eines deutlich niedrigeren Koeffizienten der UHPCs im Vergleich zu Normalbeton wird also bestä-tigt.

Tabelle C.5: Kapillare Wasseraufnahmekoeffizienten aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
Wasseraufnahmekoeffizient $w_{24} [\text{kg/m}^2\text{h}^{0,5}]$	1,840	0,035	0,059	0,044

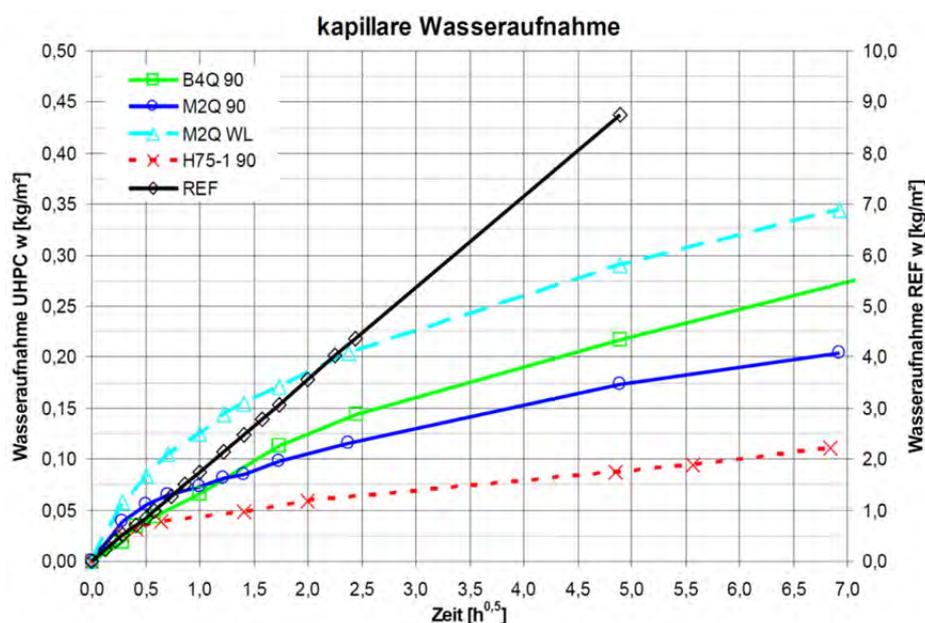


Abbildung C.4: Kapillare Wasseraufnahme der UHPCs (linke Skala) und des Referenzmörtels (rechte Skala) aus [33]

Die ebenfalls in [11] durchgeführte Wassereindringprüfung nach Karsten bestätigt mit Werten von ca. 0,40 ml für die beiden Grobkorn-UHPC B3Q 90 und B3Q WL im Vergleich zu einem Wert von über 6,00 ml für den Normalbeton C35/45 der Expositions-kategorie XF3 die geringe Wasseraufnahme von ultrahochfesten Betonen. Die Ermittlung des Wasserdampfdiffusionswiderstandes in [33] mit dem wet-cup-Verfahren nach DIN EN ISO 12572 für die UHPC und mit dem dry-cup-Verfahren für den Referenzbeton zeigt einen im Schnitt 40mal so hohen Wasserdampfdiffusionswiderstand der ultrahochfesten Betone (vgl. Tabelle C.6). Der in Klammern angegebene Wert für den Referenzbeton ist die Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl nach der dry-cup-Methode, die im Vergleich zur wet-cup-Methode ungefähr doppelt so groß ist.

Tabelle C.6: Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [-] aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
<i>Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl μ [-]</i>	<i>110 (248)</i>	<i>4845</i>	<i>4257</i>	<i>3696</i>

Versuche in [33] zum Diffusionswiderstand im elektrischen Feld zeigten ebenfalls mindestens 40mal höhere Werte der UHPCs im Vergleich zum Referenzmörtel (siehe Tabelle C.7). Die Untersuchungen fanden ausschließlich an gesättigten Materialien und im alkalischen Milieu, eingestellt durch Natriumhydroxid (NaOH), bei einer Konzentration von 0,05 mol je Kilogramm Wasser statt. Die Untersuchungsdauer der UHPC konnte durch die Anlegung einer Spannung von mindestens 47 Volt auf ungefähr eine Woche beschränkt werden.

Tabelle C.7: Diffusionswiderstand im elektrischen Feld [-] aus [33]

Mischung	REF	M2Q 90	M2Q WL	B4Q 90
<i>Diffusionswiderstandszahl W [-]</i>	<i>34,95</i>	<i>1284,47</i>	<i>1585,92</i>	<i>1298,17</i>

In [33] wird zudem über Chloriddiffusionswerte aus der Literatur berichtet, bei denen der Ionentransport ebenfalls mithilfe eines elektrischen Feldes definiert beschleunigt wurde. Für den Chloriddiffusionskoeffizienten werden für das dort untersuchte UHPC-System Werte zwischen $0,02 \cdot 10^{-12}$ und $0,06 \cdot 10^{-12}$ m²/s und für einen Normalbeton C30/37 ein Wert von $15 \cdot 10^{-12}$ m²/s angegeben. Diese Werte für UHPC decken sich mit Untersuchungen, über die in [10] berichtet wird. In [11] wurde am Grobkorn-UHPC B3Q 90 und an einem Referenzbeton mit einem Zementgehalt von 360 kg/m³ und einem w/z-Wert von 0,50 mit einem Schnellmigrationstest durch Aufbringen einer Gleichspannung von 40 V über einen Zeitraum von 6 h die Eindringtiefe von Chloridionen in dreiprozentiger Natriumchloridlösung bestimmt. Dabei ergab sich für den UHPC eine Eindringtiefe von weniger als 0,1 cm und für den Normalbeton eine Eindringtiefe von 2,3 cm. In Karlsruhe wurden von Scheydt in [34] ebenfalls Versuche zur Bestimmung der Chlorideindringtiefe am Grobkorn-UHPC B3Q durchgeführt. Dabei wurden die Probekörper für unterschiedlich lange Zeiträume 2 bis 3 mm tief in eine dreiprozentige Natriumchloridlösung gestellt und anschließend der Chloridgehalt in verschiedenen Schichttiefen bestimmt. Die so erhaltenen Chloridprofile zeigt Abbildung C.5 im Vergleich zu den Chloridprofilen eines Normalbetons und eines hochfesten Betons nach jeweils 2 Monaten „Saugzeit“. Es zeigt sich, dass der Chloridgehalt auf ein Maximum ansteigt und anschließend bis auf den Ausgangswert der Betone vor der Chloridbeanspruchung (blank value) abfällt. Der maximale Chloridgehalt des Normalbetons und auch des hochfesten Betons liegt nach 2 Monaten deutlich höher als der beim UHPC. Außerdem weisen beide eine höhere Eindringtiefe auf als der UHPC. Die Eindringtiefe des UHPC liegt bei ca. 3 mm nach einem Monat und bei ca. 5 mm nach 16 Monaten. In [35] wurden zudem von Scheydt an der gleichen UHPC-Mischung Untersuchungen zum Einfluss einer Wärmebehandlung und von Stahlfasern durchgeführt. Abbildung C.6 zeigt die

Ergebnisse nach 16 monatiger Einlagerungszeit. Die Chlorideindringtiefe wird durch eine Wärmebehandlung oder durch Stahlfasern nicht wesentlich beeinflusst. Jedoch liegt der maximale Chloridgehalt des faserlosen UHPC deutlich unter den Werten des wärmebehandelten UHPC und des wassergelagerten UHPC mit Fasern. Scheydt vermutet, dass dieser Effekt durch die erhöhte Porosität der Kontaktzone zwischen Stahlfaser und Zementstein zustande kommt. Der von Dauberschmidt in Bezug auf die Stahlfaserkorrosion festgelegte kritische Chloridgehalt für stahlfaserverstärkte Betone konnte in den Untersuchungen bestätigt werden und im äußeren Bereich konnte Stahlfaserkorrosion beobachtet werden.

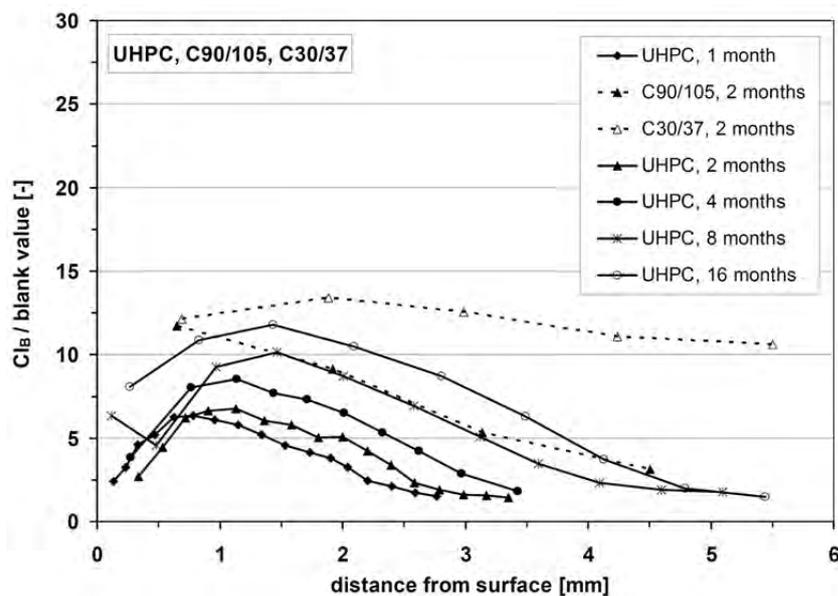


Abbildung C.5: Chlorideindringtiefe von UHPC nach unterschiedlichen Zeiträumen im Vergleich zu einem Normalbeton C30/37 und einem hochfesten Beton C90/105 aus [34]

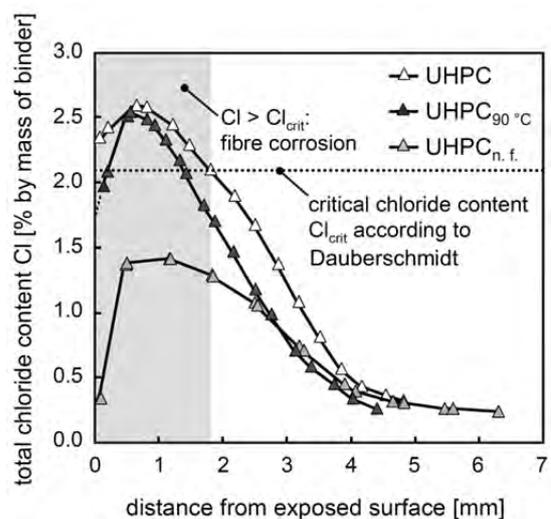


Abbildung C.6: Chlorideindringtiefe von wassergelagertem UHPC, wärmebehandeltem UHPC_{90°C} und faserfreiem UHPC_{n.f.} nach 16 Monaten aus [35]

Die in [11], an 5 cm dicken, nass gesättigten Prüfkörperscheiben im Betonalter von 28 d, durchgeführte Prüfung der Gaspermeabilität mit dem inerten Gas Stickstoff bei äußeren Drücken von 1,5 bis 3,5 bar für den Referenzbeton C35/45 der Expositions-klasse XF3 und Drücken von 3,0 bis 5,0 bar für die UHPCs, wies einen spezifischen Permeabilitätskoeffizienten von $1,83 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ für den UHPC B3Q 90, von $6,01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ für den UHPC B3Q WL und von $6,7 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$ für den C35/45 XF3 auf. Diese Werte liegen in der gleichen Größenordnung wie die in [35] an einer nahezu identi-schen Mischung festgestellten Werte. Dort wird für den wassergelagerten UHPC ein spezifischer Permeabilitätskoeffizient von $4,70 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ und für den wärmebehandel-ten UHPC $2,49 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ angegeben.

In Abschnitt C.1.1 wurde bereits erläutert, dass in UHPC durch die Reaktion mit Si-likastaub ein vergleichsweise geringer Anteil an Calciumhydroxid vorliegt und des-halb theoretisch ein erhöhtes Korrosionsrisiko nicht auszuschließen ist. Aufgrund der hohen Dichtigkeit des UHPC-Gefüges können jedoch nur geringe Mengen von Koh-lendioxyd und Wasser, die zum Ablauf der Carbonatisierungsreaktion benötigt wer-den, eindringen. In [11] wurde der Carbonatisierungsfortschritt an Prüfzylindern ($d/h = 150/300 \text{ mm}$) für einen bis zur Nullmessung im Betonalter von 28d wassergelager-ten Grobkorn-UHPC B3Q WL und einen bis zur Nullmessung im Normklima bei 20°C und 65% gelagerten wärmebehandelten Grobkorn-UHPC B3Q 90 festgestellt. Dabei wurden die Probekörper ab der Nullmessung entweder im Normklima oder ungeschützt im Freien bei direkter Bewitterung aufbewahrt. Die Carbonatisie-rungstiefen lagen nach einer Prüfzeit von 180d unabhängig von den Lagerungsarten zwischen 0,3 und 0,4 mm. Nach drei Jahren wurden für die im Normklima gelager-ten Probekörper Werte von höchstens 1,5 mm festgestellt. Diese Werte stimmten größenordnungsmäßig mit den Eindringtiefen der im Freien gelagerten Körper über-ein, die nach 3 Jahren zwischen 1,5 und 2,5 mm lagen. Untersuchungen in [35] an dünnen UHPC-Scheiben aus einer nahezu identischen Mischung zeigten nach 3 Jah-ren Lagerung im Normklima sogar nur Carbonatisierungstiefen von ca. 0,18 mm. In der Umgebung von oberflächennahen Stahlfasern wurde jedoch ein erhöhter Kohlen-stoffdioxideintrag und somit ein beschleunigtes Fortschreiten der Carbonatisierungs-front beobachtet. Dies wird auf die erhöhte Porosität der Kontaktzone zwischen Fa-ser und Zementstein zurückgeführt.

In [18] und [19] wurden Probekörper aus ultrahochfestem Beton ab einem Betonalter von 8d einer zyklischen Beanspruchung in einer Klimasimulationskammer unterzo-gen. Ein Zyklus des Klimawechsellagerungsprogramms dauerte dabei 21 Tage und simulierte für 4 Tage die Trocknung bei 60°C und einer relativen Luftfeuchte unter 10%, für 14 Tage Nebel bei 45°C und 100% relativer Luftfeuchte und für 3 Tage einen Frost-Tau-Wechsel zwischen $+20^\circ\text{C}$ und -20°C analog dem CDF-Test. Es wurden unter anderem wärmebehandelte und wassergelagerte Probekörper der Mi-

schung B4Q untersucht. An einigen Probekörpern wurden nach 12 Tagen gezielt Mikrorisse durch eine mechanische Vorschädigung eingebracht, um die Permeabilität des UHPC zu steigern und mögliche schädigende Prozesse zu beschleunigen. Zur Feststellung einer möglichen Gefügeschädigung erfolgte jeweils am Ende eines Klimawechsellaagerungszykluses eine Dehnungsmessung. Zu Beginn der Dehnungsmessungen erfolgte eine Temperierung der Probekörper auf 20°C, um einen Temperatureinfluss auszuschließen. Als Grenzwert der Dehnungen wurde gemäß Erfahrungen aus der Literatur ein Wert von 0,40 mm/m als unbedenklich eingestuft. Vom allgemein üblichen Bewertungszeitraum, der zwischen 6 und 8 Zyklen liegt, wurde aufgrund des hochdichten Gefüges abgewichen. Abbildung C.7 zeigt die Dehnungsmessungen der Mischung B4Q und eines Normalbetons (CEM I 32,5 R, Grauwacke, Quarzsand) mit einem w/z-Wert von 0,45 zum Vergleich. Während der Normalbeton bereits nach 10 Klimazyklen den Dehnungsgrenzwert überschreitet, liegen die Dehnungswerte der Probekörper aus der B4Q-Mischung unabhängig davon ob sie wassergelagert, wärmebehandelt oder vorgeschädigt wurden bis zu einem Prüfalter von 2 Jahren unterhalb des Grenzwertes. Dabei weisen die ungeschädigten Serien sogar negative Dehnungswerte auf. Dies wird auf das Schwindverhalten der Probekörper zurückgeführt. Die vorgeschädigten wärmebehandelten und wassergelagerten Probe­serien weisen dagegen einen Anstieg der Dehnung auf. Nach 24 Monaten liegen die Dehnungswerte dieser Serien nur knapp unter dem Grenzwert. Aus diesem Grund wurden die Probekörper der vorgeschädigten Serien über den zunächst geplanten Bewertungszeitraum von 24 Monaten hinaus in der Klimasimulationskammer gelagert, um das weitere Dehnungsverhalten zu verfolgen. Die regelmäßig nach jeweils 2 Zyklen durchgeführten elektronenmikroskopischen Gefügeuntersuchungen zeigten sowohl an wärmebehandelten als auch an mechanisch vorgeschädigten Probekörpern der Mischung B4Q eine starke Carbonatisierung bei Rissweiten größer 10 µm. Nach [19] konnten jedoch nach 2 Jahren Lagerung in der Klimasimulationskammer mittels Elektronenmikroskopie keine Stahlfaserkorrosionsphänomene an den Probekörpern aus der Mischung B4Q nachgewiesen werden.

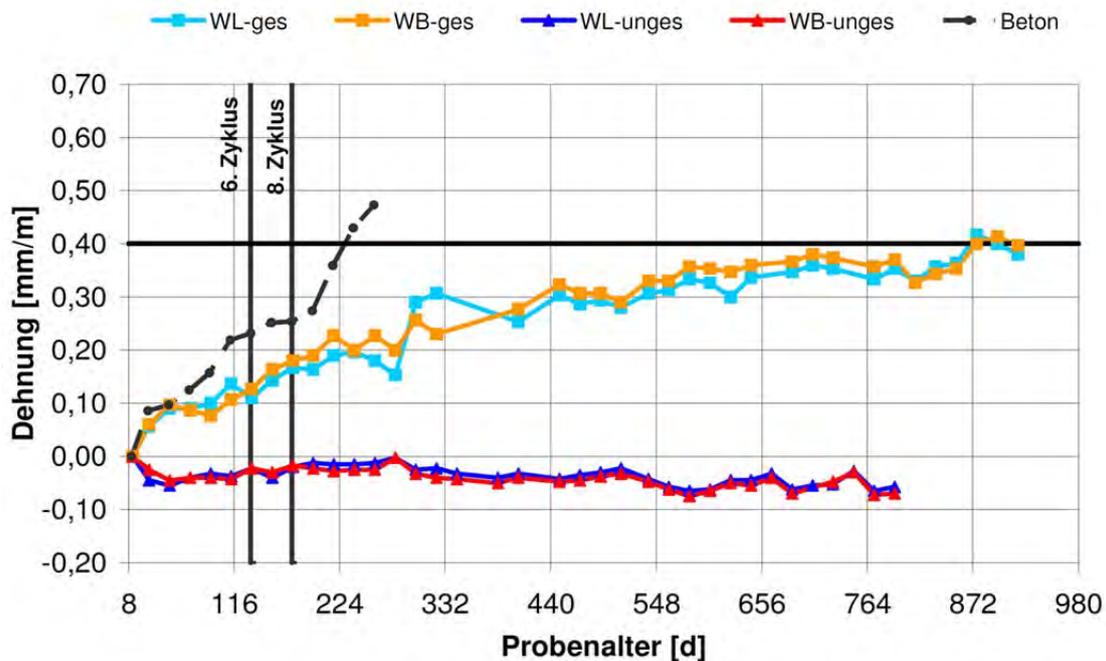


Abbildung C.7: Dehnungsmessung eines Normalbetons [Beton] und der Mischung B4Q, (Wasserlagerung mit Vorschädigung [WL-ges], Wärmebehandlung mit Vorschädigung [WB-ges], Wasserlagerung ohne Vorschädigung [WL-unges], Wärmebehandlung ohne Vorschädigung [WB-unges]) aus [19]

C.1.4.1 Widerstand gegen physikalischen Angriff

Aufgrund der veränderten Mikro- und Makrostruktur der ultrahochfesten Betone stellt sich bei der Anwendung von UHPC die Frage, inwiefern diese die Dauerhaftigkeitseigenschaften unter verschiedenen klimatischen Bedingungen wie z.B. Frost beeinflussen. Die sehr hohe Gefügedichtigkeit und niedrige Kapillarporosität verhindert im ungerissenen UHPC den Feuchtigkeitstransport, weshalb ein hoher Frost- und Frost-Taumittelwiderstand vorausgesetzt werden kann. Mikrorisse, die z.B. aufgrund von Schwindvorgängen oder innerem und äußerem Zwang entstehen können, können jedoch dazu führen, dass auch bei sehr dichten Betonen gerade unter zyklischen Temperaturbelastungen Transportvorgänge stattfinden. Zur Untersuchung des Frostwiderstandes von Betonen wird häufig auf den CIF-Test (Capillary suction, Internal damage and Freeze-thaw test) zurückgegriffen [22]. Dabei wird im Prüfkörper ein ansteigender Wassersättigungsgrad eingestellt, der erst durch isothermes kapillares Saugen und dann durch Wiederholung klar definierter Frost-Tau-Wechsel (Frost-saugen) hervorgerufen wird. Der CIF-Test ermöglicht sowohl die Messung der Feuchteaufnahme als auch der inneren Gefügeschädigung durch eine Anzahl von Frost-Tau-Wechseln mit einachsigen Wärme- und Feuchtetransport in Gegenwart einer definierten Prüfliquidität, in der Regel demineralisiertes Wasser. Die Feuchteaufnahme und der damit verbundene Wassersättigungsgrad stellt einen wichtigen Parameter zur Beurteilung des Frostwiderstandes dar. Die Prüfung wird in der Regel mit der Messung der Oberflächenabwitterung kombiniert. Die Bewertung der Betone

erfolgt sowohl anhand der Abwitterungsmenge nach 28 Frost-Tau-Wechseln (FTW) als auch mit Hilfe der inneren Schädigung, die durch die Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls bestimmt wird. Als Abnahmekriterium für die innere Schädigung nach dem CIF-Verfahren gilt laut [24], dass der Abfall des relativen dynamischen E-Moduls auf unter 75% nach frühestens 28 FTW eintreten darf. Für die Abwitterung gilt laut [24], dass der Mittelwert der Abwitterungsmenge einer Prüfserie nach 28 FTW höchstens 1000 g/m^2 und der 95%-Quantilwert der Prüfserie höchstens 1750 g/m^2 betragen darf. Nach DIN CEN/TS 12390-9 wird alternativ die Abwitterungsmenge nach 56 FTW herangezogen. Dabei wird häufig ein Grenzwert von 2000 g/m^2 angegeben. Der Frost-Taumittel-Widerstand von Betonen wird hingegen häufig mit dem relativ ähnlichen CDF-Test (Capillary suction of De-icing solution and Freeze-thaw test) bestimmt [23]. Dieses Prüfverfahren ermöglicht die Messung der Abwitterungsmenge einer Prüfkörperfläche durch eine Anzahl von definierten Frost-Tau-Wechseln in Gegenwart von Taumitteln, in der Regel Natriumchloridlösung. Ausschlaggebend für die Bewertung nach dem CDF-Verfahren ist die Abwitterungsmenge nach 28 Frost-Tau-Wechseln. Sie sollte für Betone mit hohem Frost-Taumittel-Widerstand (Expositionsklasse XF4) 1500 g/m^2 nicht überschreiten.

Diese beiden Verfahren wurden auch in [24] eingesetzt, um den Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand von UHPC zu ermitteln. Für beide Tests wurden die Prüfkörper 6 Tage unter Wasser und anschließend 21 Tage bei Normklima (20°C , 65% rel. Feuchte) vorgelagert. Der CDF-Test wurde mit dreiprozentiger Natriumchloridlösung durchgeführt. Es zeigte sich, dass die Abwitterungsmengen nach 28 FTW unabhängig von der Zusammensetzung der UHPC-Systeme im Bereich von lediglich 50 bis 80 g/m^2 lagen. Diese Werte liegen deutlich unter dem Wert von ca. 500 g/m^2 für einen Normalbeton C30/37 mit Luftporenbildner und auch unter dem Wert von ca. 200 g/m^2 für einen C70/85 ohne Luftporenbildner. Aufgrund der geringen Abwitterungsmengen im CDF-Test wurde die Anzahl der durchgeführten FTW für den CIF-Test von den üblichen 28 auf 56 erhöht. Selbst nach 56 FTW ergab sich jedoch eine extrem geringe Abwitterungsmenge von maximal 15 g/m^2 für die geprüften UHPC-Systeme. Auch der Abfall des dynamischen E-Moduls lag mit maximal 2% nach 56 FTW extrem niedrig. Im Vergleich dazu liegt dieser bei einem hochfesten Beton C70/85 zwischen 5 und 15%. Faktisch weist der UHPC somit keinerlei innere Schädigungen nach 56 FTW auf.

In [11] wurden Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand an 35 Tage alten Probekörpern der Grobkornmischung B3Q und der Feinkornmischung M1Q mit dem CDF-Test durchgeführt. Aufgrund der hohen Gefügedichtheit wurden die Probekörper statt der üblichen 28 FTW in dreiprozentiger Natriumchloridlösung 56 FTW in der ersten Prüfserie und 112 FTW in der zweiten Prüfserie ausgesetzt. In der ersten Prüfserie wurde der Einfluss einer Wärmebehandlung bei 90°C mit anschließender

Lagerung im Normklima bis zum Prüfbeginn im Vergleich zur 28-tägigen Wasserlagerung mit anschließender einwöchiger Lagerung im Normklima und in der zweiten Prüfsérie der Einfluss einer Zugabe von 2,5 Vol.-% Stahlfasern auf den Frost-Tausalz-Widerstand untersucht. Tabelle C.8 zeigt die unterschiedlichen Vorbehandlungsarten und die gemessenen Abwitterungsmengen nach 28, 56 und ggf. 112 Frost-Tau-Wechseln. Der für Normalbeton festgelegte Grenzwert von 1500 g/m² nach 28 FTW wurde für sämtliche UHPC selbst nach 112 FTW nicht überschritten. Die höchste Abwitterungsmenge wies in beiden Prüfserien der wärmebehandelte Grobkorn-UHPC B3Q mit Stahlfasern auf. Insgesamt lässt sich feststellen, dass sich sowohl eine Wärmebehandlung als auch die Zugabe von Stahlfasern negativ auf den Frost-Tausalz-Widerstand auswirkt. Der höhere Masseverlust bei den gefaserten Betonen ist laut der Autoren von [11] im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass der Zementstein zwischen und über oberflächennahen Fasern zum Teil flächig abgewittert wurde. Zusätzlich wurde die innere Schädigung durch Messung der Schalllaufzeit vor und nach dem CDF-Test festgehalten. Die Proben waren in beiden Fällen bei der Messung trocken. Das Verhältnis der an den unterschiedlich vorbehandelten Betonen M1Q und B3Q vor Prüfbeginn und nach 56 oder 112 FTW gemessenen Ultraschallgeschwindigkeiten lag bei allen Proben bei rund 1,0. Daraus ist zu schließen, dass das Gefüge der Betone durch die langanhaltende Frost-Tau-Wechselbeanspruchung nicht beeinträchtigt wurde [11].

Tabelle C.8: Abwitterungsmengen von UHPC nach Frost-Tausalz-Beanspruchung aus [11]

Mischung	Wärmebehandlung	Wasserlagerung	Fasern	durchschnittliche Abwitterung in g/m ² nach		
				28 FTW	56 FTW	112 FTW
M1Q	x	-	x	50,0	91,2	-
	-	x	x	18,9	31,0	-
B3Q	x	-	x	208,9	294,0	-
	-	x	x	61,6	99,6	-
M1Q	x	-	x	88,7	148,8	248,9
	x	-	-	41,6	76,0	155,1
B3Q	x	-	x	176,4	379,4	722,5
	x	-	-	40,8	87,5	181,9

In [29] wurde sowohl der Einfluss einer Wärmebehandlung als auch der Einfluss von Stahlfasern auf den Frost-Tausalz-Widerstand von UHPC mittels CDF-Test untersucht. Es wurde eine Feinkornmischung und Grobkornmischungen mit Zuschlägen aus Granit oder Diabas untersucht, die w/z-Werte zwischen 0,22 und 0,26 aufwiesen und Druckfestigkeiten von ca. 135 MPa ohne Wärmebehandlung und von ca. 180 MPa mit Wärmebehandlung erreichten. Einer Grobkornmischung wurden zudem noch kurze Stahlfasern zugegeben. Einige Probekörper wurden einer Wärmebehandlung, bestehend aus einer 48-stündigen Dampfhärtung bei 90°C, unterzogen und anschließend bei 95% relativer Luftfeuchte gelagert, während andere Probekörper bis

zum Testbeginn ausschließlich bei 95% relativer Luftfeuchte gelagert wurden. Die Probekörper aus der Feinkornmischung wurden 56 Frost-Tau-Wechseln und die Probekörper aus den Grobkornmischungen sogar 200 Frost-Tau-Wechseln in dreiprozentiger Natriumchloridlösung unterzogen. Es wurde sowohl die Abwitterungsmenge als auch die innere Schädigung bestimmt. Die Abwitterungsmengen in Abbildung C.8 zeigen, dass unabhängig von der Nachbehandlungsart der für Normalbeton festgelegte Grenzwert von 1500 g/m^2 selbst nach 200 FTW nicht überschritten wird. Zudem kann analog zu den Beobachtungen in [11] festgestellt werden, dass eine Wärmebehandlung zu höheren Abwitterungsmengen führt. Bezüglich der kurzen Stahlfasern wurde ebenfalls analog zu [11] festgestellt, dass sich die Abwitterungsmenge durch die Zugabe von Stahlfasern zu erhöhen scheint und ein Großteil des abgetragenen Zementsteins in der unmittelbaren Umgebung von oberflächennahen Fasern abgewittert wird. Die Untersuchungen zur inneren Schädigung zeigen, dass nach 56 FTW kein Probekörper wesentliche innere Schädigungen aufweist (siehe Abbildung C.9). Während dies für die nicht wärmebehandelten Probekörper auch noch weitestgehend nach 200 FTW zutrifft, zeigen die wärmebehandelten Probekörper nach 200 FTW erhebliche innere Schädigungen. Die Zugabe von kurzen Stahlfasern scheint die innere Schädigung zu reduzieren. Der Autor von [29] führt dies darauf zurück, dass die Fasern ein Fortschreiten der Rissbildung behindern.

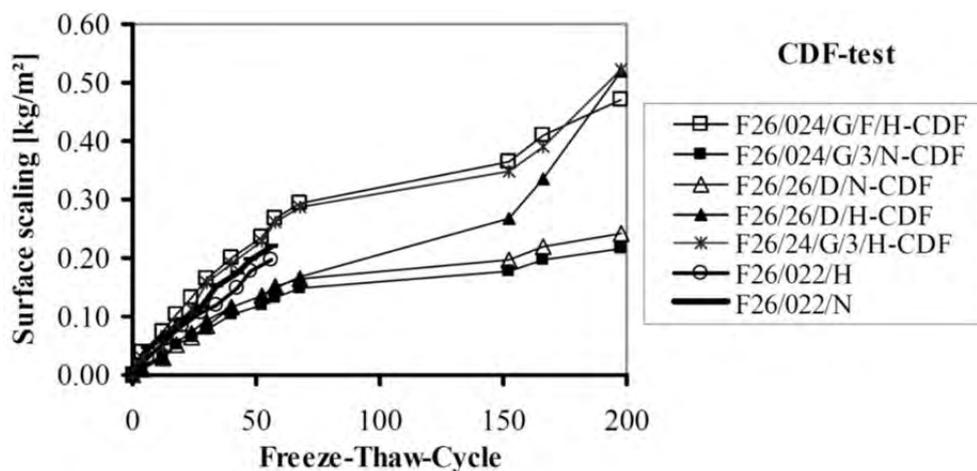


Abbildung C.8: Abwitterungsmengen der unterschiedlichen UHPC nach dem CDF-Test (G = Granit, D = Diabas, F = Stahlfasern, N = nicht wärmebehandelt, H = wärmebehandelt) aus[29]

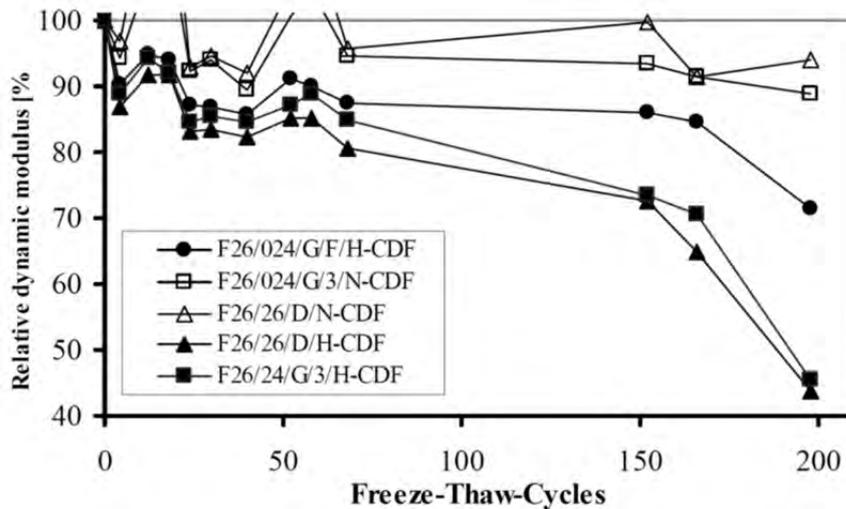


Abbildung C.9: Innere Schädigung ausgedrückt durch den Verlauf des relativen dynamischen E-Moduls bestimmt aus Messungen der Ultraschalllaufzeit aus [29]

Umfangreiche Untersuchungen zum Frostwiderstand der Feinkornmischung M2Q und der Grobkornmischung B4Q wurden an der Universität Duisburg-Essen durchgeführt und unter anderem in [26], [27] und [28] veröffentlicht. Dabei wurden auch leicht abgewandelte Mischungen mit z.B. anderen Zementen, anderen Fließmitteln oder einem Anteil an Hüttensand oder Flugasche getestet. Zudem wurde der Einfluss der Stahlfasern, der Einfluss einer Wärmebehandlung für 48 h bei 90°C und der Einfluss einer Vorschädigung untersucht. Neben CDF- und CIF-Tests mit bis zu 112 FTW umfasste das Versuchsprogramm auch die Auslagerung repräsentativer Mischungen für 2 bzw. 3 Winter an den beiden Teststationen in Holzkirchen (Bayern, 691 m ü. NHN) und auf dem Dach einer Kläranlage in Meißen (Sachsen, 106 m ü. NHN). Die zusätzliche Auslagerungsstation in Meißen wurde aufgrund der extremen klimatischen Bedingungen in das Versuchsprogramm aufgenommen. Hier liegt die durchschnittliche Anzahl an FTW pro Winter deutlich über der, die in Holzkirchen gemessen wird. Die Minimaltemperatur in den Wintermonaten beträgt zwar nur ca. -8°C, steigt aber tagsüber in der Regel nicht über 4°C, so dass die klimatische Situation in Meißen trotz höherer Minimaltemperatur als ungünstiger einzustufen ist [26]. Abbildung C.10 zeigt den Einfluss der Stahlfasern auf die Abwitterungsrate anhand der Ergebnisse der CIF-Tests in demineralisiertem Wasser und der CDF-Tests in dreiprozentiger Natriumchloridlösung an nicht wärmebehandelten Probekörpern der Mischung M2Q. Es zeigt sich, dass die Stahlfasern die Abwitterungsmenge zwar erhöhen, aber dass die Grenzwerte für Normalbeton des CIF- und CDF-Tests trotz allem selbst nach 112 FTW nicht überschritten werden. Eine relativ geringe

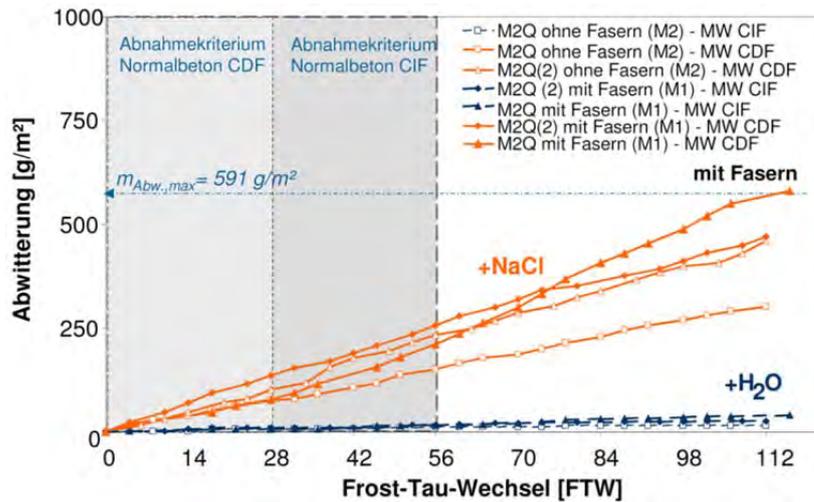


Abbildung C.10: Abwitterung der Serie M2Q mit und ohne Fasern (M1, M2) (LP > 3%) ohne Wärmebehandlung im CDF-/ CIF-Test aus [26]

Abwitterung von $\leq 600 \text{ g/m}^2$ nach 56 FTW wurde nach [27] auch für alle anderen untersuchten ultrahochfesten Betone und zwar unabhängig vom Probenalter sowie der Zement-Fließmittelkombination gemessen. Lediglich bei den Mischungen mit Stahlfasern konnte nach [27] ein schlechteres Verhalten bei Frost-Tausalzangriff festgestellt werden. Die Abwitterungsmengen lagen zwar nur geringfügig über denen ohne Faserzugabe jedoch zeigten sich besonders bei der Mischung M2Q um die Stahlfasern herum zum Teil flächige Abplatzungen. Zudem könnte das Korrodieren der Fasern für die Anwendung in der Praxis problematisch sein [27]. Die Substitution von Zement durch Flugasche führte nach thermischer Nachbehandlung zu einem so geringen Frost-Tausalzwiderstand, wie er für Normalbetone mit w/z-Wert > 0,55 typisch ist. Abbildung C.11 zeigt die Auswirkungen einer durch eine zweitägige Wärmebehandlung bei 90°C bzw. 180°C mit anschließender schlagartiger Abkühlung

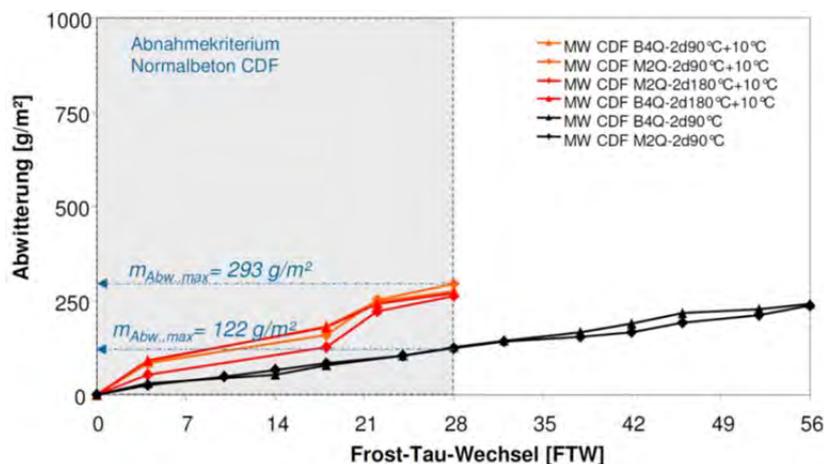


Abbildung C.11: Abwitterung der Serie B4Q/ M2Q ohne Fasern nach verschiedener Wärmebehandlung im CDF-Test aus [26]

bei 10°C hervorgerufenen Vorschädigung. Es zeigt sich, dass die Abwitterungsmengen sowohl für die Mischung M2Q ohne Fasern als auch für die Mischung B4Q ohne Fasern zwar immer noch deutlich unterhalb des für Normalbeton üblichen Grenzwertes des CDF-Tests liegen, aber dass die Abwitterungsmengen gegenüber einer normalen Wärmebehandlung bei 90°C für 2 Tage mit langsamen Aufheiz- und Abkühlvorgang, bei der üblicherweise kaum Mikrorisse entstehen, deutlich höher sind. Die starke Beeinflussung des Frost-Tausalz widerstandes durch vorhandene Mikrorissbildung zeigt sich auch in den Verläufen der inneren Schädigung und der relativen Feuchteaufnahme. In Abbildung C.12 sind die Verläufe des relativen dynamischen E-Moduls gegenüber der relativen Feuchteaufnahme und die relative Feuchteaufnahme über die Prüfdauer (2 FTW pro Tag) für die Referenzserie B4Q, eine Serie mit 75% Hüttensandmehl B4Q-75HüS und eine Serie mit 10% Flugasche B4Q-10FA bei unterschiedlichen Wärmebehandlungsregimen dargestellt. Dabei steht WB0 für die im Rahmen des SPP 1182 meist angewendete Wärmebehandlung bei 90°C für 2 Tage mit langsamen Aufheizen und Abkühlen, WB1 für eine analoge Wärmebehandlung mit einer Maximaltemperatur von 180°C und WB2 für eine ebenfalls analoge Wärmebehandlung allerdings mit einer Maximaltemperatur von 250°C. Die bewusste Vorschädigung mit einhergehender Mikrorissbildung durch die Wärmebehandlungsregime WB1 und WB2 spiegelt sich insbesondere für die Mischungen B4Q und B4Q-10FA deutlich in der gegenüber der ‚normalen‘ Wärmebehandlung WB0 stark erhöhten relativen Feuchteaufnahme wieder. Die in der Regel mit der Feuchteaufnahme durch die Aktivierung der Mikroeislinsepumpe verbundene innere Schädigung kann jedoch beim Wärmebehandlungsregime WB1 bis zu einem Prüfalter von 35 Tagen zunächst nicht beobachtet werden. Im Gegensatz dazu tritt beim Wärmebehandlungsregime WB2 für die Mischungen B4Q und B4Q-10FA bereits nach wenigen Frost-Tau-Wechseln ein Rückgang des relativen dynamischen E-Moduls und somit der innere Schädigung auf. Dies kann durch die nochmal erhöhte Vorschädigung bzw. Mikrorissbildung erklärt werden. Einzig die Mischung B4Q-75HüS mit einem hohen Anteil an Hüttensandmehl scheint durch die erhöhten Wärmebehandlungstemperaturen sowohl von WB1 als auch von WB2 kaum geschädigt zu werden, was sich auch in einer zu WB0 nur geringfügig erhöhten Feuchteaufnahme zeigt. Bei ‚normaler‘ Wärmebehandlung oder reiner Wasserlagerung konnte nach [26] und [28] sowohl für die Mischung B4Q mit und ohne Fasern als auch für die Mischung M2Q mit und ohne Fasern keine innere Schädigung innerhalb von 56 FTW festgestellt werden. Die in Holzkirchen und Meißen ausgelagerten Probekörper zeigten laut [27] nach 3 bzw. 2 Wintern weder innere noch äußere Schädigungen.

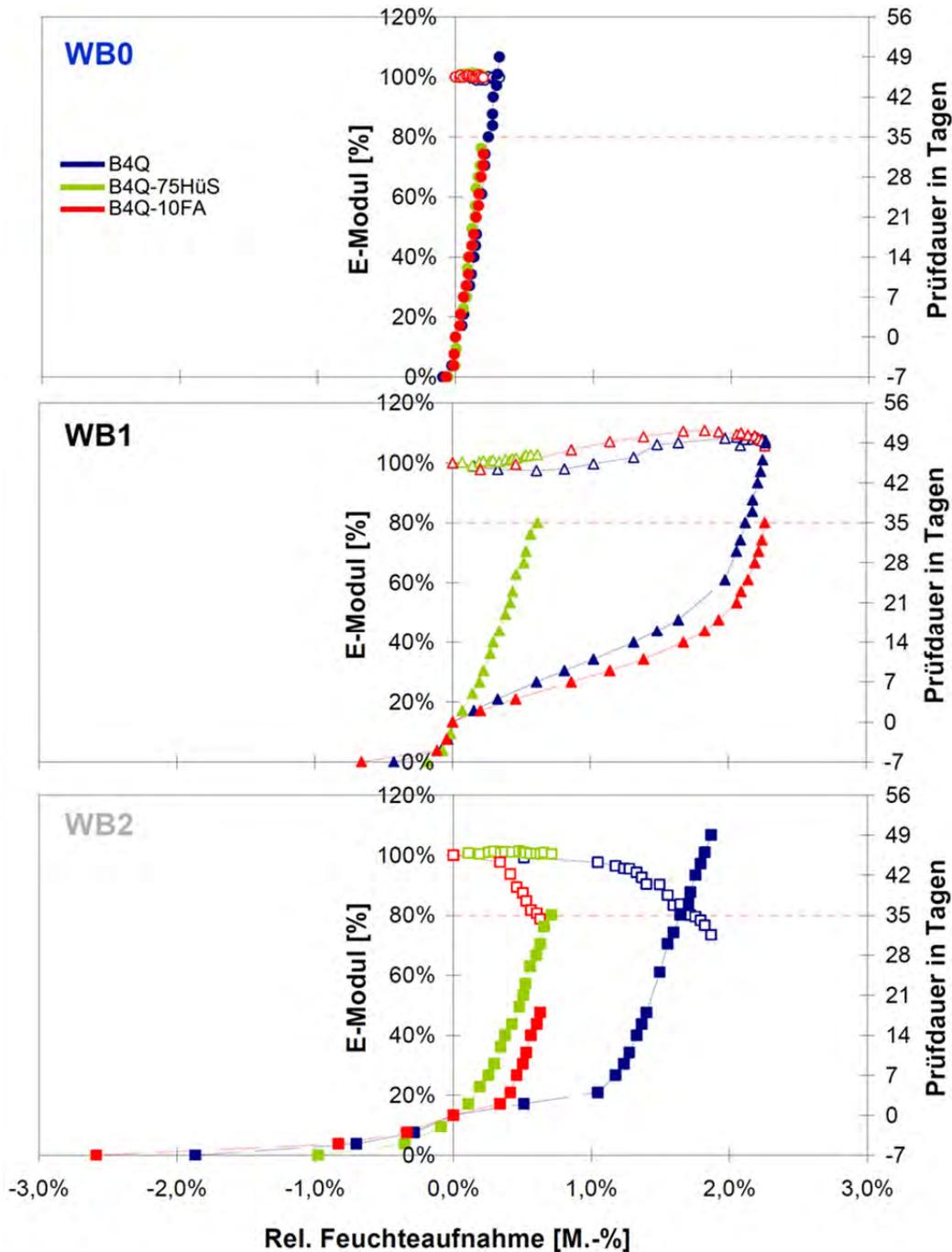


Abbildung C.12: Vergleich der Kombinationsdiagramme - E-Modul, Feuchteaufnahme und Testdauer - von Referenzserien (B4Q) und deren Variation mit Hüttensandmehl (B4Q-75HüS) und Flugasche (B4Q-10FA) in Kombination mit unterschiedlicher Wärmebehandlung bzw. Vorschädigung (WB0, WB1 und WB2) aus [27]

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die hier aufgeführten ultrahochfesten Betone im Allgemeinen einen hohen Frost-Tau- und auch Frost-Tausalzwidestand aufweisen. Die Zugabe von Stahlfasern im UHPC hat einen leicht negativen Einfluss auf die Abwitterungsmenge, aber beeinflusst dafür die innere Schädigung positiv. Eine Wärmebehandlung wirkt sich negativ auf das Frost-Tau-Verhalten von UHPC aus. Die Untersuchungen an der Universität Duisburg-Essen ([26], [27] und [28]) und von Cwirzen et al. ([29]) deuten jedoch auch an, dass der Frost-

Tausalz widerstand der untersuchten Mischungen durch eine Vorschädigung, die mit einer Mikrorissbildung einhergeht, deutlich reduziert wird. Dies sollte auch in Bezug auf die Hybridankermischung beachtet werden.

C.1.4.2 Widerstand gegen chemischen Angriff

Das dichte Gefüge der UHPC mit dem geringen Kapillarporenanteil führt dazu, dass im ungerissenen Zustand nur sehr wenig Flüssigkeit und Gas in den Beton eindringen kann. Durch Risse aufgrund der aufgetragenen Belastung oder auch durch Mikrorisse z.B. aufgrund einer Wärmebehandlung, wie sie an unterschiedlichen UHPC z.B. in [25] beobachtet wurden, kann sich dies jedoch ändern und es besteht die Möglichkeit, dass der ultrahochfeste Beton durch das Eindringen von Säuren einem lösenden Angriff ausgesetzt ist. Weiterhin können durch den Zutritt von Wasser innere Gefügereaktionen nicht ausgeschlossen werden. Hier kann es zum einen zum bekannten Mechanismus der Selbstheilung des Betons kommen, aber auch zu schädigenden Treiberscheinungen.

C.1.4.2.1 Treibender Angriff

Die inneren Schädigungsquellen müssen besonders bei sehr dichten Betonen wie UHPC untersucht werden, da bei möglichen Treiberscheinungen kaum Expansionsraum zur Verfügung steht. Bei UHPC sind besonders die Schädigungspotentiale aufgrund einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) und aufgrund einer verspäteten bzw. sekundären Ettringitbildung von Interesse.

Normalerweise stellt der sehr hohe Gehalt an Zement, Silikastaub und Quarzsand in UHPC hinsichtlich einer AKR einen Risikofaktor dar. Gestresste Quarzsande und Agglomerationen von Silikastaub, die z.B. bei ungeeignetem Mischablauf entstehen können [25], können zusammen mit den Alkalihydroxiden in der Porenlösung zur Bildung des Alkali-Kieselsäure-Gels führen, das unter Wasseraufnahme betonschädigende Quelldrücke aufbauen kann. Aufgrund der hohen Gefügedichtigkeit und der inneren Austrocknung des UHPC ist dieses Risiko bei ungerissenem Beton eher als gering einzuschätzen. Zudem verringert sich das Risiko durch die Verwendung von Zementen mit einem geringen wirksamen Alkaligehalt (NA-Zemente), wie sie bei UHPC-Mischungen in der Regel zum Einsatz kommen, zusätzlich. Auch bei der Hybridankermischung wird solch ein Zement verwendet. Eine durch Wasserzutritt in möglichen Rissen auftretende AKR kann jedoch trotzdem nicht ausgeschlossen werden. Der Effekt einer Mikrosilikaagglomeration in Bezug auf die AKR wurde in [24] an UHPC mit unterschiedlicher Mikrosilikazugabe mit Hilfe eines Schnelltests in Anlehnung an RILEM TC 106-2 untersucht. Es wurden pulverförmige Mikrosilika, wie sie üblicherweise bei UHPC-Mischungen zum Einsatz kommen, eine Silikaslurry und eine rückgetrocknete Slurry, die besonders zu Agglomerationen neigt, einge-

setzt. Es zeigte sich anhand der gemessenen Dehnungen, dass in Proben mit rückgetrockneter Slurry aufgrund der Agglomerate eine starke AKR abläuft wohingegen die UHPC-Mischung mit trocken eingemischtem Mikrosilika als unbedenklich bezüglich einer AKR eingestuft werden kann. Untersuchungen in [25] an Betonen mit unterschiedlichem w/z-Wert und verwendeten Zementarten lassen ebenfalls vermuten, dass in ungerissenen Probekörpern, die unter Verwendung eines Zementes mit geringem wirksamen Alkaligehalt und Silikastaub hergestellt wurden, eine schädliche AKR mit großer Wahrscheinlichkeit nicht auftritt. Die bereits in Abschnitt C.1.4.1 erwähnten, an wassergelagerten, wärmebehandelten und mechanisch vorgeschädigten Proben der Mischung B4Q durchgeführten, elektronenmikroskopischen Untersuchungen zeigten zum einen, dass alle Proben mit Vorschädigung im Rissbereich eine Nachhydratation aufweisen und zum anderen, dass eine AKR an Agglomeraten, die aufgrund einer unzureichenden Dispergierung des trocken zugegebenen Mikrosilikas entstehen können, trotz der Verwendung eines NA-Zementes und unabhängig von der Vorbehandlung, von Rissen und der Lagerungsart stattfinden kann (vgl. [18] und [20]). Nach [20] treten die für eine AKR typischen Rissbilder jedoch isoliert um die Silikastaubagglomerationen herum auf und so konnten selbst bei Proben mit Rissen, die in der Klimasimulationskammer gelagert wurden keine Schädigungen aufgrund einer AKR beobachtet werden. Insgesamt lässt sich also schlussfolgern, dass bei einer ausreichenden Dispergierung des Mikrosilikastaubes eine Schädigung der Hybridanker durch eine AKR nahezu ausgeschlossen werden kann.

Abgesehen von einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion kann es insbesondere bei wärmebehandelten Betonen, die früh mit einer Wärmebehandlungstemperatur $> 60^{\circ}\text{C}$ beaufschlagt werden, zu einer schädigenden verspäteten bzw. sekundären Ettringitbildung kommen [24]. Bei hohen Wärmebehandlungstemperaturen $> 60^{\circ}\text{C}$ wird die normale primäre Ettringitbildung, die beim Abbinden des Zementes durch die Reaktion von Tricalciumaluminat (C_3A) und dem zur Erstarrungsregelung dienenden Sulfatträgers abläuft, verhindert. Die Sulfationen, die bis zur Erwärmung auf diese Temperaturen noch nicht mit dem Aluminat reagiert haben, können unter Wasserzutritt zu einem späteren Zeitpunkt im nunmehr erhärteten Gefüge eine Sekundärettringitbildung hervorrufen, die mit einer Volumenvergrößerung einhergeht und somit zu Gefügeschädigungen führen kann. Aufgrund der inneren Austrocknung des UHPC und der hohen Gefügedichtigkeit ist es jedoch bei ungerissenem UHPC unwahrscheinlich, dass das zur Treibreaktion benötigte Wasser zur Verfügung steht. Auch eine für die Sekundärettringitbildung förderliche zusätzliche Zufuhr an Sulfationen von außen wird dadurch behindert. Zudem wird durch die bei UHPC-Mischungen übliche Verwendung von Zementen mit hohem Sulfatwiderstand (HS-Zemente), aufgrund des geringen C_3A -Gehaltes dieser Zemente, einer Sekundärettringitbildung vorgebeugt. Die bei der UHPC-Herstellung üblichen hohen Wärmebehandlungstemperaturen $> 60^{\circ}\text{C}$, der hohe Zementgehalt und die mögliche Wasser-

und Sulfationenzufuhr von außen durch Risse oder Mikrorisse im UHPC führen jedoch dazu, dass eine Sekundärettringitbildung bei UHPC zunächst trotzdem nicht sicher ausgeschlossen werden kann. In [24] werden Untersuchungen zur Sekundärettringitbildung mit dem Duggan-Test an bei 90°C wärmebehandelten UHPC vorgestellt. Dabei wurden die wärmebehandelten Prüfkörper zunächst einer 11tägigen Temperatur- und Feuchtwechselbeanspruchung (wechselnd 21°C Wasserbad, 82°C Trockenlagerung) ausgesetzt und anschließend im Wasserbad weitergelagert und die Dehnungen aufgezeichnet. Als Abnahmekriterium wird beim Duggan-Test eine maximale Dehnung von 0,5 mm/m nach 21 Tagen Wasserlagerung angegeben. Es zeigte sich, dass die UHPC mit HS-Zementen selbst nach 400 Tagen Wasserlagerung noch Dehnungen weit unter dem Grenzwert aufwiesen. Laut den Autoren ist deshalb davon auszugehen, dass trotz erhöhter Wärmebehandlungstemperaturen von 90°C bei Einsatz von HS-Zementen keine Gefahr einer schädigenden Sekundärettringitbildung im UHPC besteht [24]. Auch in [37] wird berichtet, dass an für 48 h bei 90°C wärmebehandelten Körpern aus der Mischung B4Q kein Abfall der Festigkeit durch auftretende Schädigungen, wie sie z.B. infolge einer Sekundärettringitbildung möglich ist, festgestellt wurde. Auswirkungen einer möglichen Rissbildung wurden jedoch sowohl in [24] als auch in [37] nicht untersucht. Die in [18] und [20] nach einer Klimawechsellagerung durchgeführten elektronenmikroskopischen Untersuchungen an wassergelagerten, wärmebehandelten und mechanisch vorgeschädigten Proben der Mischung B4Q zeigten, dass sowohl bei den wärmebehandelten als auch bei den vorgeschädigten Probekörpern in Mikrorissen $\leq 10 \mu\text{m}$ eine sekundäre Ettringitbildung stattfand. Der als schädigend eingestufte Dehnungsgrenzwert von 0,4 mm/m wurde jedoch auch bei diesen Probekörpern nicht erreicht. Ein negativer Einfluss auf die Dauerhaftigkeit konnte an Proben mit nachgewiesener sekundärer Ettringitbildung und AKR nach 428 Tagen Lagerung in der Klimasimulationskammer nicht festgestellt werden. In [11] wurden Untersuchungen zur Sekundärettringitbildung an zwei feinkörnigen UHPC-Mischungen mit einem w/z-Wert von jeweils 0,24 durchgeführt, wobei eine Mischung mit einem nahezu C₃A-freiem HS-Portlandzement und die andere Mischung mit einem C₃A-reichem Portlandzement (C₃A-Gehalt von 12 M.-%) hergestellt wurde. In Anlehnung an DIN EN 1376-2 wurden die Prüfkörper abwechselnd 2 Tage lang bei 20°C in einer gesättigten Natriumsulfatlösung und anschließend 3 Tage an Luft bei 20°C und 65% rel. Feuchte gelagert, da durch diese Wechsellagerung laut DIN EN 1376-2 mögliche Schädigungen besonders früh auftreten sollen. Bis zum Prüfbeginn im Betonalter von 7 Tagen wurden die Probekörper entweder unter Wasser bei 20°C gelagert oder nach einem Tag einer Wärmebehandlung von 90°C unterzogen oder nach der Verdichtung direkt in der Schalung bei 70°C und 100% rel. Feuchte behandelt, da dies nach Erfahrungen mit Normalbeton eine besonders ungünstige, schadensfördernde Wärmebehandlung darstellt. Einige Probekörper wurden zudem nach 7 Tagen mit flüssigem Stickstoff vorgeschädigt, so

dass sichtbare Mikrorisse auftraten, in die die Sulfatlösung leichter eindringen kann. Eine mögliche Schädigung der Prüfkörper sollte durch die Bestimmung der Druck- und Biegezugfestigkeit, durch Messungen der Gefügedichtigkeit mittels Ultraschall und durch Untersuchungen mit dem Rasterelektronenmikroskop nach unterschiedlich langer Lagerungsdauer festgestellt werden. Unabhängig von der Art der Vorbehandlung konnte bis zu einer Dauer von 90 Tagen an beiden untersuchten UHPC-Feinkornmischungen keine Gefügeveränderung festgestellt werden, die darauf schließen lässt, dass sich eine schädigende Menge an sekundärem Ettringit gebildet hat [11]. Mit dem Elektronenmikroskop wurden lediglich in den thermisch vorgeschädigten Betonprüfkörpern sehr geringe, nicht schädigende Mengen Ettringit festgestellt. Die Untersuchungen aus der Literatur und die Tatsache, dass auch bei der Hybridankermischung ein HS-Zement zum Einsatz kommt, lassen vermuten, dass eine Schädigung durch Sekundärettringitbildung für den Hybridanker nahezu ausgeschlossen werden kann.

C.1.4.2.2 Lösender Angriff

Beim Einsatz von UHPC in chemisch angreifenden Umgebungen, wie z.B. bei Industrieanlagen, ist es notwendig das Korrosionsverhalten von UHPC infolge der Einwirkung aggressiver Medien zu kennen. Eine längere Einwirkung von z.B. Säuren auf den UHPC könnte die im Allgemeinen stark alkalische Bindemittelmatrix so verändern, dass sich die festigkeitsgebenden C-S-H-Phasen abbauen. Das dichte Gefüge von UHPC erschwert jedoch das Eindringen von Säuren, so dass gegenüber Normalbeton von einem erhöhten Widerstand gegen Säureangriff auszugehen ist.

An der Universität Karlsruhe wurden von Scheydt Einlagerungsversuche an UHPC-Körpern in Salzsäuren mit unterschiedlichen pH-Werten durchgeführt [34]. Dabei wurde eine UHPC-Mischung, die nahezu identisch mit der Grobkornmischung B3Q ist, mit einem Normalbeton C30/37 verglichen. An einigen Probekörpern aus UHPC wurde zudem der Einfluss einer dreitägigen Wärmebehandlung bei 90°C auf den Widerstand gegen chemischen Angriff untersucht. Der pH-Wert der Lösung wurde während der Einlagerungsversuche konstant gehalten. Abbildung C.13 zeigt die Entwicklung der Korrosionstiefe des UHPC im Vergleich zum Normalbeton C30/37 in Salzsäure mit einem pH-Wert von 1 bzw. einem pH-Wert von 3. Wie erwartet steigt die Korrosionstiefe sowohl beim UHPC als auch beim C30/37 mit abnehmendem pH-Wert an. Dies geht auch aus Tabelle C.9 hervor. Es zeigt sich, dass die Korrosionstiefe des UHPC unabhängig vom pH-Wert der Säure deutlich unter der Korrosionstiefe des Normalbetons liegt. Zudem führt eine Wärmebehandlung des UHPC nach 6 Wochen Einlagerungszeit zu geringfügig höheren Korrosionstiefen. Dies kann z.B. durch eine mögliche Mikrorissbildung aufgrund der Wärmebehandlung erklärt werden [34]. Unabhängig vom pH-Wert der Salzsäure zeigten die Gefügeun-

tersuchungen mittels Infrarotspektroskopie und Rasterelektronenmikroskop korrodierte Stahlfasern innerhalb der angegriffenen Grenzschicht.

Tabelle C.9: Korrosionstiefen nach 6 und 80 Wochen für UHPC und Normalbeton aus [34]

pH-Wert	Beton	Korrosionstiefe nach x Einlagerungswochen [μm]	
		x = 6	x = 80
pH 5	UHPC	261	993
	C30/37	413	1845
pH 3	UHPC	381	1217
	UHPC wärmebehandelt	418	-
	C30/37	751	3023
pH 1	UHPC	2916	-
	C30/37	5308	-

In [35] wurden von Scheydt zudem an der gleichen UHPC-Grobkornmischung Untersuchungen zum Einfluss von Stahlfasern auf den Widerstand gegen chemischen Angriff durchgeführt. Dabei wurden wassergelagerte Probekörper mit Stahlfasern (UHPC), wassergelagerte Probekörper ohne Fasern (UHPC_{n.f.}) und wärmebehandelte Probekörper mit Fasern (UHPC_{90°C}) in Salzsäure mit einem pH-Wert von 3 eingelagert und die zeitabhängigen Korrosionstiefen miteinander verglichen. Abbildung C.14 zeigt die zugehörigen Ergebnisse. Es zeigt sich, dass die bereits in [34] beobachtete Tendenz eines geringeren Widerstandes gegen chemische Angriffe aufgrund einer Wärmebehandlung bestätigt werden kann. Ähnlich wie bei den Untersuchungen von Scheydt zur Chlorideindringtiefe (siehe oben) zeigte sich bei den Elektronenmikroskopaufnahmen aufgrund der erhöhten Porosität der Kontaktzone zwischen Stahlfaser und Zementstein eine höhere Eindringtiefe in der Umgebung der Fasern. Die starke Korrosion der Fasern führt jedoch zu einer Anreicherung von Eisenhydroxid innerhalb der ausgewaschenen Zone und an der angegriffenen Oberfläche. Dadurch wird die ausgewaschene Zone dichter und fungiert als schützende Schicht, die den Korrosionsprozess verlangsamt. Der Widerstand gegen chemischen Angriff von UHPC mit Fasern ist deshalb im Vergleich zum faserlosen UHPC ungefähr doppelt so hoch (vgl. Abbildung C.14).

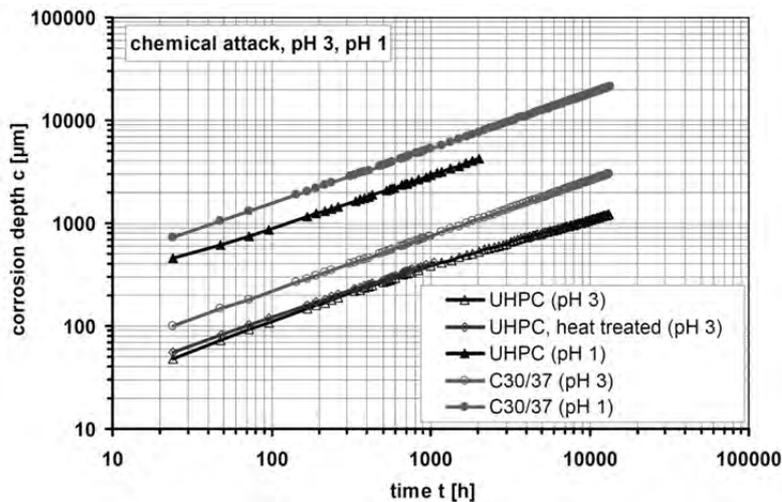


Abbildung C.13: Entwicklung der Korrosionstiefe c von UHPC und C30/37 bei Säureangriff aus [34]

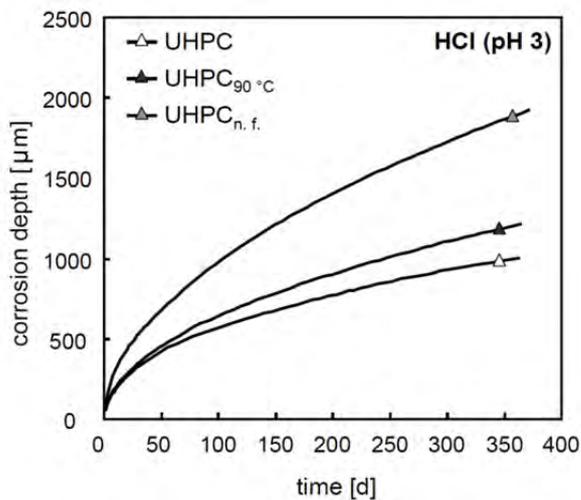


Abbildung C.14: Zeitabhängige Korrosionstiefe nach chemischem Angriff durch Salzsäure mit einem pH-Wert von 3 aus [35]

Umfangreiche Untersuchungen zum Widerstand von UHPC gegenüber einem chemischen Angriff durch Schwefelsäure, Milchsäure und ammoniumhaltige Wässer wurden in [33] durchgeführt. Dabei wurde wie bereits weiter oben aufgeführt ein Referenzbeton (REF) mit einem w/z-Wert von 0,45, der bis auf das Größtkorn die Anforderungen an die Expositionsklasse XA3 der DIN EN 206-1 erfüllt (z.B. Festigkeit \geq C35/45), ein wärmebehandelter Feinkornbeton (M2Q 90), ein wassergelagerter Feinkornbeton (M2Q WL) und ein wärmebehandelter Grobkornbeton (B5Q 90) jeweils ohne Stahlfasern untersucht. Die Probekörper wurden in die Säuren mit unterschiedlichen pH-Werten eingelagert, wobei der pH-Wert über die Einlagerungszeit hinweg konstant gehalten wurde. Die Schädigungstiefe wurde bei den Einlagerungsversuchen in Schwefelsäure und Milchsäure anhand des neu entwickelten Protonenverbrauchverfahrens berechnet (siehe [33]). Tabelle C.10 zeigt die Ergebnisse der Einlagerungsversuche in Schwefelsäure. Auch hier zeigt sich anhand des Vergleichs der Mischung M2Q 90 und M2Q WL bei einem pH-Wert von 3, dass sich eine Wärme-

behandlung negativ auf die Schädigungstiefe auswirkt. Ansonsten kann festgestellt werden, dass sich die Schädigungstiefe mit steigendem pH-Wert verringert und dass die Schädigungstiefen der UHPC unabhängig vom pH-Wert der Schwefelsäure und der Vorbehandlungsart deutlich unter den Werten des Referenzmörtels liegen. Auch die Einlagerungsversuche in Milchsäure mit einem pH-Wert von 4 zeigen einen negativen Einfluss der Wärmebehandlung auf die Schädigungstiefe. Zudem kann auch beim Angriff der organischen Säure ein deutlich höherer Widerstand der UHPC gegenüber dem Referenzmörtel festgestellt werden. Die Beständigkeit der UHPC gegenüber salzhaltigen Lösungen wurde durch Einlagerungsversuche in Ammoniumnitratlösungen mit unterschiedlichen Konzentrationen untersucht. Die Schädigungstiefe wurde dabei anhand der aus dem Probekörper herausgelösten Calciummenge bestimmt. Tabelle C.12 zeigt die Ergebnisse der Versuche. Es zeigt sich, dass die gemessene Schädigungstiefe des Referenzmörtels bei der hohen Konzentration im Schnitt mindestens 2,5-mal höher ist als bei den UHPC. Auch hier zeigt sich, dass der wassergelagerte UHPC M2Q WL geringere Schädigungstiefen aufweist als der wärmebehandelte UHPC M2Q 90. Bei den Einlagerungsversuchen mit der niedrigeren Ammoniumkonzentration von 100 mg/l, die auch die obere Grenzkonzentration der Expositionsklasse XA3 darstellt, zeigt sich interessanterweise, dass die Korrosionsprozesse im UHPC und im Referenzmörtel ungefähr gleich stark ablaufen.

Tabelle C.10: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Schwefelsäure mit unterschiedlichen pH-Werten aus [33]

pH-Wert	Beton	Schädigungstiefe nach x Stunden [mm]	
		x = 4000	x = 8000
pH 3	REF	1,57	2,41
	M2Q 90	0,94	1,44
	M2Q WL	0,79	1,21
	B5Q 90	1,11	1,65
pH 4	REF	1,06	1,61
	M2Q 90	0,52	0,79
	B5Q 90	0,59	0,91
pH 5	REF	0,73	1,16
	M2Q 90	0,33	0,52

Tabelle C.11: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in Milchsäure mit einem pH-Wert von 4 aus [33]

Beton	Schädigungstiefe nach x Stunden [mm]	
	x = 4000	x = 8000
REF	2,45	3,09
M2Q 90	1,48	1,85
M2Q WL	1,33	1,65
B5Q 90	1,48	1,88

Tabelle C.12: Zeitabhängige Schädigungstiefen nach Einlagerung in eine ammoniumnitratthaltige Lösung mit unterschiedlichen Konzentrationen aus [33]

NH ₄ ⁺ -Konzentration	Beton	Schädigungstiefe nach x Stunden [mm]	
		x = 4000	x = 8000
11250 mg/l	REF	11,72	15,9
	M2Q 90	4,04	5,7
	M2Q WL	3,54	5,06
	B5Q 90	4,5	6,51
100 mg/l	REF	-	0,45
	M2Q 90	-	0,42

Neben den stationären Einlagerungsversuchen wurden in [33] auch Einlagerungsversuche an Probekörpern der Mischung M2Q 90 und des Referenzmörtels mit zyklischen Beanspruchungen durchgeführt. Dadurch sollten die Verhältnisse in Wasserwechselzonen, wie sie z.B. im Bereich von Abwasseranlagen vorkommen, simuliert werden, in denen sich die Beaufschlagung des Betons durch korrosive Medien mit zwischenzeitlichen Trocknungsprozessen abwechseln. Durch diese zyklische Beanspruchung werden Konzentrationsprofile innerhalb von kurzer Zeit erzeugt, die sich bei der stationären Einlagerung im angreifenden Medium als Folge der Diffusionsvorgänge erst nach langen Zeiträumen einstellen. Die Ergebnisse der zyklischen Einlagerungsversuche in schwefelsaurem Wasser mit einem pH-Wert von 3 im Vergleich zum stationären Einlagerungsversuch (Badversuch 2184 h) sind in Abbildung C.15 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich die zyklische Beanspruchung durch die Schwefelsäure, die sowohl eine Auflösung der zementgebundenen Bindemittelmatrix als auch volumenvergrößernde Phasenneubildungen verursachen kann, negativ auf die Schädigungstiefen auswirkt. Besonders die Phasenneubildungen werden durch die Trocknungsperioden begünstigt. Vergleicht man die Schädigungstiefen nach 31 Zyklen, was einer Gesamtdauer der kapillaren Aufnahme der aggressiven Lösung von 2232 Stunden entspricht, mit dem stationären Einlagerungsversuch nach 2184 Stunden, so zeigt sich sowohl für den Referenzmörtel als auch für den UHPC M2Q 90 nahezu eine Verdopplung der Schädigung. Zusätzlich wurde auch der rein lösende chemische Angriff durch ammoniumnitratthaltige Lösungen durch zyklische Einlagerungsversuche untersucht. Anders als beim schwefelsaurem Angriff zeigt Abbildung C.16, dass der Korrosionsfortschritt beim rein lösenden Angriff durch die ammoniumnitratthaltige Lösung relativ unabhängig von der zyklischen Beanspruchung ist. Dies zeigt sich dadurch, dass die Schädigungstiefe nach 31 Zyklen beim UHPC annähernd gleich der des stationären Einlagerungsversuchs ist. Die Trocknungsperiode hat folglich bei einem rein lösenden Angriff auf den UHPC nur einen geringen Einfluss auf die Schädigungstiefe. Entscheidend ist dagegen die Zeit des direkten Kontakts mit dem aggressiven Medium.

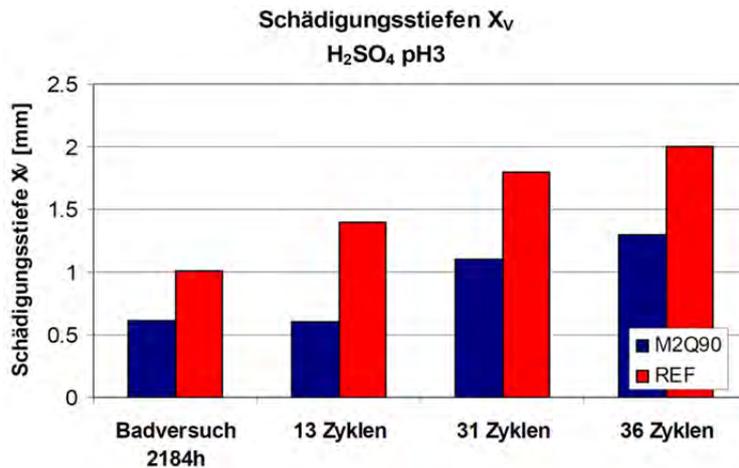


Abbildung C.15: Vergleich der Schädigungstiefen nach stationärer (Badversuch) und zyklischer Einlagerung in Schwefelsäure mit einem pH-Wert von 3 aus [33]

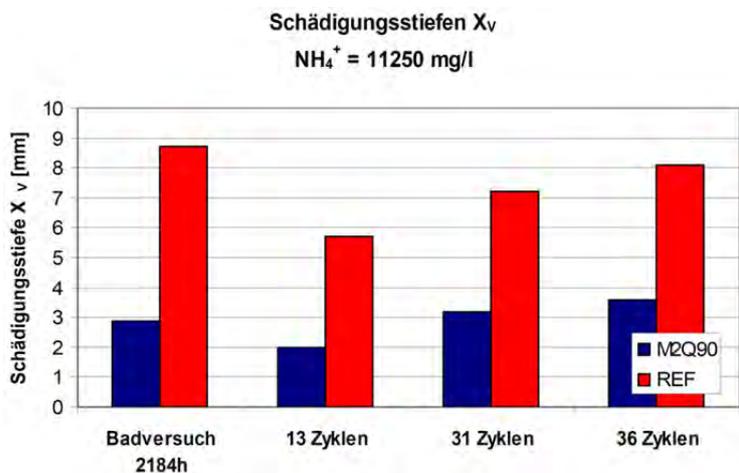


Abbildung C.16: Vergleich der Schädigungstiefen nach stationärer (Badversuch) und zyklischer Einlagerung in ammoniumnitratthaltige Lösung mit einer Konzentration von 11250 mg/l aus [33]

Aufgrund der eher günstig wirkenden Stahlfasern in der Hybridankermischung und der Ähnlichkeit zur Mischung B5Q lässt sich folglich vermuten, dass der Widerstand der Hybridankermischung gegenüber einem lösenden Angriff ebenfalls höher als beim Referenzmörtel der Expositionsklasse XA3 eingestuft werden kann.

C.1.5 Schwindverhalten, Kriechverhalten und Dauerstandfestigkeit

Abgesehen vom Materialverhalten unter Kurzzeitbeanspruchung sind für die Hybridankerplatte auch zeitabhängige Verformungen des Betons zu berücksichtigen. Aus diesem Grund soll in den folgenden Abschnitten auf das Schwindverhalten, das Kriechverhalten und auch auf die Dauerstandfestigkeit von UHPC eingegangen werden.

C.1.5.1 Schwinden

Als Schwinden wird die zeitabhängige und lastunabhängige Volumenverminderung von Beton bezeichnet. Dabei wird zwischen dem Trocknungsschwinden, das durch die Austrocknung des Betons in Wechselwirkung mit der Umgebung entsteht und daher einen Feuchtegradienten erfordert und dem chemischen bzw. autogenen Schwinden, das durch chemische Prozesse bei der Hydratation des Zementes entsteht, unterschieden. Die Trocknungsschwinddehnungen bilden sich ab dem Beginn der Austrocknung (z.B. mit dem Ende der Nachbehandlung) langsam aus und hängen vor allem von der Oberfläche des Probekörpers, der Menge an ungebundenem Wasser in der Zementsteinmatrix und den Umgebungsbedingungen ab. Das chemische bzw. autogene Schwinden, das einer Art inneren Austrocknung während der Erhärtung gleicht, ist dagegen vor allem vom w/z-Wert, der Zementart und dem Zementgehalt abhängig. Der Hauptanteil der autogenen Schwinddehnungen bildet sich bereits in den ersten Stunden bzw. Tagen nach dem Betonieren aus. Da ein hoher Zementgehalt und ein niedriger w/z-Wert in der Regel zu höheren autogenen Schwinddehnungen führen, macht das autogene Schwinden bei höherfesten Betonen meist einen Großteil der Gesamtschwinddehnung aus. Das Trocknungsschwinden spielt dagegen eine untergeordnete Rolle, da höherfeste Betone üblicherweise nur einen geringen Wassergehalt aufweisen und dieser bereits vor dem Beginn der Austrocknung zu einem großen Teil durch Hydratationsprozesse gebunden ist. Um die beiden Komponenten Trocknungsschwinden und autogenes Schwinden versuchstechnisch voneinander trennen zu können, werden in der Regel sowohl unversiegelte Probekörper als auch versiegelte Probekörper, bei denen ein Feuchteaustausch mit der Umgebung verhindert wird, untersucht. Da die autogenen Schwinddehnungen in der Regel innerhalb der ersten 24 Stunden besonders stark ansteigen, hängen die Messergebnisse der autogenen Schwindverformungen maßgeblich vom Betonalter bei Messbeginn ab. Zur Untersuchung der Gefahr einer Rissbildung im jungen Alter durch autogenes Schwinden ist es erforderlich, dass die Messung spätestens zum Zeitpunkt t_0 (time-zero), ab dem die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons beginnt und somit innerhalb des Betongefüges relevante Zugspannungen übertragen werden können, gestartet wird. Dieser Zeitpunkt muss für jeden Beton individuell bestimmt werden.

Abgesehen vom autogenen bzw. chemischen Schwinden und vom Trocknungsschwinden neigt UHPC aufgrund des geringen Wasser- und hohen Feinkorngehaltes zur Bildung einer sogenannten ‚Elefantenhaut‘ und von Rissen im plastischen Zustand (kapillares Schwinden) [10]. Durch eine entsprechende Nachbehandlung kann jedoch die Reißneigung nach [10] in diesem frühen Stadium deutlich reduziert werden. Eigene Erfahrungen zeigten, dass eine schnelle Verarbeitung des Frischbetons und ein Besprühen der UHPC-Oberfläche mit Wasser nach der Betonage ausreichend

ist, um die Elefantenhautbildung zu verhindern. Zudem werden in [10] Ergebnisse aus bisherigen Untersuchungen zum autogenen Schwinden und zum Trocknungsschwinden von UHPC zusammengefasst. Dabei zeigt sich, dass der verwendete Zement und der Zementleimgehalt auch beim UHPC einen deutlichen Einfluss auf das autogene Schwinden haben. Durch die Wahl eines HS-Zementes und durch einen größeren Anteil grober Gesteinskörnung kann die Schwindverformung verringert werden. Zum Beispiel wird in [10] für einen grobkörnigen UHPC mit CEM I 42,5R HS ab dem Zeitpunkt der höchsten Betontemperatur bis zu einem Alter von 28 Tagen eine autogene Schwindverformung von ca. 0,23 mm/m angegeben, während für einen feinkörnigen UHPC mit CEM I 42,5R für diese Zeitspanne eine Schwindverformung von ca. 0,4 mm/m angegeben wird. Den Einfluss der Zementart bestätigen Untersuchungen in [25] an unterschiedlichen UHPC-Mischungen. So führte ein Zement mit einem mittleren C_3A -Gehalt zu deutlich höheren Schwinddehnungen als gleichartige Mischungen mit einem C_3A -armen Zement. Der zeitliche Verlauf des Trocknungsschwindens von UHPC entspricht nach [10] im Wesentlichen dem des hochfesten Betons. Das trockenungsbedingte Schwindmaß ist jedoch deutlich geringer und wird z.B. nach 120 Tagen mit ca. 0,27 mm/m angegeben. Sowohl ein Zusatz von Stahlfasern als auch die Menge an Silikastaub scheint nach [10] das Trocknungsschwinden nur unwesentlich zu beeinflussen.

In [42] werden zunächst bisherige Untersuchungen von verschiedenen Forscherteams zum autogenen Schwinden von UHPC zusammengefasst und anschließend eigene Untersuchungen zum Einfluss des Zements, des w/z-Wertes und des Anteils an Silikastaub, Stahlfasern und Fließmittel auf die autogenen Schwindverformungen vorgestellt. Es zeigt sich, dass bei den aufgeführten bisherigen Untersuchungen trotz ähnlicher Zusammensetzungen und Festigkeiten der geprüften UHPC autogene Schwindverformungen zwischen ca. 0,4 mm/m und 1,7 mm/m gemessen werden (siehe Abbildung C.17). Dies ist laut Autor vermutlich auf die unterschiedlichen Messanordnungen und Messverfahren und vor allem auf den unterschiedlichen Messbeginn (time-zero) der verschiedenen Untersuchungen zurückzuführen, da bisher kein einheitliches Messverfahren für autogene Schwinddehnungen vorliegt. Die eigenen gemessenen autogenen Schwindverformungen an unterschiedlichen UHPC-Mischungen mit Festigkeiten zwischen 152 und 182 MPa aus [42] lagen von time-zero bis zu einem Alter von 28 Tagen zwischen 0,6 und 0,9 mm/m. Es zeigt sich also, dass die autogenen Schwindverformungen bei UHPC sehr hoch sein können und somit in Überlegungen zur frühen Rissbildung berücksichtigt werden müssen. Bezüglich der Zementart wurde in [42] festgestellt, dass die Verwendung eines CEM I 52,5 R gegenüber einem CEM I 52,5 R-HS/NA generell zu höheren autogenen Schwindverformungen führt. Zudem zeigte sich, dass bei Verwendung des CEM I 52,5 R-HS/NA bei geringeren w/z-Werten und gleichem Zementgehalt größere Schwindverformungen auftraten. Dasselbe konnte auch bei geringeren w/z-Werten bei gleichem

Wassergehalt beobachtet werden. Die Untersuchungen zum Silikagehalt zeigten keine eindeutige Korrelation mit den autogenen Schwindverformungen. Tendenziell zeigte sich aber, dass ein hoher Silikagehalt auch zu hohen autogenen Schwindverformungen führt. Unterschiedliche Fließmittelgehalte führten zu keiner signifikanten Änderung der autogenen Schwindverformung nach 28 Tagen, allerdings beeinflussen sie durch die Verzögerungswirkung entscheidend das Einsetzen der Schwindverformungen im jungen Alter. Die Zugabe von Stahlfasern führte generell zu einer Reduzierung der autogenen Schwindverformungen im Bereich von 10 – 15%.

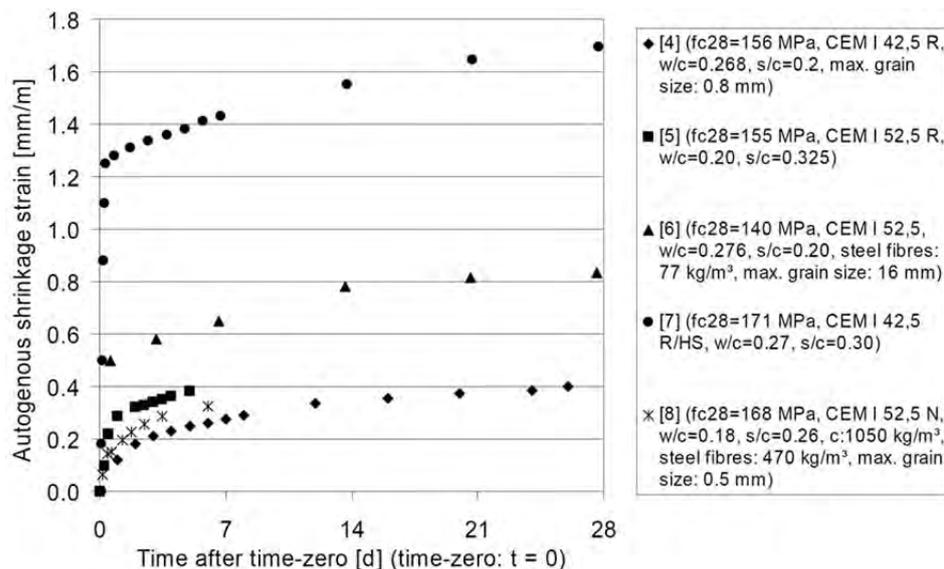


Abbildung C.17: Untersuchungen verschiedener Forschungsteams zum autogenen Schwinden von UHPC ab time-zero aus [42]

In [11] wurde sowohl das autogene Schwinden als auch das Trocknungsschwinden der Grobkornmischung B3Q und der Feinkornmischung M1Q bestimmt. Die autogenen Schwindverformungen wurden ab dem Ansteifen des Betons nach ca. 45-60 Minuten an vollständig versiegelten, zylindrischen Probekörpern mit einer Länge von 1500 mm und einem Durchmesser von 150 mm zunächst mit einer speziellen Vorrichtung und anschließend mit induktiven Wegaufnehmern mit einer Messgenauigkeit von 1/1000 mm bei einer konstanten Umgebungstemperatur von $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ gemessen. Dabei wurden jeweils zwei Prüfkörper des UHPC M1Q mit und ohne 2,5 Vol.-% Stahlfasern und zwei Prüfkörper des UHPC B3Q mit Fasern untersucht. Der überwiegende Teil der insgesamt gemessenen Schwindverformung stellte sich mit 0,38 bis 0,49 mm/m bereits in den ersten 30 Stunden ein (siehe Abbildung C.18). Danach nimmt die Schwindverformung nur noch in geringerem Maße zu und erreicht für den gefaserten Grobkornbeton B3Q nach rund 62 Tagen mit ca. 0,62 mm/m einen geringeren Wert als für den gefaserten Feinkornbeton M1Q mit ca. 0,82 mm/m. Nach [11] ist dieses signifikant kleinere autogene Schwindmaß auf den deutlich geringeren Zementgehalt, das kleinere Matrixvolumen und die stützende Wirkung des nicht

schwindenden groben Basalkorns zurückzuführen. Ein Einfluss der Fasern auf das autogene Schwinden kann dagegen höchstens anfänglich festgestellt werden.

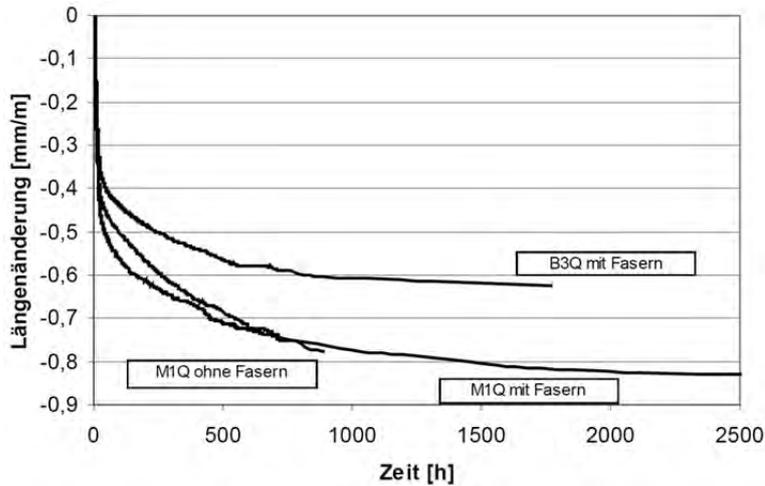


Abbildung C.18. Autogene Schwindverformungen von unterschiedlichen UHPC-Mischungen mit und ohne Stahlfasern aus[11]

Das Trocknungsschwinden wurde an zylindrischen Prüfkörpern ($l/d = 300/150$ mm), hergestellt aus den Mischungen M1Q und B3Q jeweils mit und ohne Stahlfasern, gemessen. Eine Serie der Prüfkörper wurde für 2 Tage bei 90°C wärmebehandelt und anschließend während des gesamten Versuchs im Normklima bei 20°C und 55% rel. Luftfeuchte gelagert, während eine weitere Serie ab dem Ausschalen im Normklima gelagert wurde. Aufgrund der gewählten Messtechnik konnte die Messung der Schwindverformungen erst 48 Stunden nach der Betonherstellung begonnen werden, d.h. der in der Abbildung C.19 und Abbildung C.20 dargestellte Messbeginn entspricht einem Betonalter von 2 Tagen. Erwartungsgemäß wurden bei den wärmebehandelten UHPC mit Werten zwischen 0,65 und 0,80 mm/m die größten Dehnungen während der Wärmebehandlung erreicht (siehe Abbildung C.19). Während der Abkühlung kontrahierten die Prüfkörper bis unter den Ausgangswert auf ca. 0,4 mm/m für den B3Q und ca. 0,6 mm/m für den M1Q. Auch hier liegen die Schwindverformungen für den Grobkornbeton also deutlich unter den Werten des Feinkornbetons. Nach dem Abkühlen verformten sich die Prüfkörper praktisch nicht mehr, was für eine vollständige Austrocknung der Körper spricht. Ein Einfluss der Stahlfasern auf die gemessenen Gesamtschwindverformungen konnte für die wärmebehandelten UHPC sowohl im zeitlichen Verlauf als auch bei den Endschwindverformungen nicht festgestellt werden. Abbildung C.20 zeigt die Schwindverformungen der für ca. 250 Tage lang im Normklima gelagerten nicht wärmebehandelten UHPC. Es zeigt sich, dass auch hier die Schwindverformungen des Feinkornbetons mit ca. 0,44 mm/m nach 250 d größer sind als beim Grobkornbeton mit ca. 0,36 mm/m. Während die Stahlfasern auch bei den nicht wärmebehandelten Prüfkörpern aus B3Q scheinbar keinen Einfluss auf die Schwindverformungen haben, zeigt sich beim Feinkornbeton

M1Q, dass die Stahlfasern offenbar das Schwinden geringfügig von ca. 0,44 mm/m nach 250 d auf ca. 0,40 mm/m verringern.

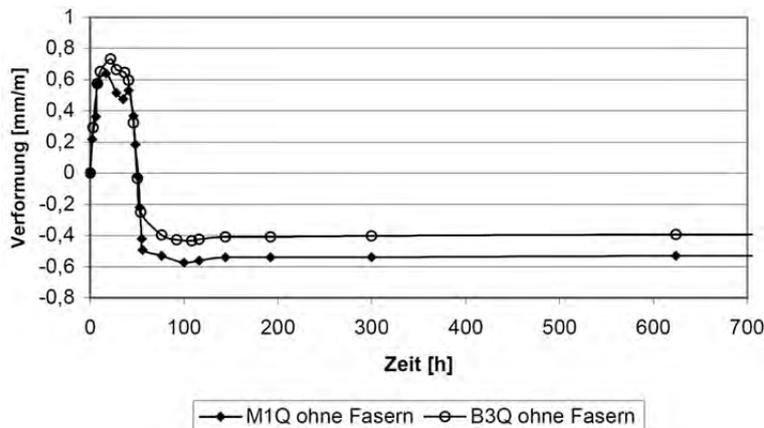


Abbildung C.19: Vergleich der Gesamtschwindverformung der wärmebehandelten UHPC ohne Stahlfasern aus [11]

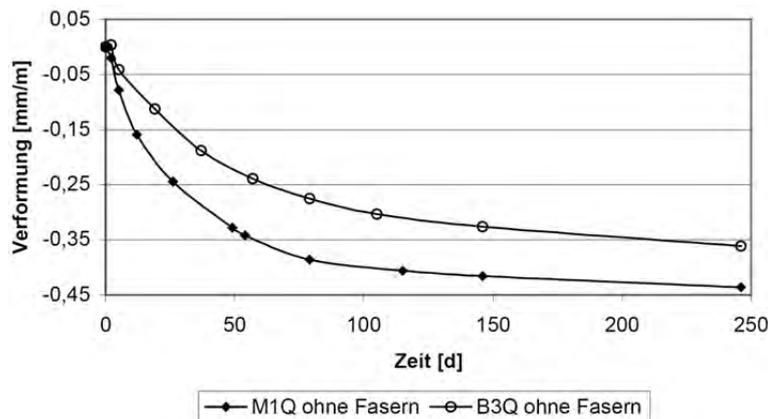


Abbildung C.20: Vergleich der Gesamtschwindverformung der im Normklima gelagerten Betone ohne Stahlfasern aus [11]

In [36], [37] und [38] werden unter anderem Ergebnisse aus Untersuchungen zum autogenen Schwinden der Grobkornmischung B4Q und der Feinkornmischung M2Q in horizontalen Zugprüfrahmen aufgeführt. Durch ein umlaufendes Heiz- und Kühlsystem können die Körper von 5 bis 45°C temperiert werden. Abbildung C.21 zeigt die gemessenen autogenen Schwindverformungen für die Grobkornmischung B4Q bei isothermischen Bedingungen von 20°C, 30°C und 40°C im Vergleich zu einem rechnerischen Ansatz, der in [37] und [38] näher erläutert wird. Der Beginn der Messung erfolgte nach ca. 8 Stunden. Nach ca. 13 bis 15 Stunden ist deutlich der Zeitpunkt t_0 (time-zero) zu erkennen, ab dem die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des Betons beginnt. Anschließend steigen die autogenen Schwindverformungen zunächst rapide an, bevor sich die Zunahme ab einem wirksamen Alter von ca. 20-30 Stunden deutlich verlangsamt [37]. Bei hohen Lagerungstemperaturen tritt die Verlangsamung tendenziell etwas schneller ein. Nach 28 Tagen ist der Endwert der autogenen Schwindverformung nahezu erreicht. Ähnliche Verläufe wurden auch

für die Feinkornmischung M2Q erhalten, wobei das Endschwindmaß dieser Mischung aufgrund des höheren Zementgehaltes höher liegt als beim B4Q.

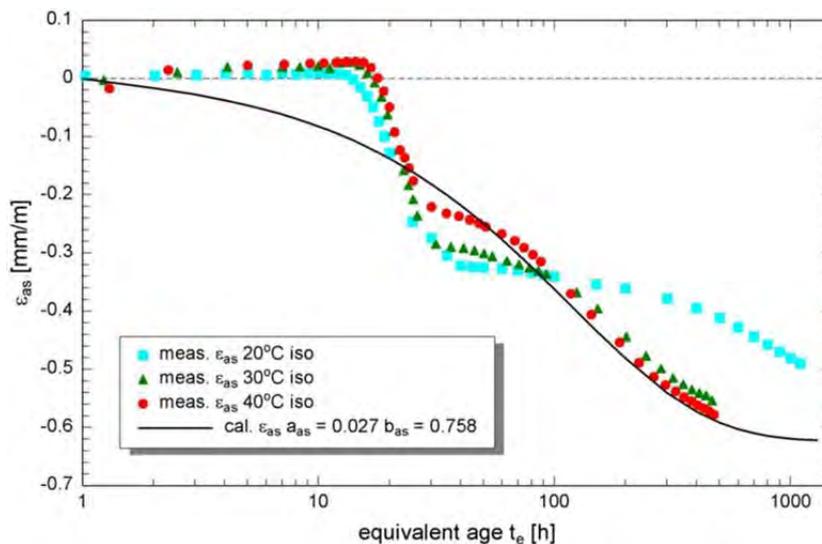


Abbildung C.21: Gemessene und berechnete autogene Schwindverformungen der Mischung B4Q aufgetragen über das wirksame Alter t_e aus [38]

Ergebnisse des Karlsruher Instituts für Technologie zum autogenen und zum Trocknungsschwinden der Grobkornmischung B5Q und der Feinkornmischung M2Q wurden unter anderem in [39], [40], [43] und [44] veröffentlicht. Dabei wurde auch der Einfluss der Probenabmessungen und der Einfluss einer unterschiedlich langen Nachbehandlung untersucht. Bis zum jeweiligen Versuchsbeginn wurden die Probekörper unter feuchter Jute gelagert und anschließend im Normklima bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte. Um die beiden Schwindkomponenten Trocknungsschwinden und autogenes Schwinden voneinander trennen zu können, wurden sowohl unversiegelte Probekörper als auch unmittelbar nach dem Ausschalen im Alter von einem Tag mittels aluminiumkaschiertem Butylkautschukband versiegelte Proben untersucht. Die Größe des Trocknungsschwindens berechnet sich dann aus dem Unterschied der Verformungen versiegelt und unversiegelt gelagerter Probekörper. Die Messung der Schwindverformungen begannen mit dem Trocknungsbeginn der unversiegelten Proben im Betonalter von einem Tag [40]. Abbildung C.22 zeigt die an Zylindern mit $d/h = 100/300$ mm gemessenen Schwindverformungen der Mischungen M2Q und B5Q im Vergleich zu den nach DIN 1045-1 berechneten. Dabei ist zu beachten, dass das Schwindmodell der DIN 1045-1 nur für normalfeste und inzwischen auch hochfeste Betone gültig ist und für UHPC bislang keine Gültigkeit besitzt. Aufgrund des geringen Wassergehaltes der Feinkornmischung M2Q wurden generell nur geringe Trocknungsschwindverformungen erwartet. Die gemessenen Schwindverformungen der versiegelt und unversiegelt gelagerten Proben weisen nahezu keine Unterschiede auf (siehe Abbildung C.22 links). Dies lässt vermuten, dass die Mischung entweder kein Trocknungsschwinden aufweist oder diese Komponente

so gering ist, dass sie innerhalb des natürlichen Streubereichs von Schwindverformungen liegt [40]. Im Gegensatz dazu weist die Grobkornmischung B5Q eine ausgeprägte Trocknungsschwindkomponente auf. Der Autor von [43] vermutet, dass dieser Unterschied in der Höhe der Trocknungsschwindverformungen vor allem auf den höheren w/z-Wert der Grobkornmischung zurückzuführen ist. Der Vergleich mit den berechneten Verläufen nach DIN 1045-1 zeigt, dass das Modell aus der DIN 1045-1 nur beschränkt auf UHPC übertragbar ist.

Der Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Schwindverformungen wurde an Zylindern mit den Abmessungen $d/h = 75/225$ mm, $d/h = 100/300$ mm und $d/h = 150/450$ mm untersucht. Abbildung C.23 zeigt die Ergebnisse der Verformungsmessungen wobei der Beginn der Messung im Betonalter von 2 Tagen erfolgte. Aufgrund der vernachlässigbaren Trocknungsschwindkomponente der Feinkornmischung M2Q war kein Einfluss der Probekörpergröße auf die zeitliche Entwicklung und die Größe der Schwindverformungen zu erwarten, was durch die Versuchsdaten bestätigt wird (vgl. Abbildung C.23 links). Die entsprechenden Untersuchungen an der Grobkornmischung B5Q, die eine deutlich nachweisbare Trocknungsschwindkomponente aufwies, zeigten jedoch ebenfalls keinen eindeutigen Einfluss der Probekörpergröße. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Probekörpergeometrie und Schwindrate ist nach [40] somit bislang weder beim Feinkornbeton noch beim Grobkornbeton zu erkennen. Es wird jedoch in [40] darauf hingewiesen, dass zur Absicherung dieser Tendenzen weitere Versuche an UHPC mit unterschiedlichen Probekörpergrößen notwendig sind.

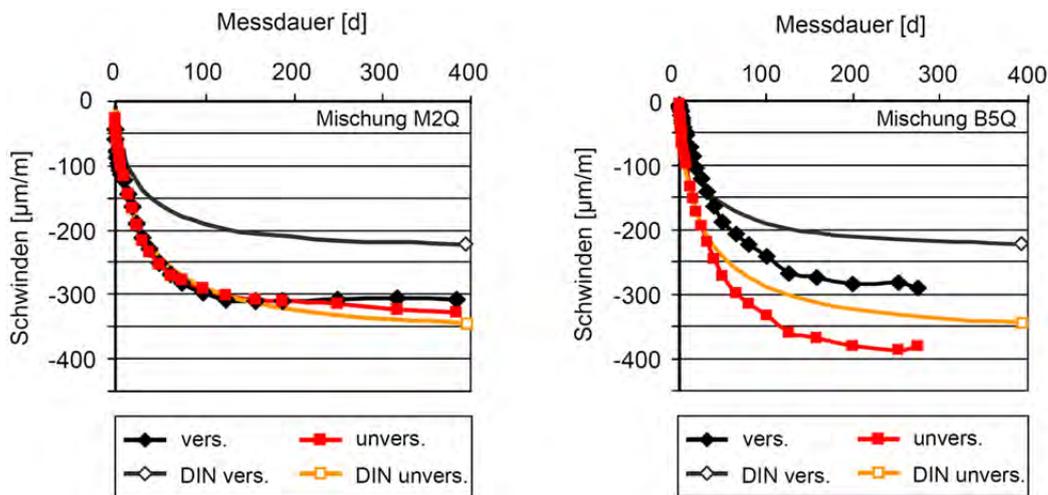


Abbildung C.22: Gemessene autogene und Trocknungsschwindverformungen der Feinkornmischung M2Q (links) und der Grobkornmischung B5Q (rechts) im Vergleich zur für UHPC nicht gültigen Vorhersage nach DIN 1045-1 aus [40]

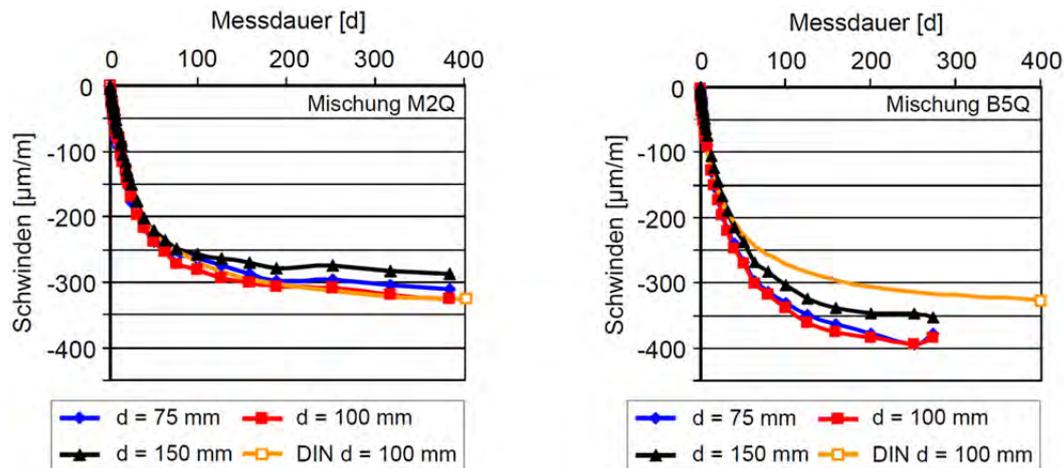


Abbildung C.23: Einfluss der Probekörpergröße auf die Schwindverformungen der Mischungen M2Q (links) und B5Q (rechts) aus [40]

C.1.5.2 Kriechen und Dauerstandfestigkeit

Als Kriechen wird die zeit- und lastabhängige Dehnungszunahme unter einer konstanten Spannung bezeichnet. Das Kriechen wird üblicherweise in die zwei Anteile Grundkriechen und Trocknungskriechen unterteilt. Nach [41] entstehen die Grundkriechverformungen nach derzeitigem Kenntnisstand indem sich durch die äußere Belastung der Abstand zwischen den Zementsteinpartikeln ändert und adsorbierte Wassermoleküle unter zusätzlichen, lastabhängigen Spannungen stehen. Zur Wiederherstellung des thermodynamischen Gleichgewichts diffundieren die Wassermoleküle zu Bereichen niedriger Spannung und die Gelpartikel nähern sich einander an. Darüber hinaus finden Gleitvorgänge und eine Mikrorissbildung statt, die teilweise auf die unterschiedlichen Steifigkeiten von Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung zurückzuführen sind. Ausschlaggebend sind also Wasserumlagerungen und Gleitvorgänge in der Mikrostruktur des Zementsteins. Folglich sind die Grundkriechverformungen umso geringer, je höher der Volumenanteil und die Steifigkeit der Gesteinskörnungen sind. Da sich nur der frei bewegliche Anteil der Wassermoleküle, der nicht bei der Hydratation chemisch gebunden wurde, an den Umlagerungen beteiligt, sinkt das Grundkriechen mit geringer werdendem Wassergehalt bzw. bei einer gleichzeitigen Reduktion des w/z -Wertes mit steigender Festigkeit und der sinkenden Porosität des Betons. Das Trocknungskriechen entsteht durch einen mit der Belastung einhergehenden Feuchteverlust an die Umgebung, weshalb die Trocknungskriechverformungen unter anderem von der Probekörpergeometrie, dem w/z -Wert und der Umgebungsfeuchte abhängen. Sowohl das Grund- als auch das Trocknungskriechen steigen mit der Höhe der aufgetragenen Spannung und der Dauer der Lasteinwirkung [41]. Zudem hat das Belastungsalter einen starken Einfluss auf die Kriechverformungen, da bei einem geringen Hydratationsgrad die Zementmatrix noch nicht ausreichend gefestigt ist und zudem noch mehr freies Wasser vorhanden ist, so dass das Kriechvermögen im jungen Alter höher ist. Bei geringen Spannungen

verhalten sich die Kriechdehnungen proportional zu den aufgebrachten Spannungen, weshalb von linearem Kriechen gesprochen wird. Bei höheren Spannungen setzt jedoch das Wachstum der Mikrorisse ein und die Proportionalität zwischen Spannung und Kriechdehnungen geht mit zunehmend nichtlinearem Materialverhalten des Betons verloren. In diesem Bereich wird von nichtlinearem Kriechen gesprochen. Als Dauerstandfestigkeit wird schließlich die höchste, theoretisch unendlich lang ertragbare Spannung verstanden, die von den gegenläufigen Effekten Mikrorisswachstum und Nacherhärtung abhängt und deshalb stark vom Belastungsalter und Hydratationsfortschritt beeinflusst wird.

In [11] wurden Kriechversuche an zylindrischen Probekörpern ($d/h = 70/140$ mm) aus der Grobkornmischung B3Q und der Feinkornmischung M1Q mit jeweils 2,5 Vol.-% Stahlfasern in einem Raum mit einer Temperatur von ca. 20°C und konstant rd. 55% rel. Feuchte durchgeführt. Eine Serie der Prüfkörper wurde für 2 Tage bei 90°C wärmebehandelt, während eine weitere Serie ab dem Ausschalen einer Wasserlagerung unterzogen wurde. Die Prüfung erfolgte bei den wassergelagerten Prüfkörpern mit einer konstanten Spannung von 30% der zuvor ermittelten Druckfestigkeit (rd. 43 N/mm²) und bei den wärmebehandelten Prüfkörpern mit einer Druckspannung entsprechend 45% der Festigkeit (rd. 80 N/mm²). Das Betonalter bei Versuchsbeginn lag jeweils bei 28 Tagen und die Belastungsdauer betrug 90 Tage. Die Prüfung des wassergelagerten Feinkornbetons M1Q musste nach 4 Tagen aufgrund eines Defektes des Versuchsstandes abgebrochen werden. Begleitend wurden Schwindversuche durchgeführt, um die reinen Kriechverformungen ermitteln zu können. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass die bezogene Kriechverformung des wärmebehandelten M1Q geringfügig über der des wärmebehandelten B3Q liegt (vgl. Abbildung C.24). Auch beim Vergleich der wassergelagerten Probekörper deutet sich diese Tendenz an. Der Autor von [11] führt dies, analog zu Normalbeton, auf den niedrigeren Zementmatrixanteil und den verformungsbehindernden Grobkornanteil zurück. Die Kriechzahlen nach 90 Tagen liegen für die wärmebehandelten Fein- und Grobkornbetone bei ca. 0,2, während der wassergelagerte Grobkornbeton B3Q eine Kriechzahl von 0,5 nach 90 Tagen aufweist (vgl. Abbildung C.25).

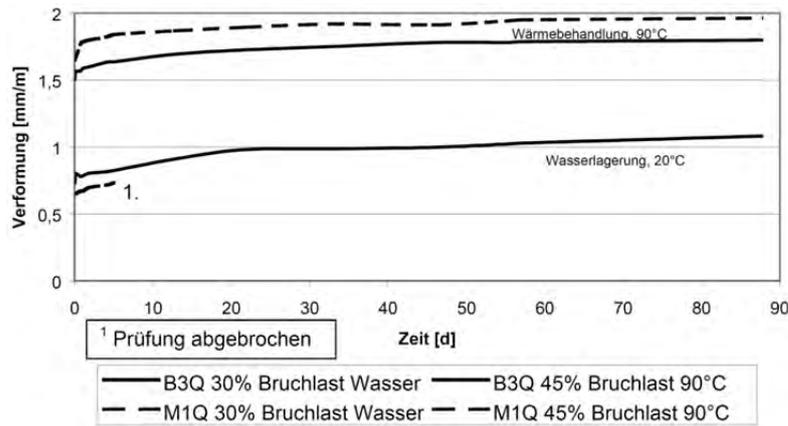


Abbildung C.24: Schwindbereinigte Kriechverformungen der Mischungen M1Q und B3Q bei 30% bzw. 45% der Bruchlast aus [11]

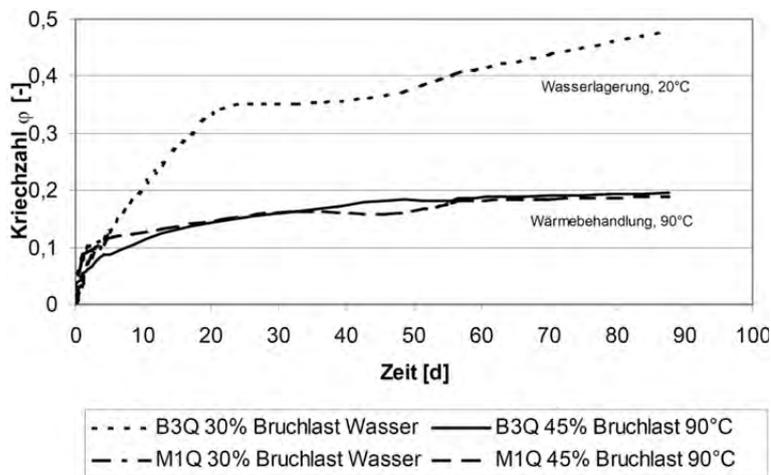


Abbildung C.25: Entwicklung der Kriechzahlen der Mischungen M1Q und B3Q bei 30% bzw. 45% der Bruchlast aus [11]

In [45] wurde das Kriechverhalten eines UHPC mit einer Druckfestigkeit von über 150 N/mm^2 untersucht. Der UHPC enthielt Basaltsplitt mit einer Korngröße zwischen 2 und 5 mm und wies einen Zementgehalt von unter 550 kg/m^3 auf. Die zeitabhängigen Verformungen wurden an Zylindern ($d/h = 100/300 \text{ mm}$) bestimmt. Die Probekörper wurden nach 24 Stunden ausgeschalt, anschließend für 6 Tage unter Wasser und danach bis zum Belastungsbeginn im Betonalter von 28 Tagen im Klimaraum bei 20°C und 65% rel. Feuchte gelagert. Die aufgebrachte Spannung wurde zwischen 28% und 85% der 28-Tages-Festigkeit variiert. Zur Ermittlung des Grundkriechens wurden Zylinder mit einer wasserundurchlässigen Folie vollständig abgedichtet. Die Bestimmung der Schwindverformung, die während der Belastungsdauer auftrat, erfolgte separat an unbelasteten abgedichteten Zylindern für das autogene Schwinden und unbelasteten unversiegelten Körpern für das Trocknungsschwinden. Im Vergleich zu einem hochfesten Beton kriecht der UHPC besonders in den ersten Tagen nach Belastungsbeginn langsamer (vgl. Abbildung C.26 rechts), wobei das Belastungsniveau bei beiden Betonen unterhalb der Grenze liegt, bei der ein nichtli-

neares Kriechen zu erwarten ist. Die Kriechzahl nimmt bei hochfestem Beton innerhalb der ersten zwei Wochen deutlich schneller zu als die von UHPC. Während sich beim hochfesten Beton die Zunahme nach ca. vier Wochen deutlich verlangsamt, fällt die Abnahme der Kriechgeschwindigkeit beim UHPC geringer aus. Nach ca. zwei Wochen zeigen beide Betone annähernd die gleiche Kriechzahlzunahme. Die bei hochfestem Beton festgestellte Tendenz, dass mit Zunahme der Festigkeit die Kriechzahl abnimmt, kann somit auf UHPC übertragen werden [45]. Die Gründe für diese Tendenz liegen nach [45] im geringen w/z-Wert und der geringen Porosität des UHPC. Der größte Teil des Anmachwassers wird so bereits durch die Zementhydratation vor der Belastung aufgebraucht. Allerdings ist die Abnahme des Kriechens aufgrund des hohen Zementleimvolumenanteils nur unterproportional mit der Abnahme des w/z-Wertes und der Porosität [45]. Die Ursache für die langsamere Kriechentwicklung gegenüber hochfestem Beton wird nach [45] unter anderem im geringen Gehalt an Kapillarwasser, das sich bei einer Belastung üblicherweise als erstes bewegt und in der schlechteren Verbindung der Kapillarporen beim UHPC, was die Bewegung des Wassers erschwert, vermutet. In Abbildung C.26 links ist zu erkennen, dass die Kriechverformungen an unversiegeltem und abgedichtetem UHPC sehr ähnlich sind, woraus geschlossen werden kann, dass das Trocknungskriechen bei UHPC und einem Belastungsalter von 28 d kaum eine Rolle spielt. Dies liegt nach [45] unter anderem in der bereits weit fortgeschrittenen Austrocknung zum Belastungsbeginn und im generell dichten Mikrogefüge, das die Wasserdiffusion nach außen stark behindert, begründet. Abbildung C.27 zeigt, dass die Kriechverformungen bis zu einem Belastungsniveau von ca. 60% proportional mit der Belastung zunehmen. Bei höheren Belastungsniveaus ist dagegen eine überproportionale Zunahme zu verzeichnen [45]. Die Schwelle zum nichtlinearen Kriechen ist also ähnlich wie bei hochfestem Beton und höher als bei normalfestem Beton.

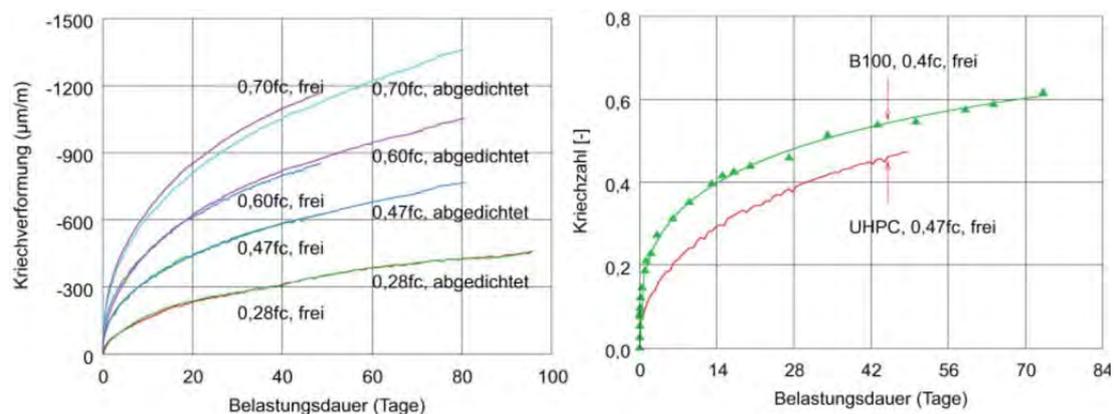


Abbildung C.26: Kriechverformung von freiem und abgedichtetem UHPC (links) und zeitliche Entwicklung der Kriechzahl von hochfestem Beton und UHPC (rechts) aus [45]

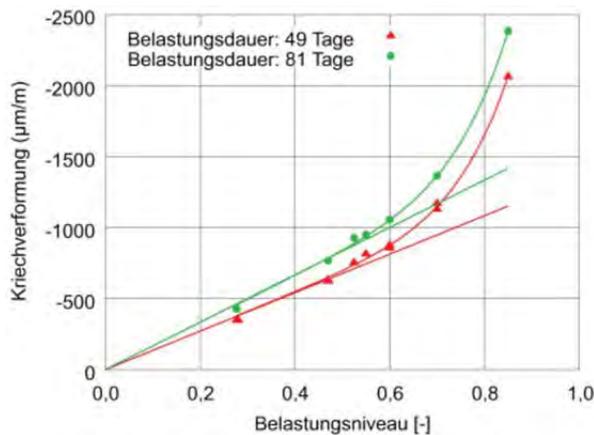


Abbildung C.27: Beziehung zwischen Kriechverformung und Belastungsniveau aus [45]

In [39], [40], [43] und [44] werden Ergebnisse des Karlsruher Instituts für Technologie zum Kriechverhalten der Grobkornmischung B5Q und der Feinkornmischung M2Q jeweils mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern vorgestellt. Dabei wurde sowohl der Einfluss des Belastungsalters, der Lagerungsart, der Probengeometrie und des Belastungsgrades untersucht. Konkret wurden die Belastungsniveaus von 30% und 60% und die Belastungsalter t_0 von 1 d, 3 d, 28 d und 180 d gewählt. Als Standardprobengeometrie wurden Zylinder mit $d/h = 100/300$ mm festgelegt. Für ein Belastungsalter von 3 Tagen wurden zusätzlich noch Zylinder mit $d/h = 75/225$ mm und $d/h = 150/450$ mm geprüft. Abgesehen von den Proben mit einem Belastungsalter von einem Tag und den mit aluminiumkaschiertem Butylkautschukband versiegelten Proben, wurden sämtliche Proben bis 2 Tage nach der Herstellung unter feuchte Jute nachbehandelt und danach in einer Klimakammer bei Umgebungsbedingungen von 20°C und 65% rel. Luftfeuchte, was auch den Prüfbedingungen entsprach, gelagert. In Abbildung C.28 ist das Kriechmaß der Mischungen M2Q und B5Q für unterschiedliche Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von 30% dargestellt. Für beide UHPC-Mischungen zeigt sich, dass, wie bei normalfestem und hochfestem Beton, das Kriechvermögen mit steigendem Belastungsalter sinkt. Die Grobkornmischung B5Q weist trotz der groben Gesteinskörnung, die das Kriechen aufgrund der hohen Steifigkeit in der Regel eigentlich behindert höhere Kriechverformungen als die Feinkornmischung M2Q auf. Nach [40] resultiert dieses Verhalten zum einen aus dem höheren w/z -Wert der Mischung B5Q und zum anderen aus den unterschiedlichen Druckfestigkeiten bei Belastungsbeginn. Während die 28-Tages-Festigkeit mit ca. 166 N/mm^2 für beide Betone in etwa gleich ist, liegt die Festigkeit der M2Q-Mischung nach einem Tag bei ca. 78 N/mm^2 und für die B5Q-Mischung lediglich bei 37 N/mm^2 . Aufgrund dieser unterschiedlichen Festigkeitsentwicklung ist der Grobkornbeton z.B. bei einem Belastungsbeginn von einem Tag deutlich jünger als der Feinkornbeton, was die großen Verformungen zu Beginn des Versuchs erklärt. Zudem zeigt Abbildung C.28, dass das Kriechen bei der Feinkornmischung nach 100-tägiger Belastungsdauer stark abgeklungen ist, wohingegen bei der Grobkornmi-

sung noch eine erhebliche Kriechgeschwindigkeit vorliegt. Dies liegt nach [40] an der zusätzlichen Trocknungskriechkomponente des B5Q (vgl. nächster Absatz).

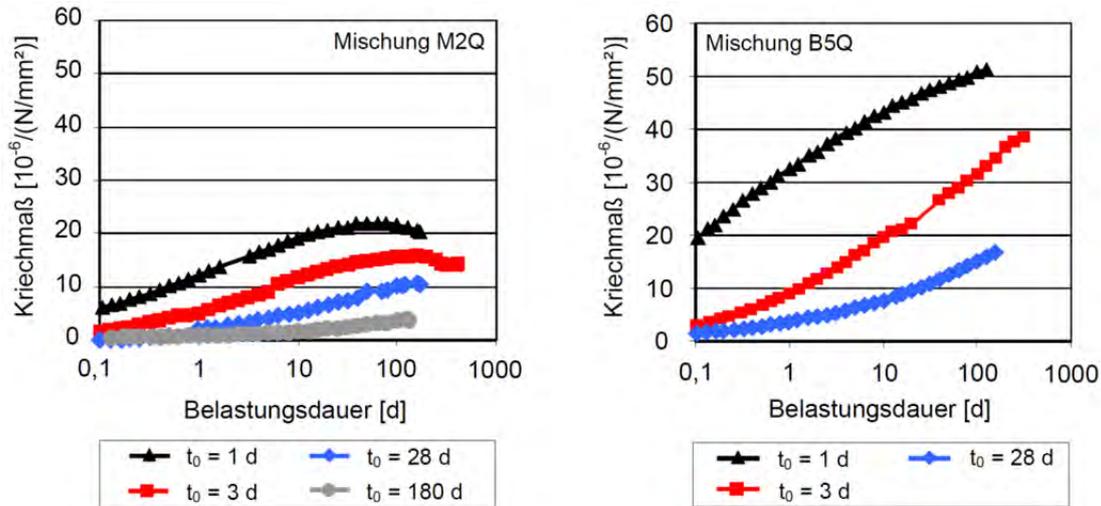


Abbildung C.28: Kriechmaß der Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) in Abhängigkeit vom Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von 30% aus [40]

Zur Unterscheidung der Trocknungskriechverformungen und der Grundkriechverformungen wurden Untersuchungen an versiegelten und unversiegelten Probekörpern durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche für unterschiedliche Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von jeweils 30% zeigt Abbildung C.29. Während die Auswertung der Versuchsdaten für die Feinkornmischung nur einen marginalen Unterschied zwischen den versiegelten und unversiegelten Probekörpern zeigt und somit kaum Trocknungskriechen auftritt, weist die Grobkornmischung für die Belastungsalter von einem Tag und drei Tagen ein deutliches Trocknungskriechen auf [40]. Bei einem Betonalter von 28 Tagen konnte hingegen in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen aus [45] kein Trocknungskriechen beobachtet werden. Auch hier wird vermutet, dass dies an der weit fortgeschrittenen Austrocknung des Betons bei Belastungsbeginn liegt. Vergleicht man das an versiegelten Proben gemessene Grundkriechen der beiden Mischungen, so zeigt sich bis auf die Versuche mit einem Belastungsalter von 28 d ein größeres Verformungsvermögen der Feinkornmischung. Nach [40] resultieren die höheren Kriechverformungen der Grobkornmischung vermutlich aus einer Versuchsstreuung und müsste näher untersucht werden. Analog zu den bereits in Abschnitt C.1.5.1 vorgestellten Schwinduntersuchungen des Karlsruher Instituts für Technologie, konnte sowohl für die Feinkornmischung M2Q als auch für die Grobkornmischung B5Q anhand der Versuche für drei unterschiedliche Probekörpergeometrien bei einem Belastungsalter von jeweils 3 Tagen keine einheitliche Tendenz bezüglich der Abhängigkeit der Kriechverformungen von der Probengröße festgestellt werden. Hierzu wären weitere umfangreichere Untersuchungen notwendig. Abbildung C.30 zeigt bei den Belastungsalter 1 d und 3 d sowohl für die Feinkornmischung M2Q als auch für die Grobkornmischung B5Q

ein überproportionales Kriechvermögen unter erhöhten Lasten. Die Kriechverformungen mit einem Belastungsalter von 28 d hängen hingegen bei beiden Betonen bis zu einem Belastungsgrad von 60% linear von der kriecherzeugenden Spannung ab [40], weshalb zu vermuten ist, dass die Grenze zum nichtlinearen Kriechen oberhalb von 60% liegt. Die Auswertung von lediglich zwei Belastungsgraden erlaubt jedoch keine genaue Bestimmung des Übergangs von linearem zu nichtlinearem Kriechen.

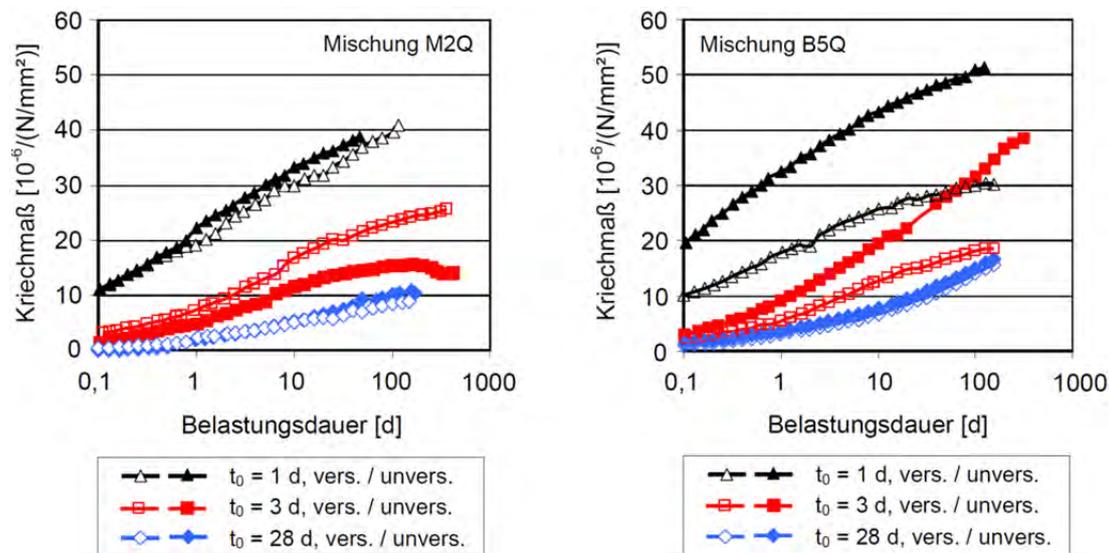


Abbildung C.29: Kriechmaß unversiegelter und versiegelter Probekörper der Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) für unterschiedliche Belastungsalter bei einem Belastungsgrad von jeweils 30% aus [40]

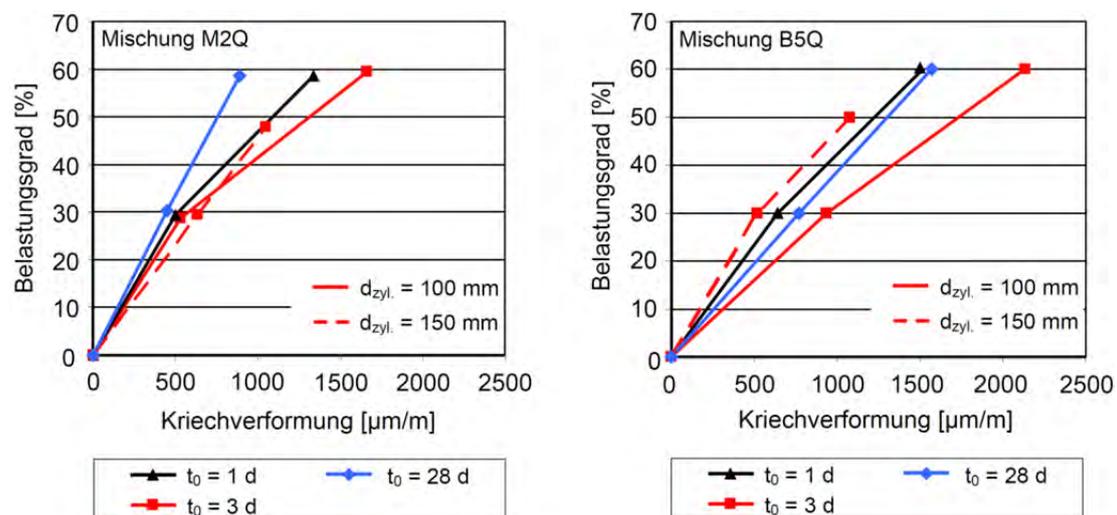


Abbildung C.30: Nichtlinearität des Betonkriechens für die Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) anhand der Versuche bei Belastungsgraden von 30% und 60% nach einer Belastungsdauer von 100 Tagen in Abhängigkeit des Belastungsalters

In [40] wurden ebenfalls Untersuchungen zum Dauerstandverhalten der beiden Mischungen M2Q und B5Q durchgeführt. Die zugehörigen Versuchsergebnisse sind für ein Belastungsalter von 28 Tagen in Abbildung C.31 dargestellt. Die durch den durchgezogenen Strich gekennzeichnete Kurve stellt dabei die Spannungs-

Dehnungs-Linie des jeweiligen Betons dar. Je Belastungsgrad wurden 3 zylindrische Prüfkörper ($d/h = 100/300$) untersucht. Da nur eine begrenzte Anzahl an Versuchsständen zur Verfügung stand, musste die maximale Dauer der Versuche ohne Bruch sinnvoll begrenzt werden. Für die Feinkornmischung M2Q wurde auf diesem Weg für ein Betonalter von 28 Tagen eine Dauerstandfestigkeit von ca. 80% der entsprechenden Kurzzeitfestigkeit beobachtet (gestrichelte Linie in Abbildung C.31 links). Generell konnte beobachtet werden, dass die Proben unter Last entweder innerhalb weniger Minuten bis Stunden zu Bruch gingen, oder über den gesamten gewählten Zeitraum standhalten konnten. Die Versuche an der Grobkornmischung waren nach [40] noch nicht vollständig abgeschlossen, allerdings war abzusehen, dass sämtliche bereits geprüften Proben unter einem Belastungsgrad kleiner 90% nicht zu Bruch gehen, weshalb auf eine Dauerstandgrenze zwischen 85% und 90% der Kurzzeitfestigkeit geschlossen werden kann [40].

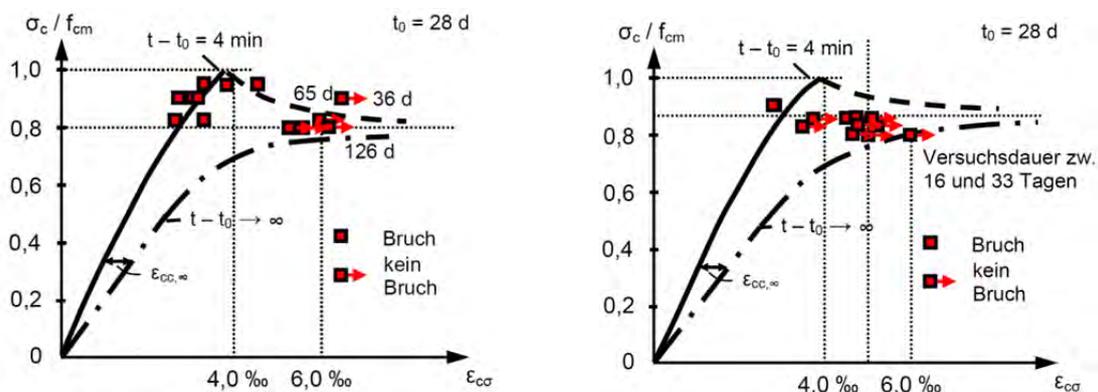


Abbildung C.31: Dauerstandgrenze der Mischung M2Q (links) und B5Q (rechts) im Alter von 28 d aus [40]

Da die Hybridankermischung bzw. der Hybridanker einer Wärmebehandlung unterzogen wird und somit die Hydratation bei Belastungsbeginn bereits weit fortgeschritten sein dürfte, kann vermutet werden, dass das Kriech- und Dauerstandverhalten der Hybridankermischung dem Verhalten der Mischung B5Q bei einem Belastungsalter von 28 Tagen relativ ähnlich ist.

C.1.6 Verhalten unter thermischen Beanspruchungen

Die Entwicklung der Wärmedehnzahl bzw. des Wärmeausdehnungskoeffizienten von UHPC ist unter anderem erforderlich, damit das tatsächliche autogene Schwinden genauer bestimmt werden kann. Für feinkörnige ultrahochfeste Betone wird in [10] mit $12 \mu\text{m}/\text{m}\cdot\text{K}$ ein Endwert in der Größenordnung von Normalbeton (ca. $11 \mu\text{m}/\text{m}\cdot\text{K}$) angegeben. Der zeitliche Verlauf des Wärmeausdehnungskoeffizienten der B4Q-Mischung wird in [37] angegeben. Es zeigt sich, dass die Wärmedehnzahl im jungen Alter, wenn der Beton noch flüssigkeitsähnlich ist, sehr groß ist. Nach dem

Durchschreiten eines Minimums strebt der Graph tangential einem Endwert von ca. $6,5 \mu\text{m}/\text{m}\cdot\text{K}$ entgegen [37].

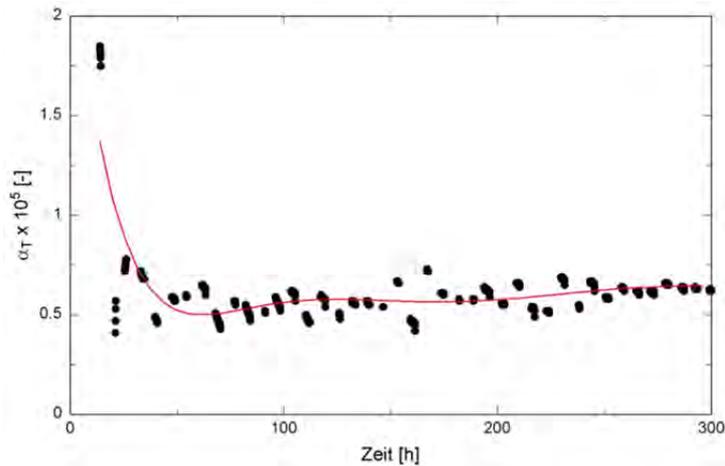


Abbildung C.32: Altersabhängiger Wärmeausdehnungskoeffizient α_T beim B4Q aus [37]

Wie bereits in Abschnitt 1.2 erläutert wurde, ist zudem das Verhalten der Hybridankerplatte und somit auch des UHPC-Kerns bei erhöhter Temperaturbeanspruchung interessant. Die aus einer Brandeinwirkung resultierende Erwärmung führt innerhalb des Betongefüges zu einer physikalisch und chemisch bedingten Phasenumbildung und zu inneren Spannungszuständen und damit makroskopisch zum Verlust an Steifigkeit und Festigkeit [10]. Aufgrund des sehr dichten Gefüges unterscheidet sich das Verhalten von UHPC dabei wesentlich von Normalbeton. Wird ein Betonkörper durch eine Brandbeanspruchung erhitzt, so verdampft ab einer Temperatur von ca. 105°C freies und physikalisch gebundenes Wasser. Ein Teil diffundiert in den Betonkörper hinein und kondensiert in den noch nicht erhitzten Zonen. Dieser Vorgang wird durch die quasi vollständige Füllung einer temperaturbedingten Kondensationszone mit Wasser abgeschlossen. Die weitere Diffusion des Wasserdampfes in die kühleren Zonen des Betons wird hierdurch unterbunden. Als Folge steigt der Dampfdruck insbesondere innerhalb der Kapillarporen des Zementsteingefüges. Bei einem Normalbeton mit seiner relativ hohen Porosität kann sich der Dampfdruck zum einen in größeren Poren entspannen oder durch Entweichen abbauen. Beim sehr dichten UHPC hingegen kommt es zu explosionsartigen Abplatzungen, die bei weiterem Fortschreiten (komplette Zerstörung der Oberfläche) zum Bauteilversagen führen können [10]. Mehrere Untersuchungen an ultrahochfesten Betonen haben gezeigt, dass das Brandverhalten durch Zugabe von Polypropylenfasern (PP-Fasern) in ausreichender Menge entscheidend verbessert werden kann (vgl. [10] und [47]). Die Wirkung dieser Fasern lässt sich darauf zurückführen, dass sie beim Abschmelzen und Verbrennen Hohlräume zurücklassen, in denen sich der Dampf entspannen kann (vgl. [10] und [11]). Dadurch können Abplatzungen verhindert werden. Die Untersuchungen in [11] haben gezeigt, dass der Widerstand sachgerecht hergestellter ultra-

hochfester Fein – und Grobkornbetone gegen eine 45- oder 90-minütige Brandbeanspruchung gemäß der in DIN 4102 Teil 2 beschriebenen Einheitstemperaturkurve durch die Zugabe von etwa 0,30 bis 0,60 Vol.-% PP-Fasern wesentlich verbessert werden kann. Es wird darauf hingewiesen, dass bei den Grobkornbetonen eher bereits 0,30 Vol.-% auszureichen scheinen. In [48] wird berichtet, dass beim Grobkornbeton B4Q ab einem PP-Fasergehalt von ca. $2,0 \text{ kg/m}^3$ keine Abplatzungen mehr auftraten. Andere bezüglich Stahlfasergehalt und Stahlfasergeometrie abgewandelte Mischungen von B4Q ohne PP-Fasern wurden dagegen bei 90 Minuten Brandbeanspruchung vollständig zerstört. Die Referenzmischung B4Q selbst zeigt dagegen ein besseres Abplatzungsverhalten als die abgewandelten Mischungen und wird nicht vollständig zerstört. In [46] vorgestellte Untersuchungen an der Grobkornmischung B5Q bestätigen, dass ab einem PP-Fasergehalt von $1,5 \text{ kg/m}^3$ (0,16 Vol.-%) praktisch keine Abplatzungen mehr bei einer Beanspruchung durch die Einheitstemperaturkurve auftreten (siehe Abbildung C.33). Es zeigt sich, dass auch die B5Q-Mischung ohne PP-Fasern nur begrenzte Abplatzungen aufweist und nicht komplett durch die Brandbeaufschlagung zerstört wird.



Abbildung C.33: Brandversuche zur Abplatzungsproblematik der B5Q Mischung unter der Einheitstemperaturkurve an Prismen 20/20/60 cm mit unterschiedlichem PP-Fasergehalt aus [46]

Außerdem werden in [46] Ergebnisse zur Entwicklung der mechanischen Eigenschaften unter Temperaturbeanspruchung vorgestellt. Bei den stationären Versuchen wurden die Probekörper bei konstanter Temperaturbeanspruchung bis zum Versagen belastet. So konnten Informationen über die Festigkeitsentwicklung von UHPC bei unterschiedlichen Temperaturen gewonnen werden. In Abbildung C.34 kann gesehen werden, dass die gemessene Festigkeitsabnahme von UHPC besonders bei Temperaturen über 400°C deutlich geringer ausfällt als bei hochfestem Beton und Normalbeton. So weist der untersuchte UHPC bei 600°C immer noch 90% der Ausgangsfestigkeit auf, während die Festigkeit von Normalbeton bereits bei unter 50% liegt. An dieser Stelle soll jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass der unter-

suchte UHPC keine Abplatzungen aufwies und die Ergebnisse deshalb nicht einfach auf jede beliebige UHPC-Mischung übertragen werden können. Zunächst muss das Abplatzungsverhalten der jeweiligen Mischung überprüft werden, da einige UHPC-Mischungen, wie bereits erwähnt wurde, bei Brandbeanspruchung komplett zerstört werden können.

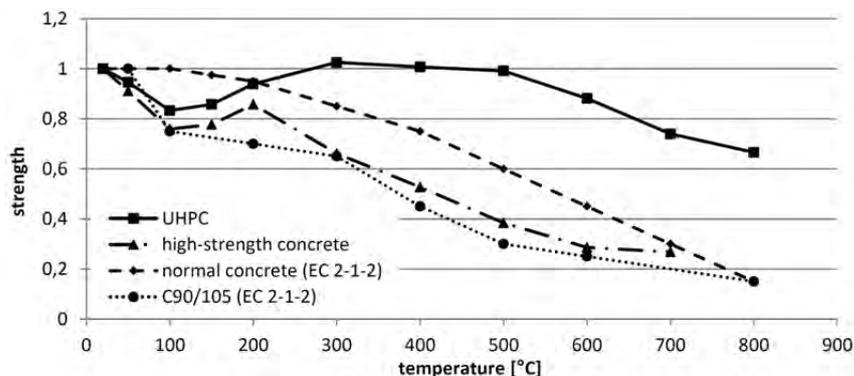


Abbildung C.34: Festigkeitsentwicklung von UHPC im Vergleich zu hochfestem Beton und den berechneten Werten nach DIN EN 1992-1-2:2010-12 für Normalbeton und hochfesten Beton aus [46]

In [46] wurden zudem an Probekörpern aus der B5Q-Mischung die thermischen Kriechverformungen bei unterschiedlichen Belastungsgraden untersucht. Dabei wurden die Körper unter einem konstanten Belastungsgrad (bezogen auf die Druckfestigkeit bei 20°C) bis zum Versagen erhitzt, was auch der realen Situation beim Hybridanker im Brandfall am besten entspricht. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Abbildung C.35 dargestellt. So zeigt sich beispielsweise bei einem Belastungsgrad von 60%, dass der Probekörper aus B5Q bei ca. 600°C versagen würde. An dieser Stelle soll jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass die untersuchte B5Q-Mischung in den Versuchen kaum Abplatzungen aufwies und die Ergebnisse deshalb nicht einfach auf jede beliebige UHPC-Mischung übertragen werden können, da geringfügige Abweichungen in der Mischung zu einem völlig anderen Brandverhalten, bei dem es evtl. sogar zu einer vollständigen Zerstörung des Betongefüges kommt, führen können.

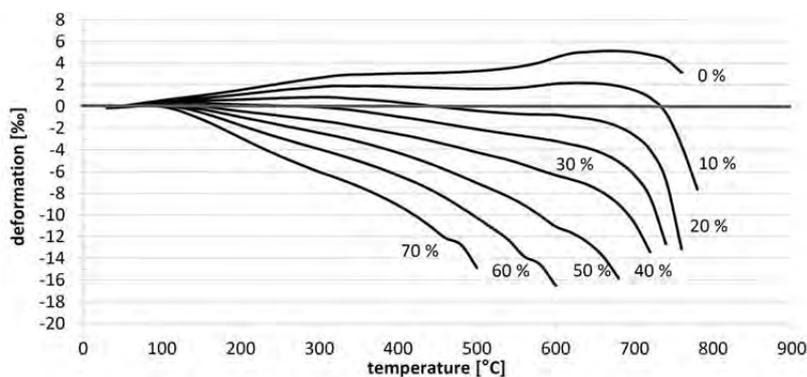


Abbildung C.35: Totale Deformationen der Probekörper aus B5Q bei unterschiedlichen Belastungsgraden und Temperaturen aus [46]

C.1.7 Mehraxiale Druckfestigkeiten

Viele Versuche an Probekörpern aus Normalbeton, hochfestem Beton oder auch UHPC haben gezeigt, dass mit steigender einaxialer Druckfestigkeit Beton zunehmend spröder versagt. In Untersuchungen zum mehraxialen Verhalten von Normalbeton und hochfestem Beton konnte gezeigt werden, dass aufgrund dieser zunehmenden Versprödung des Materials der prozentuale Festigkeitszuwachs unter mehraxialer Druckbeanspruchung mit steigender Betonfestigkeitsklasse immer geringer ausfällt. So ergibt sich z.B. aus den Untersuchungen in [61] bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 1,0$ für Normalbeton eine zweiachiale Festigkeit von rund 125% der einaxialen Festigkeit. Für faserfreien Hochleistungsbeton liegt die zweiachiale Festigkeit hingegen nur noch bei knapp 110% der einaxialen Festigkeit. In [61], [62] und [63] wird jedoch gezeigt, dass für hochfeste Betone durch die Zugabe eines Fasercocktails aus Polypropylen- und Stahlfasern der prozentuale Festigkeitszuwachs bei zweiachialer Beanspruchung deutlich gesteigert werden kann (siehe Abbildung C.36). Diese Steigerung ist auf eine deutliche Zunahme der Duktilität durch die Zugabe des Fasercocktails zurückzuführen. So bilden die Polypropylenfasern (PP-Fasern) die schwächste Komponente im homogenen und festen Gefüge der Hochleistungsbetone und wirken dadurch als Ausgangs- und Endpunkte von Mikrorissen. Sie können jedoch die aufgetretenen Risse nur ungenügend vernähen und deshalb führt eine alleinige Zugabe oder ein zu hoher Anteil an PP-Fasern sogar zu einer Abnahme der Festigkeit. Sind dagegen vorwiegend Stahlfasern und keine oder zu wenige PP-Fasern vorhanden, kommt es im Bereich vor dem Bruch zu keiner nennenswerten Mikrorissbildung und beim Versagen wird schlagartig die gesamte gespeicherte Energie unter Bildung von einigen wenigen breiten Rissen frei. Die Festigkeit und auch die Duktilität steigen zwar gegenüber einer faserfreien Mischung an, aber es werden aufgrund der wenigen breiten Risse auch nur wenige Stahlfasern aktiviert. Bei gleichzeitiger Verwendung von Stahlfasern und PP-Fasern werden dagegen durch die frühzeitige und feinere Mikrorissbildung infolge der PP-Fasern mehr Stahlfasern aktiviert und die bezogene zweiachiale Festigkeit steigt deshalb aufgrund des duktileren Verhaltens an. Abbildung C.36 zeigt zudem, dass die bezogene zweiachiale Festigkeit des Hochleistungsbetons tendenziell mit zunehmendem Stahlfasergehalt ansteigt und für hohe Fasergehalte die Werte des Normalbetons erreichen kann. Mit zunehmendem Fasergehalt verschlechtert sich allerdings auch die Verarbeitbarkeit des Betons.

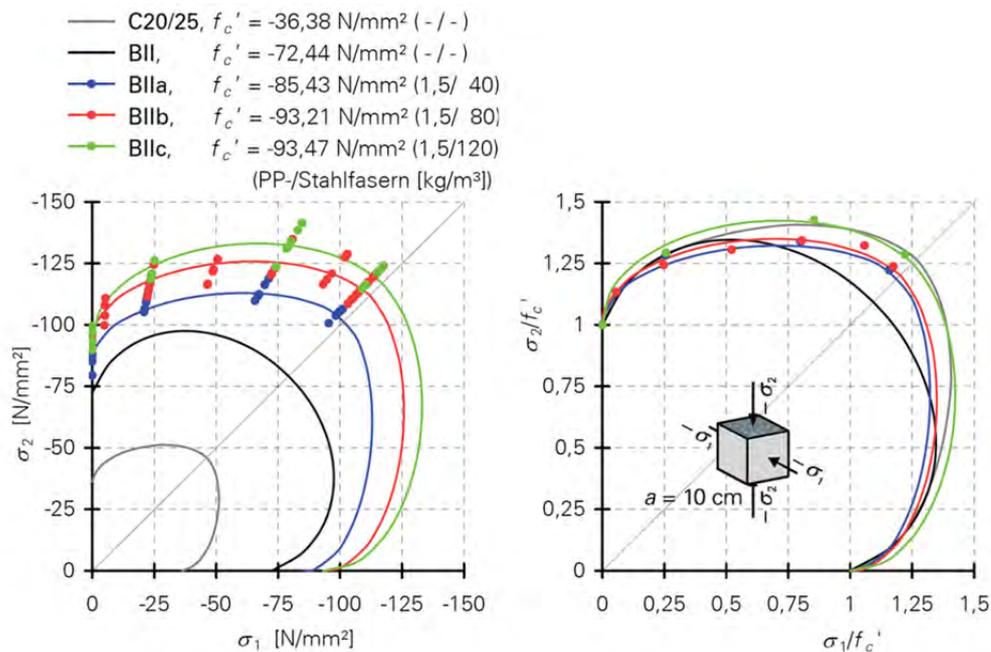


Abbildung C.36: Festigkeit von Hochleistungsbeton mit gesteigerter Duktilität im Vergleich zu faserlosem Normal- und Hochleistungsbeton; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte (aus [61])

Für ultrahochfesten Beton wird aufgrund der gegenüber hochfestem Beton noch einmal gesteigerten Sprödigkeit ebenfalls ein geringerer Festigkeitszuwachs unter mehraxialer Druckbeanspruchung als bei Normalbeton erwartet. Diese Annahme kann auch anhand der Querdehnzahl, die für grobkörnige UHPCs bis zu einem Druckspannungsniveau von ca. 70% konstant bei ca. 0,21 liegt [10] und mit fortschreitender Schädigung auf ca. 0,33 [61] ansteigt, untermauert werden. Die geringe Querdehnungszunahme lässt ebenfalls darauf schließen, dass ein festigkeitssteigernder Effekt einer Umschnürungswirkung bei UHPC vermutlich geringer als bei Normalbeton und hochfestem Beton ausfällt.

C.1.7.1 Zweiaxiale Druckfestigkeit

An der TU Dresden wurden umfangreiche Untersuchungen zum Verhalten von UHPC unter zweiaxialer Druckbeanspruchung durchgeführt und unter anderem in [51], [59], [61] und [63] veröffentlicht. Hierbei wurden unter anderen drei Mischungen des Grobkornbetons B4Q mit unterschiedlichem Fasergehalt und unterschiedlicher Fasergeometrie untersucht. Die Mischung B4Q-2,5 enthielt 2,5 Vol.-% Stahlfasern mit einem Durchmesser von 0,15 mm und einer Länge von 9 mm. Zusätzlich wurde eine Mischung B4Q-0,9 mit analogem einaxialem Tragverhalten und 0,9 Vol.-% Fasern mit einem Durchmesser von 0,15 mm und einer Länge von 17 mm und eine faserfreie Mischung B4Q untersucht.

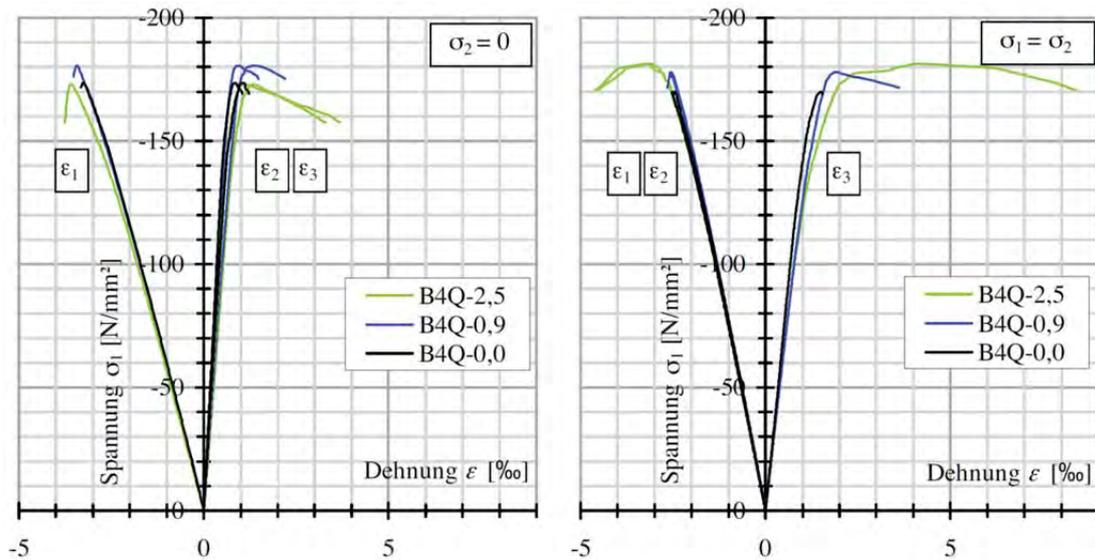


Abbildung C.37: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von ultrahochfestem Beton mit unterschiedlichen Fasergehalten unter einaxialer Belastung (links) und zweiaxialer Belastung (rechts) aus [63].

Bei den Tests unter Verwendung einer Triaxialprüfmaschine mit Belastungsbürsten konnte unter einaxialer Druckbelastung für alle Mischungen ein ähnliches Nachbruchverhalten beobachtet werden, wobei der absteigende Ast mit zunehmendem Fasergehalt ausgeprägter ist (siehe Abbildung C.37 links). Die Grobkornbetone mit geringerem Fasergehalt B4Q-0,9 und B4Q-0,0 zeigen unter zweiaxialer Belastung das gleiche spröde Verhalten wie unter einaxialer Last. Die Mischung B4Q-2,5 verhält sich dagegen unter dem Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1,0$ deutlich duktiler und erreicht auch eine höhere Festigkeit als unter einaxialer Belastung (siehe Abbildung C.37 rechts). Obwohl die einaxiale Festigkeit des B4Q-0,9 rund 10 N/mm^2 höher ist als die der Mischung B4Q-2,5, weisen die beiden Mischungen sehr ähnliche zwei-axiale Festigkeiten auf (siehe Abbildung C.38 links). Aufgrund des deutlich spröderen Verhaltens der Mischung B4Q-0,9 fällt jedoch der Festigkeitszuwachs gegenüber der einaxialen Festigkeit deutlich geringer aus als bei der Mischung B4Q-2,5 (siehe Abbildung C.38 rechts). Bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 1,0$ werden lediglich Werte erreicht, die geringfügig unter der einaxialen Festigkeit liegen. Den geringsten Festigkeitszuwachs der drei Mischungen weist die faserfreie Mischung B4Q-0,0 auf. Über weite Bereiche liegt die zwei-axiale Festigkeit dieser Mischung in der Größenordnung der einaxialen Festigkeit.

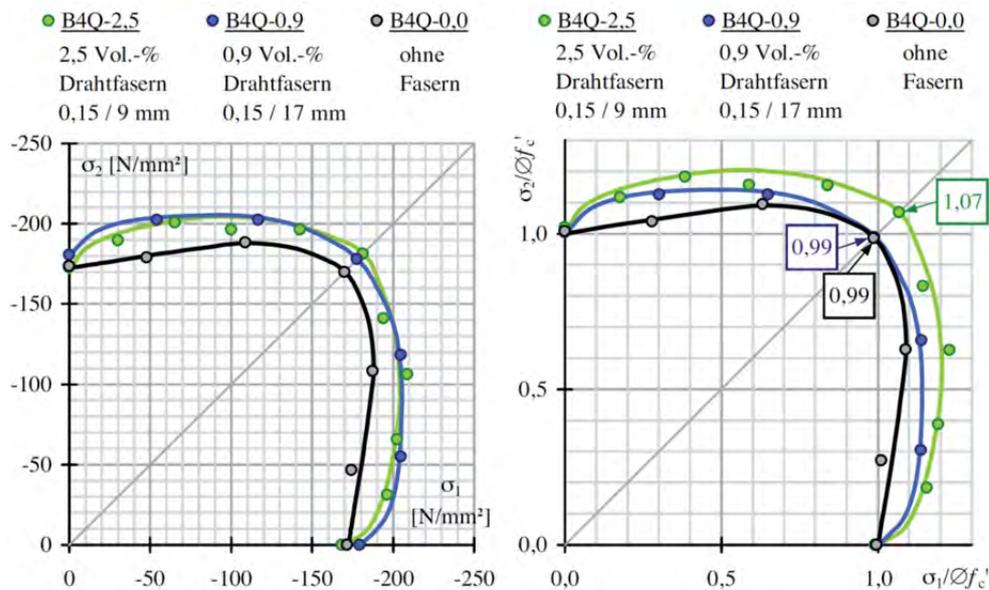


Abbildung C.38: Festigkeiten von B4Q-2,5, B4Q-0,9 und B4Q-0,0 unter zweiachialer Druckspannung; links: Absolutwerte; rechts; normierte Werte aus [63]

Grundsätzlich zeigt sich also, dass die Steigerung zwischen der zweiachialen und der einachialen Druckfestigkeit deutlich geringer als bei Normalbeton ausfällt und dass mit steigendem Fasergehalt des UHPCs auch der prozentuale Zuwachs der zweiachialen Druckfestigkeit gegenüber der einachialen zunimmt. In Abschnitt C.1.7 wurde bereits für hochfesten Beton gezeigt, dass durch Stahlfaserzugabe eine Steigerung der Duktilität und damit der zweiachialen Festigkeit erreicht werden kann. Allerdings sind nach [61] bei UHPC höhere Fasergehalte als 2,0-2,5 Vol.-% aufgrund der erforderlichen Verarbeitbarkeit nicht sinnvoll. Aufgrund des geringeren Fasergehaltes der Hybridankermischung im Vergleich zur Mischung B4Q-2,5, ist zu erwarten, dass die Festigkeitssteigerung der Hybridankermischung unter zweiachialer Beanspruchung geringer ausfällt als bei der Mischung B4Q-2,5.

C.1.7.2 Dreiaxiale Druckfestigkeit

Zur dreiaxialen Druckfestigkeit von UHPC wurden ebenfalls an der TU Dresden Untersuchungen durchgeführt und unter anderem in [51], [60] und [64] veröffentlicht. Dabei wurde unter anderem die Grobkornmischung B5Q mit Fasern untersucht. Im Folgenden werden nur die Versuchswerte auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$) vorgestellt, da dieser Spannungszustand dem Spannungszustand innerhalb des umschnürten UHPC-Kerns des Hybridankers am nächsten kommt. Aus den Untersuchungen geht hervor, dass sich die Mischung B5Q mit zunehmendem hydrostatischen Druck weniger spröde verhält (siehe Abbildung C.39). Das spröde Verhalten, das bis zu einem Querdruck von ca. 6% vorherrscht, geht nach einer Übergangsphase ab einem Querdruck von ca. 12% in ein duktileres Verhalten über. Die genauen Versuchswerte für den Druckmeridian können der Tabelle B.1 im Anhang entnommen

werden. Generell kann festgehalten werden, dass bereits für geringe Querdrücke eine Festigkeitssteigerung gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit vorliegt. Nach [60] bleibt jedoch festzuhalten, dass der Festigkeitszuwachs bei UHPC auch unter dreiaxialer Druckbeanspruchung geringer als bei hochfestem Beton ausfällt.

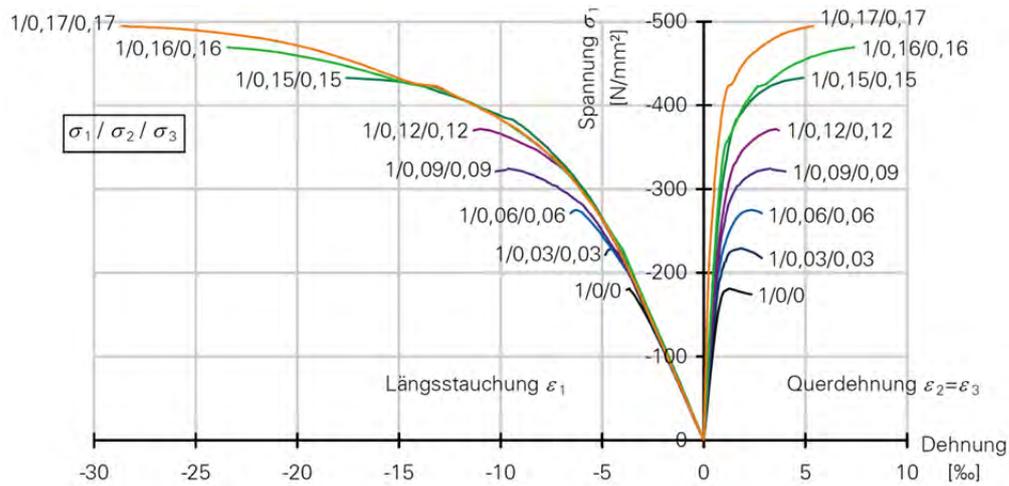


Abbildung C.39: Spannungs-Dehnungs-Verhalten auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 < \sigma_2 = \sigma_3$), B5Q aus [60]

Stellt man die Versuchsergebnisse auf dem Druckmeridian in der Rendulic-Ebene dar und vergleicht sie mit einem an der TU Dresden entwickelten und in [60] und [64] vorgestellten dreiaxialen Bruchkriterium, so stellt man große Übereinstimmungen fest (siehe Abbildung C.40). Es ist somit zu vermuten, dass das Bruchkriterium auch zur Vorhersage der dreiaxialen Festigkeiten unter größeren Querdrücken als den explizit untersuchten, geeignet ist. Die Koordinaten in der Rendulic-Ebene können mit folgenden Formeln berechnet werden:

$$\xi = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad \rho = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

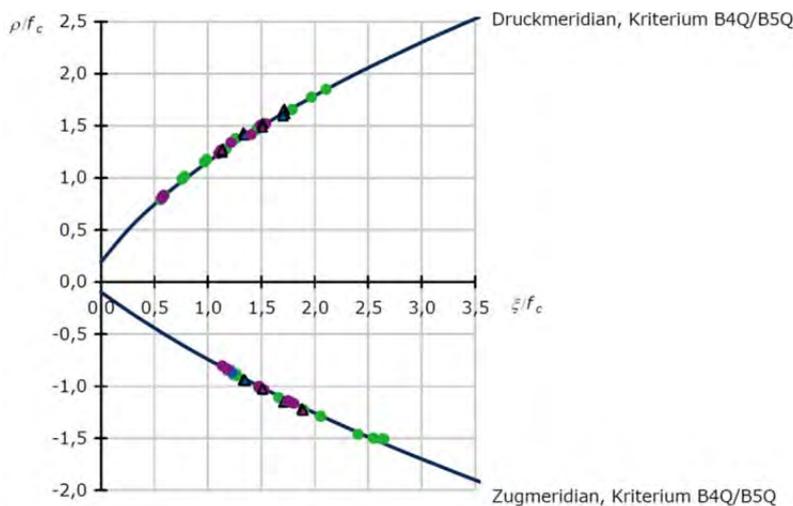


Abbildung C.40: Abbildung der Versuchswerte in der Rendulic-Ebene, B5Q aus [60]

Aus Untersuchungen in [61] und [64] geht zudem hervor, dass die Fasern bei dreiaxialer Beanspruchung einen geringen Einfluss auf das Bruchverhalten haben, da das Risswachstum, dass bei zweiaxialer Beanspruchung noch durch die Fasern verlangsamt wird, bei einer dreiaxialen Beanspruchung unabhängig von den Fasern durch den Querdruck verlangsamt wird. Dadurch erhöhen sich die Duktilität und die Festigkeit unabhängig vom Fasergehalt. Der geringere Fasergehalt der Hybridankermischung im Vergleich mit der Mischung B5Q sollte also kaum Auswirkungen auf die Festigkeitssteigerung unter dreiaxialer Druckbeanspruchung haben und somit ist zu erwarten, dass der Festigkeitszuwachs der Hybridankermischung im Bereich der Mischung B5Q liegt.

C.1.8 Ermüdungsfestigkeit

Erste Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten von UHPC unter Druckschwellbeanspruchung wurden in [11] veröffentlicht. Es wurde ein für 48 h bei 90°C wärmebehandelter Beton der B3Q-Mischung mit Stahlfasern untersucht. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit Ergebnissen aus der Literatur für Normalbeton zeigte, dass trotz des bei UHPC wesentlich höheren Spannungsniveaus kein signifikanter Unterschied zum Verhalten von Normalbeton besteht. Generelle Einflussfaktoren auf das Ermüdungsverhalten von Beton stellen unter anderem die Betonfestigkeit, die Höhe der Unterspannung und der Stahlfasergehalt dar [57]. Zum Einfluss der Betonfestigkeit wurden schon früh experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Aus der Literaturlauswertung geht die Tendenz hervor, dass Betone mit höheren Druckfestigkeiten bei gleichem Beanspruchungsniveau geringere Bruchlastspielzahlen erreichen als Betone mit geringeren Druckfestigkeiten [57]. Bezüglich des Einflusses der Unterspannung ist festzuhalten, dass die ertragbaren Lastwechselzahlen und somit die Ermüdungsfestigkeit bei gleich bleibender bezogener Oberspannung mit zunehmender Unterspannung steigt, was aufgrund der geringer werdenden Amplitude auch nachvollziehbar ist. In Bezug auf eine Stahlfaserverstärkung müssen zwei entgegengesetzte Mechanismen betrachtet werden. Zum einen bewirken Stahlfasern, dass das Mikrorisswachstum zu einem früheren Zeitpunkt beginnt und wirken sich deshalb nachteilig auf das Ermüdungsverhalten aus. Andererseits werden entstandene Mikrorisse aber von den Stahlfasern überbrückt, was sich wiederum günstig auf das Ermüdungsverhalten auswirkt [57]. Es ist also im Einzelnen zu klären, ob der rissinitiiierende oder der rissüberbrückende Mechanismus überwiegt. Die Schädigungsentwicklung unter Ermüdungsbeanspruchung wird üblicherweise entweder über die Zunahme der irreversiblen Dehnungen oder über die Steifigkeitsabnahme dargestellt. Bei Normalbeton kann ein dreiphasiger Schädigungs- bzw. Dehnungsverlauf festgestellt werden. In der ersten Phase bis ca. 20% der Bruchlastspielzahl steigt die Dehnung dabei aufgrund einer starken Zunahme der Mikrorissbildung nichtlinear an. An-

schließlich folgt eine Phase in der ein kontinuierliches Risswachstum und somit eine konstante Verformungszunahme zu verzeichnen ist, bevor schließlich in der dritten Phase ab ca. 80% der Bruchlastspielzahl aufgrund des instabilen Risswachstums eine überproportionale Dehnungszu- und Steifigkeitsabnahme bis zum Versagen zu beobachten ist.

C.1.8.1 Einaxiale Ermüdungsfestigkeit

Im Rahmen des SPP 1182 wurden an der Universität Hannover umfangreiche Untersuchungen zum einaxialen Ermüdungsverhalten von UHPC unter Druckschwellbeanspruchung durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen wurden in [49], [50], [51], [53], [55] und [57] veröffentlicht. Es wurde unter anderem ein für 48 h bei 120°C wärmebehandelter UHPC der B4Q- bzw. B5Q-Mischung getestet. Die höhere Wärmebehandlungstemperatur wurde gewählt, damit eine weitere Festigkeitszunahme während den Versuchen ausgeschlossen werden konnte. Es wurden Wöhlerversuche, bei denen eine sinusförmige Beanspruchung so lange aufgebracht wird bis ein Versagen eintritt oder eine Lastspielzahl von $2 \cdot 10^6$ erreicht ist (Durchläufer), durchgeführt. Die Versuchsunterspannung wurde dabei konstant bei 5% der mittleren einaxialen Druckfestigkeit gehalten. Abbildung C.41 zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen eines Feinkorn-UHPC und des Grobkorn-UHPC B4Q im Vergleich mit einem ebenfalls getesteten Normalbeton. Es ist zu sehen, dass die ultrahochfesten Mischungen im Gegensatz zu Normalbeton keinen ausgeprägten linearen Verlauf zeigen [57]. Insofern konnten die Ergebnisse aus [11] nicht bestätigt werden. In Bezug auf die Betonfestigkeit kann

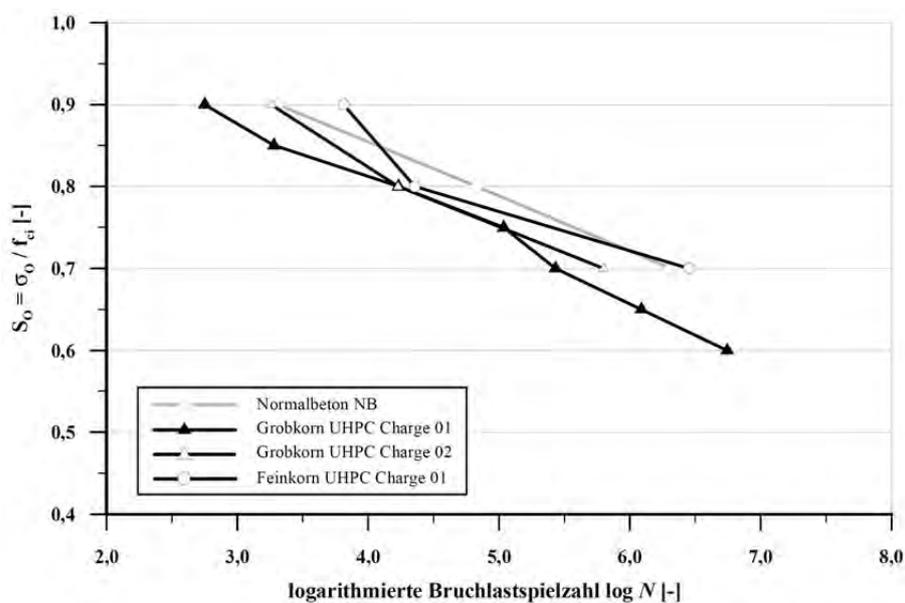


Abbildung C.41: Vergleichende Darstellung der Mittelwertkurven von normalfesten und ultrahochfesten Betonen mit konstanter bezogener Unterspannung von $S_U = 0,05$ aus [57]

festgehalten werden, dass UHPC in den Versuchen an der Universität Hannover, wie erwartet, geringere Bruchlastspielzahlen als Normalbeton zeigt [57]. Insgesamt kam es bei den Wöhlerversuchen zu großen Streuungen. In [50] und [56] wird gezeigt, dass der maßgebende Einfluss auf die Streuungen der Wöhlerversuche in den Streuungen der Kurzzeitfestigkeit liegt und dass Einflussfaktoren wie die Kornzusammensetzung (Größtkorn), die Höhe der Unterspannung und die Belastungsfrequenz eine vergleichsweise untergeordnete Rolle spielen. In [56] wird festgehalten, dass aus den Versuchsergebnissen keine signifikanten Unterschiede in den einaxialen Wöhlerkurven für UHPC mit unterschiedlichen Kornzusammensetzungen abgeleitet werden können. Außerdem konnte nachgewiesen werden, dass sich auch bei UHPC eine höhere Unterspannung positiv auf die Ermüdungsfestigkeit auswirkt. Die Untersuchungen an der Universität Hannover bestätigen zudem auch für UHPC einen dreiphasigen Schädigungsverlauf, wobei im Vergleich zu Normalbeton die Phasen I und III aufgrund der dichten Packung des UHPC nur ca. 5% der Bruchlastspielzahlen einnehmen, so dass ein relativ sprödes unangekündigtes Versagen eintritt (vgl. [49], [55] und [57]). Zum Einfluss einer Stahlfaserverstärkung lässt sich nach [53] festhalten, dass Probekörper ohne Stahlfasern eine höhere Bruchlastspielzahl als Probekörper mit Stahlfasern aufweisen und somit der rissinitiierende Mechanismus bei UHPC zu überwiegen scheint. Gleichzeitig wirken sich die Stahlfasern jedoch positiv bezüglich der Dehnungsentwicklungen aus, so dass sich aufgrund der Stahlfasern ein Versagen des Probekörpers etwas deutlicher ankündigt. Aufbauend auf den umfangreichen Untersuchungen an der Universität Hannover wird in [56] ein Vorschlag für ein Ermüdungsbemessungsmodell unter einaxialer Druckschwellbeanspruchung für normal-, hoch- und ultrahochfesten Beton vorgestellt, da die Anwendbarkeit des Ermüdungsnachweises des CEB-FIP Model Code 90 auf Betone mit Druckfestigkeiten bis $f_{ck} = 120$ MPa beschränkt ist und außerdem bereits für hochfeste Betone zu unwirtschaftlichen Bemessungen führt [56].

C.1.8.2 Dreiaxiale Ermüdungsfestigkeit

An der Universität Hannover wurden außerdem Untersuchungen zum dreiaxialen Ermüdungsverhalten von UHPC durchgeführt und unter anderem in [50], [51], [52] und [54] veröffentlicht. Es wurde vorwiegend ein feinkörniger UHPC untersucht. Aufgrund des in Abschnitt C.1.8.1 bereits erwähnten nicht signifikanten Einflusses der Kornzusammensetzung auf die einaxialen Wöhlerkurven, kann jedoch davon ausgegangen werden, dass zumindest einige grundlegende Beobachtungen der Untersuchungen zur dreiaxialen Ermüdungsfestigkeit des feinkörnigen UHPC auch auf grobkörnige UHPC übertragen werden kann. Geprüft wurde in einer dynamischen Triaxialprüfzelle, mit der sowohl in Längs- als auch in Querrichtung eine sinusförmige Belastung aufgebracht werden kann. Für das an der Universität Hannover entwickelte dreiphasige Versagensmodell von UHPC sind insbesondere der Verlauf des

Druckmeridians ($\sigma_{33} < \sigma_{11} = \sigma_{22}$) und der Verlauf des Zugmeridians ($\sigma_{11} > \sigma_{22} = \sigma_{33\text{Ober}}$) von Bedeutung (vgl. [55]). Es wurden deshalb nur Untersuchungen mit rotationssymmetrischem Querdruck bzw. Querzug durchgeführt. Im Folgenden werden nur die Versuchswerte mit Querdruck vorgestellt, da dieser Spannungszustand dem Spannungszustand innerhalb des umschnürten UHPC-Kerns des Hybridankers am nächsten kommt. Insgesamt wurden zwei unterschiedliche Querdruckstufen untersucht (-20 MPa und -40MPa). Zu Beginn der jeweiligen Testserie wurden an drei Proben einaxiale statische Druckversuche und dreiaxiale statische Druckversuche mit der jeweils festgelegten Querdruckstufe durchgeführt. Die dreiaxiale statische Druckfestigkeit wird zur Bestimmung der Oberspannung benötigt wohingegen die einaxiale Druckfestigkeit nur zum Vergleich der dreiaxialen Wöhlerkurven mit den einaxialen benötigt wird [54]. Das Unterspannungsniveau sowohl in Längs- als auch in Querrichtung wird auf 5% festgesetzt. Abbildung C.42 zeigt die Ergebnisse der Untersuchungen bei einem Querdruck von 20 MPa im Vergleich zu den einaxialen Ermüdungsuntersuchungen. Die Oberspannung ist jeweils auf die einaxiale statische Druckfestigkeit bezogen. Es zeigt sich, dass bei gleichen Oberspannungsniveaus die Bruchlastspielzahlen unter dreiaxialer zyklischer Druckbeanspruchung viel höher sind als bei einaxialer [52]. Die Ergebnisse aller durchgeführten triaxialen Ermüdungsuntersuchungen finden sich in Abbildung C.43. Die Oberspannung ist auf die jeweils zugehörige dreiaxiale statische Druckfestigkeit bezogen. Die steileren Kurven der dreiaxialen Ermüdungsversuche im Vergleich mit den einaxialen Kurven weisen darauf hin, dass die Zunahme der Ermüdungsfestigkeit aufgrund des Querdrucks mit steigender Lastspielzahl aufgebraucht wird [54]. In [50] wird zudem darauf hingewiesen, dass sich der dreiphasige Verlauf mit den auf ca. 5% der Bruchlastspielzahl verkürzten Phasen I und III auch bei mehraxialer Ermüdungsbeanspruchung einstellt. D.h. auch unter dreiaxialer Ermüdungsbeanspruchung versagt UHPC relativ spröde.

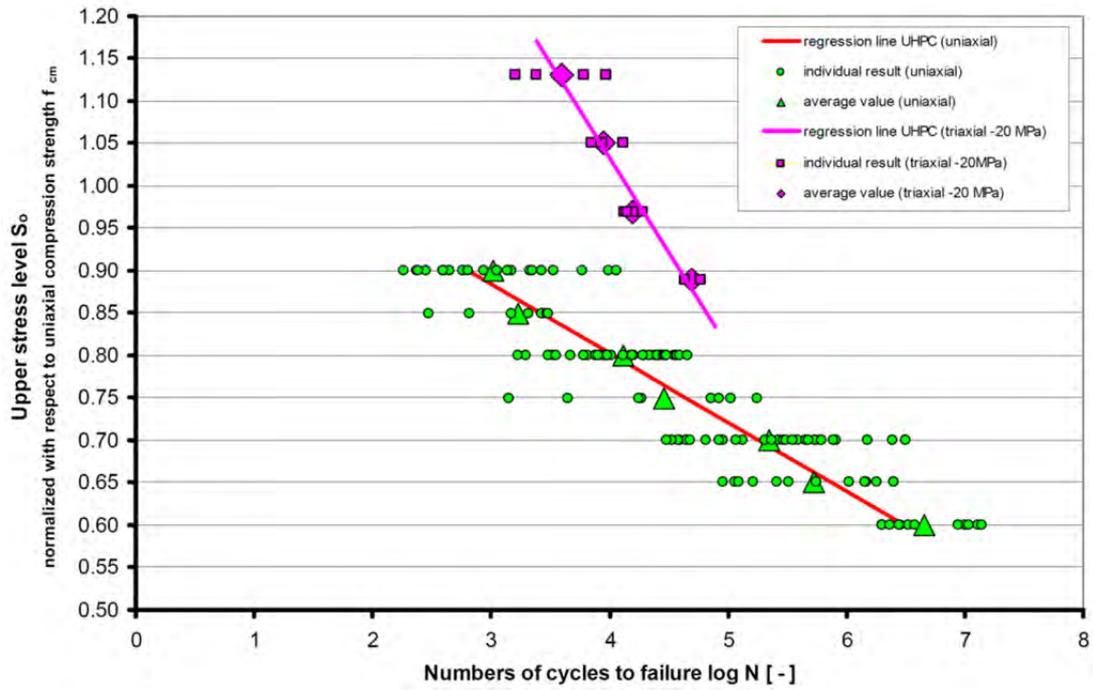


Abbildung C.42: Dreiaxial und einaxiale Wöhlerlinien für UHPC bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit aus [51]

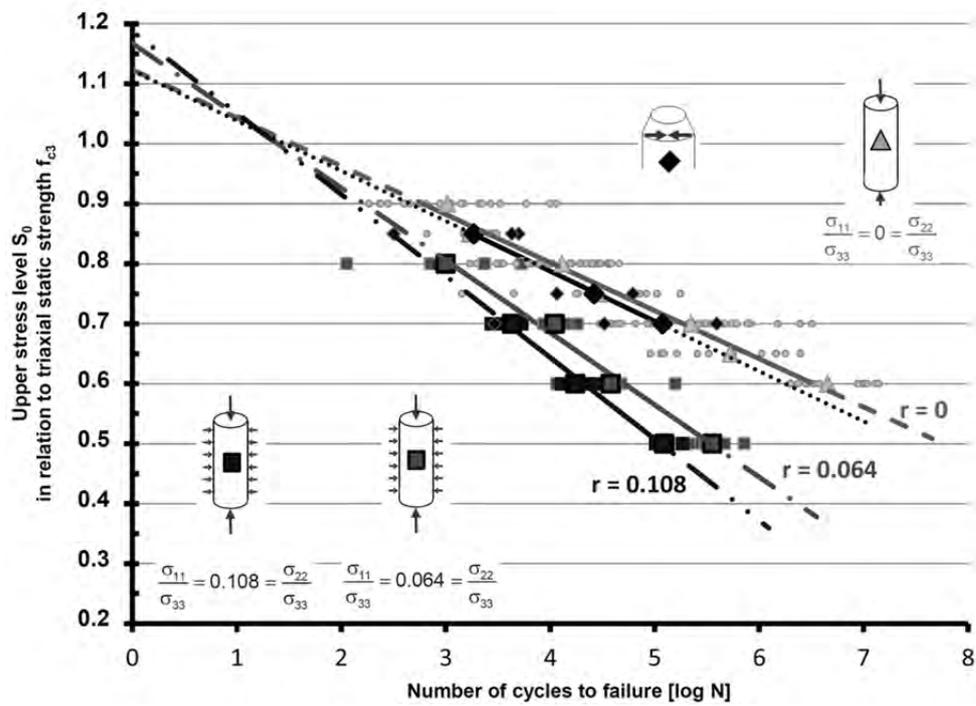


Abbildung C.43: Dreiaxiale und einaxiale Wöhlerlinien von UHPC bezogen auf die dreiaxiale Druckfestigkeit aus [54]

C.2 Stahl

C.2.1 Mechanische und physikalische Eigenschaften

In Abschnitt 1.3 wurde bereits darauf hingewiesen, dass bei den Hybridankerplatten unter anderem Stahl in Form von Stahlringen als Umschnürungsmaterial untersucht werden soll. Der Stahlring soll die Ringzugkräfte, die sich bei der Belastung des mineralischen Kern während des Spannvorgangs einstellen, aufnehmen. Für die in den nachfolgenden Kapiteln dargestellten Versuche und Untersuchungen wurden warmgefertigte, nahtlose Rohre aus unlegierten Baustählen, die der Norm DIN EN 10210-1:2006-07 [65] entsprechen, verwendet. In Tabelle C.13 sind die einzuhaltenden Maximalwerte bezüglich der chemischen Zusammensetzung für Hohlprofile aus unlegierten Qualitätsstählen nach DIN EN 10210-1:2006-07 angegeben und in Tabelle C.14 die zugehörigen mechanischen Eigenschaften.

Tabelle C.13: Chemische Zusammensetzung nach der Schmelzanalyse für Erzeugnisdicken ≤ 120 mm [65]

Stahlsorte		Desoxidationsart ^a	Massenanteile in %, max.						
Kurzname	Werkstoffnummer		C für Nennwanddicken in mm		Si	Mn	P	S	N ^{b,c}
			≤ 40	> 40 ≤ 120					
S235JRH	1.0039	FN	0,17	0,20	–	1,40	0,040	0,040	0,009
S275J0H	1.0149		0,20	0,22	–	1,50	0,035	0,035	0,009
S275J2H	1.0138	FF	0,20	0,22	–	1,50	0,030	0,030	–
S355J0H	1.0547	FF	0,22	0,22	0,55	1,60	0,035	0,035	0,009
S355J2H	1.0576		0,22	0,22	0,55	1,60	0,030	0,030	–
S355K2H	1.0512		0,22	0,22	0,55	1,60	0,030	0,030	–

^a Die Desoxidationsarten sind wie folgt gekennzeichnet:
 FN: Unberuhigter Stahl nicht zulässig.
 FF: Vollberuhigter Stahl mit einem ausreichenden Anteil an stickstoffabbindenden Elementen (z. B. mindestens 0,020 % Al_{gesamt} oder 0,015 % Al_{löslich}).

^b Eine Überschreitung des angegebenen Anteils ist zulässig, wenn je 0,001 % N der Höchstanteil an Phosphor um 0,005 % unterschritten wird; der Stickstoffanteil darf jedoch in der Schmelzanalyse nicht über 0,012 % liegen.

^c Der Höchstwert für den Stickstoffanteil gilt nicht, wenn der Stahl einen Gesamtanteil an Aluminium von mindestens 0,020 % bei einem Verhältnis Al/N von mindestens 2 : 1 oder genügend andere stickstoffabbindende Elemente enthält. Die stickstoffabbindenden Elemente sind in der Prüfbescheinigung anzugeben.

Tabelle C.14: Mechanische Eigenschaften der Hohlprofile aus unlegierten Baustählen [65]

Stahlsorte		Streckgrenze R_{eH}						Zugfestigkeit R_m			Bruchdehnung $\epsilon_{j^{a,b}}$				Kerbschlagarbeit $KJ^{c,d}$		
Kurzname	Werkstoffnummer	min. MPa						MPa			min. %				J min.		
		Nennwanddicke in mm						Nennwanddicke in mm			Nennwanddicke in mm				bei einer Prüftemperatur in °C von		
		≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 120	≤ 3	> 3 ≤ 100	> 100 ≤ 120	≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 100 ≤ 120	-20	0	+20
S235JRH ^e	1.0039	235	225	215	215	215	195	360 bis 510	360 bis 510	350 bis 500	26	25	24	22	–	–	27
S275J0H ^e	1.0149	275	265	255	245	235	225	430 bis 580	410 bis 560	400 bis 540	23	22	21	19	–	27	–
S275J2H	1.0138														27	–	–
S355J0H ^e	1.0547	355	345	335	325	315	295	510 bis 680	470 bis 630	450 bis 600	22	21	20	18	–	27	–
S355J2H	1.0576														27	–	–
S355K2H	1.0512														40 ^e	–	–

^a Längswerte; Werte in Querrichtung sind um 2 % kleiner.
^b Für Dicken < 3 mm siehe 9.2.2.
^c Die Kerbschlagarbeit ist nur dann nachzuweisen, wenn Option 1.3 festgelegt wurde.
^d Zur Kerbschlagarbeit bei Untermalproben, siehe 6.6.2.
^e Der entsprechende Wert bei -30°C beträgt 27 J, siehe EN 1993-1-1.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden Stahlringe der Stahlgüte S355J2H verwendet, d.h. nach Tabelle C.14 liegt je nach exakter Nennwanddicke die Streckgrenze R_{eH} mindestens zwischen 295 und 355 N/mm², die Zugfestigkeit R_m zwischen 450 und 680 N/mm² und die Bruchdehnung A mindestens zwischen 18 und 22%. Zudem liegt die Kerbschlagarbeit KV bei einer Prüftemperatur von -20°C bei mindestens 27 Joule. Außerdem kann nach DIN EN 1993-1-1:2010-12 für die Berechnung von folgenden Werten ausgegangen werden: Elastizitätsmodul $E = 210.000$ N/mm², Schubmodul $G = 81.000$ N/mm², Poissonsche Zahl $\nu = 0,3$, Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$ 1/K.

Für Betonstahl B500B darf nach [67] und [68] für die Bemessung von dem in Abbildung C.44 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Verlauf ausgegangen werden, wobei von folgenden Werten ausgegangen werden darf: Streckgrenze $f_{yk} = 500$ N/mm², rechnerische Zugfestigkeit $f_{tk,cal} = 525$ N/mm², Elastizitätsmodul $E_s = 200.000$ N/mm², Wärmeausdehnungskoeffizient $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$ 1/K.

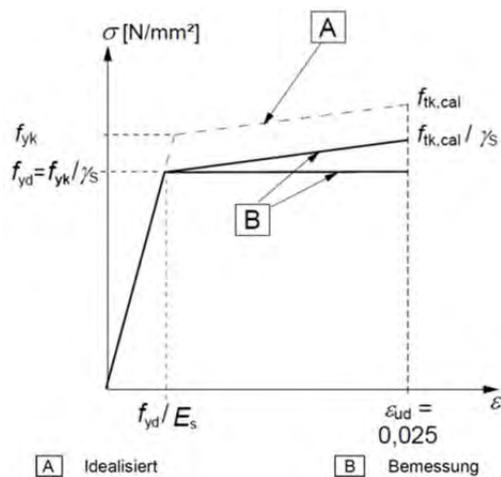


Abbildung C.44: Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Betonstahls für die Bemessung (für Zug und Druck)

C.2.2 Korrosion

C.2.2.1 Allgemeines

Unlegierte Baustähle korrodieren bereits bei ausreichender Luftfeuchte und Sauerstoffzutritt (atmosphärische Korrosion). In aggressiven Atmosphären mit einem zusätzlichen Angriff durch z.B. Salze, Chloride oder Säuren, wird die Korrosion sogar noch beschleunigt. Die Stahlringe der Hybridanker müssen also durch geeignete Verfahren vor Korrosion geschützt werden.

Atmosphärische Korrosion ist ein Prozess, der in einem Feuchtigkeitsfilm auf der Metalloberfläche stattfindet [77]. Dabei nimmt die Korrosionsgeschwindigkeit unter folgenden Bedingungen zu [77]:

- steigende relative Luftfeuchte
- Bildung von Kondenswasser (die Oberflächentemperatur liegt bei oder unter dem Taupunkt)
- Zunehmende Verunreinigung der Atmosphäre (korrosive Stoffe; diese können mit der Stahloberfläche reagieren und/oder auf ihr Ablagerungen bilden)

Erfahrungsgemäß tritt nennenswerte Korrosion auf, wenn die relative Luftfeuchte über 80% und die Temperatur über 0°C liegt. Die Zeitdauer, in der diese Randbedingungen vorliegen wird als Befeuchtungsdauer bezeichnet. Wenn jedoch Verunreinigungen und/oder hygroskopische Salze vorhanden sind, findet Korrosion auch bei viel niedrigerer Luftfeuchte statt [77]. Die Luftfeuchte und die Lufttemperatur hängen vom herrschenden Klima ab. Im Anhang sind in Tabelle B.3 die wichtigsten Klimate kurz beschrieben. Es ist jedoch darauf hinzuweisen, dass aus den Klimaten nur allgemeine Schlussfolgerungen auf das wahrscheinliche Korrosionsverhalten gezogen werden können. In einem kalten Klima oder einem trockenen Klima wird die Korrosionsrate geringer sein als in einem gemäßigttem Klima und in einem heißen, feuchten Klima oder in einem Meeresklima wird sie tendenziell am höchsten sein. Es können jedoch beträchtliche örtliche Unterschiede auftreten. Zur Abschätzung der Korrosionsbelastungen ist neben den örtlichen Umgebungsbedingungen vor allem auch das sogenannte Kleinklima (Bedingungen an der Grenzfläche zwischen einem Bauteil und seiner Umgebung) entscheidend [77]. In DIN EN ISO 12944-2 [77] werden Korrosivitätskategorien von C1 (= unbedeutend) bis C5 (sehr stark) für atmosphärische Bedingungen auf der Grundlage von Massenverlusten und Dickenabnahmen an ausgelagerten Standardproben aus niedriglegiertem Stahl und/oder Zink nach dem ersten Jahr der Auslagerung definiert. Sollte es, entgegen der Empfehlungen in [77], nicht möglich sein Standardproben vor Ort in der betreffenden Umgebung auszulagern, kann die Korrosivitätskategorie anhand der in Tabelle B.4 des Anhangs gegebenen Beispiele für typische Umgebungen geschätzt werden. Dabei ist zu beachten, dass die Beispiele nur zur Erläuterung dienen und nicht immer voll zutreffend sein können. Nur die Messung von Massenverlusten oder Dickenabnahmen führt zur richtigen Einteilung [77]. Die Korrosivitätskategorien können nach [77] jedoch auch anhand der kombinierten Wirkung von folgenden Umgebungsbedingungen geschätzt werden: jährliche Befeuchtungsdauer, jährliche Durchschnittskonzentration von Schwefeldioxid (SO₂) und jährliche durchschnittliche Flächenbeaufschlagung durch Chloride. Die DIN EN ISO 9223 [75] enthält hierzu weitere Informationen sowie

mehrere hilfreiche Tabellen wie beispielsweise auch die nachfolgende Tabelle C.15, die ähnlich der bereits angesprochenen Tabelle aus der DIN EN ISO 12994-2 eine Abschätzung der Korrosivitätskategorie von C1 (= unbedeutend) bis CX (= extrem) zulässt. Die beiden Tabellen der Normen stimmen weitgehend überein und unterscheiden sich eigentlich nur durch die Korrosivitätskategorie CX, die ausschließlich in der Norm DIN EN ISO 9223 definiert ist. Eine größere, besser lesbare Abbildung von Tabelle C.15 findet sich im Anhang in Tabelle B.5.

Tabelle C.15: Beschreibung typischer atmosphärischer Umgebungen im Zusammenhang mit der Abschätzung von Korrosivitätskategorien aus [75]

Korrosivitätskategorie (C) ^a	Korrosivität	Typische Umgebungen — Beispiele ^b	
		Innen	Im Freien
C1	unbedeutend	Beheizte Räume mit niedriger relativer Luftfeuchte und unbedeutender Luftverunreinigung, z. B. Büros, Schulen, Museen.	Trockene oder kalte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit sehr geringer Verunreinigung und kurzer Befeuchtungsdauer, z. B. bestimmte Wüstengebiete, Zentrum der Arktis/Antarktis.
C2	gering	Unbeheizte Räume mit schwankender Temperatur und relativer Luftfeuchte. Seltene Kondensation und geringe Luftverunreinigung, z. B. Lager, Sporthallen.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit geringer Luftverunreinigung (SO ₂ < 5 µg/m ³), z. B. ländliche Gebiete, kleine Städte. Trockene oder kalte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit kurzer Befeuchtungsdauer, z. B. Wüsten, subarktische Regionen.
C3	mäßig	Räume mit gelegentlicher Kondensation und mäßiger Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Anlagen zur Lebensmittelherstellung, Waschereien, Brauereien, Molkereien.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit mäßigen Luftverunreinigungen (SO ₂ : 5 µg/m ³ bis 30 µg/m ³), oder mit geringer Beeinflussung durch Chloride, z. B. Stadtgebiete, Küstenbereiche mit geringen Ablagerungen von Chloriden. Subtropische und tropische Klimazone, Atmosphäre mit geringen Verunreinigungen.
C4	stark	Räume mit häufiger Kondensation und hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Industrieanlagen, Schwimmbäder.	Gemäßigte Klimazone, atmosphärische Umgebung mit hoher Luftverunreinigung (SO ₂ : 30 µg/m ³ bis 90 µg/m ³), oder mit wesentlicher Beeinflussung durch Chloride, z. B. Stadtgebiete mit Luftverunreinigungen, Industriegebiete, Küstenbereiche, nicht im Bereich von Salzwasser-Sprühnebel, starke Belastung durch Enteisungssalze. Subtropische und tropische Klimazone, Atmosphäre mit mäßiger Verunreinigung.
C5	sehr stark	Räume mit sehr hoher Häufigkeit der Kondensation und/oder hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. Bergwerke, Hohlräume für industrielle Zwecke, nicht belüftete Hallen in subtropischen und tropischen Klimazonen.	Gemäßigte und subtropische Klimazone, atmosphärische Umgebung mit sehr hoher Luftverunreinigung (SO ₂ : 90 µg/m ³ bis 250 µg/m ³), und/oder mit signifikanter Beeinflussung durch Chloride, z. B. Industriegebiete, Küstenbereiche, geschützte Stellen an der Küstenlinie.
CX	extrem	Räume mit nahezu ständiger Kondensation oder ausgedehnten Belastungszeiten bei extrem hoher Luftfeuchte und/oder Räume mit hoher Luftverunreinigung aus Produktionsprozessen, z. B. nicht belüftete Hallen in feuchttropischen Klimazonen mit eindringender Verunreinigung aus der Außenluft, einschließlich in der Luft enthaltener Chloride und korrosionsfördernden Staubs.	Subtropische und tropische Klimazone (sehr lange Befeuchtungsdauer), atmosphärische Umgebung mit einer sehr hohen Luftverunreinigung durch SO ₂ (mehr als 250 µg/m ³) einschließlich begleitender und produktionsbedingter Verunreinigungen und/oder stark beeinflusst durch Chloride, z. B. Gebiete mit intensiver industrieller Nutzung mit extrem hoher Verunreinigung, Küsten- und Offshore-Bereiche, zufälliger Kontakt mit Salzsprühnebel.
ANMERKUNG 1 Die Ablagerung von Chloriden in Küstenbereichen ist stark abhängig von den Variablen, die den Transport von Meersalz ins Landesinnere beeinflussen, wie z. B. Windrichtung, Windgeschwindigkeit, örtliche topographische Beschaffenheit, vor Wind schützende der Küste vorgelagerte Inseln, Entfernung des Standort vom Meer usw.			
ANMERKUNG 2 Extremer Einwirkungen von Chloriden, die typisch für die Spritzwasserzone am Meer oder stark salzhaltigen Sprühnebel sind, fallen nicht in den Anwendungsbereich dieser Internationalen Norm.			
ANMERKUNG 3 Die Einteilung der Korrosivität von speziellen Betriebsatmosphären, z. B. in der chemischen Industrie, fällt nicht in den Anwendungsbereich dieser Internationalen Norm.			
ANMERKUNG 4 Überdachte und nicht durch Regen abgewaschene Flächen in Meeresatmosphären, auf denen sich Chloride ablagern, können aufgrund der Anwesenheit von hygroskopischen Salzen eine höhere Korrosivitätskategorie aufweisen.			
ANMERKUNG 5 Eine ausführliche Beschreibung der Typen von gering korrosiven Atmosphären in Innenräumen, die den Korrosivitätskategorien C1 und C2 entsprechen, ist in ISO 11844-1 enthalten. Die Korrosivitätskategorien in Innenräumen IC1 bis IC5 werden definiert und es erfolgt eine Einteilung.			
^a In Umgebungen, für die die Kategorie CX erwartet wird, wird empfohlen, die Einteilung der atmosphärischen Korrosivität auf der Grundlage der Massenverluste durch Korrosion nach einem Jahr vorzunehmen.			
^b Die Konzentration von Schwefeldioxid (SO ₂) sollte mindestens ein Jahr lang bestimmt werden und ist als Jahresmittelwert anzugeben.			

Besondere Sorgfalt muss jedoch auch Bauten gelten, die teilweise in Wasser eintauchen oder sich teilweise im Erdbereich befinden. Die Korrosion unter solchen Bedingungen ist oft auf einen kleinen Teil des Bauwerks beschränkt, wobei die Korrosionsgeschwindigkeit hoch sein kann. Die Art des Wassers – Süßwasser, Brackwasser, Salzwasser – hat wesentlichen Einfluss auf die Korrosion von Stahl [77]. Die Korrosivität (Fähigkeit eines Korrosionsmediums, in einem gegebenen Korrosionssystem (System aus dem Metall und allen Teilen der Umgebung, die die Korrosion beeinflussen) Korrosion zu verursachen [77]) wird auch durch den Sauerstoffgehalt des Wassers, durch die Art und Menge gelöster Stoffe und die Wassertemperatur beeinflusst. Tierische und pflanzliche Ablagerungen oder Bewuchs können die Korrosion beschleunigen. Es werden drei unterschiedliche Zonen unterschieden [77]:

- die **Unterwasserzone** ist der Bereich, der ständig dem Wasser ausgesetzt ist
- die **Wasserwechselzone** ist der Bereich, in dem sich der Wasserspiegel, bedingt durch natürliche oder künstliche Schwankungen ändert, wobei sich durch die gemeinsame Einwirkung des Wassers und der Atmosphäre verstärkte Korrosion ergibt
- die **Spritzwasserzone** ist der Bereich, der periodisch durch Wellenschlag und Spritzer benetzt wird, wodurch sich besonders hohe Korrosionsbelastungen, insbesondere im Meerwasser, ergeben

Die Korrosionsbelastung im Erdreich hängt vom Mineralgehalt ab, der Art dieser Mineralien und von den organischen Bestandteilen, dem Wassergehalt und dem Sauerstoffgehalt. Weitere Informationen zu diesem Thema finden sich teilweise in [77] aber vor allem in DIN EN 12501-1. Die Korrosion von Bauten, die sich in Wasser oder im Erdreich befinden, hat im Allgemeinen örtlichen Charakter. Korrosivitätskategorien können daher nur schwer definiert werden [77]. In Tabelle C.16, die aus der Norm DIN EN ISO 12944-2 [77] stammt, sind dennoch drei unterschiedliche Kategorien aufgeführt.

Tabelle C.16: Kategorien für Wasser und Erdreich aus [77]

Kategorie	Umgebung	Beispiele für Umgebungen und Stahlbauten
Im1	Süßwasser	Flußbauten, Wasserkraftwerke
Im2	Meer- oder Brackwasser	Hafenbereiche mit Stahlbauten wie Schleusentore, Staustufen, Molen; Offshore-Anlagen.
Im3	Erdreich	Behälter im Erdreich, Stahlspundwände, Stahlrohre

Je nach Korrosivitätskategorie sind andere Korrosionsschutzmaßnahmen sinnvoll. Generell wird beim Korrosionsschutz von Stahlkonstruktionen zwischen passiven und aktiven Schutzmaßnahmen unterschieden [69]. Aktiver Korrosionsschutz ist Vermeidung der Korrosion oder Minderung der Geschwindigkeit der Korrosionsreaktion durch einen Eingriff in den Korrosionsvorgang (z.B. Reduzierung der Umweltbelastungen), die Werkstoffauswahl (z.B. Anwendung von korrosionsbeständigen Werkstoffen) oder korrosionsschutzgerechte Gestaltung der Stahlkonstruktionen [69]. Das primäre Ziel passiver Schutzmaßnahmen ist hingegen das Fernhalten korrosiv wirkender Medien von der Stahloberfläche [69]. Für unlegierte Baustähle werden aufgrund ihrer breiten Anwendbarkeit und Leistungsfähigkeit bevorzugt folgende Korrosionsschutzverfahren angewendet [69]:

- Beschichtung der Stahloberfläche mit Flüssig- oder Pulverbeschichtung

- Aufbringen von metallischen Überzügen (Zink, Aluminium oder auch Zink-/ Aluminiumlegierungen) durch Schmelztauchverfahren (z.B. Feuerverzinken) oder thermische Spritzverfahren
- Kombination metallischer Überzüge mit Beschichtungsverfahren (Duplex-Systeme)

Die Wirkung des Korrosionsschutzes eines Bauteiles hängt generell von den Eigenschaften des Werkstoffes, der Güte der Oberflächenvorbereitung, der fachgerechten Applikation sowie den Eigenschaften der Beschichtung oder des Überzugs, der chemischen und physikalischen Beschaffenheit des Korrosionsmediums sowie von den Betriebsbedingungen und den äußeren elektrochemischen und konstruktiven Einflussgrößen ab [69]. Da diese Einflussgrößen nicht immer ausreichend bekannt sind, kann über die voraussichtliche Korrosionsschutzwirkung und ihre Dauer in der Regel keine sichere Aussage gemacht werden.

C.2.2.2 Korrosionsschutz durch Beschichtung

Beschichtungssysteme bestehen im Allgemeinen aus:

- Grundbeschichtung,
- Zwischenbeschichtung und
- Deckbeschichtung.

Die **Grundbeschichtung** ist verantwortlich für die Haftvermittlung zwischen der zu beschichtenden Oberfläche und den nachfolgenden Beschichtungen. Die Pigmente (Zinkphosphat, Zinkstaub) tragen entscheidend zur Korrosionsschutzfunktion bei [69]. **Zwischenbeschichtungen** sind insbesondere für die Barrierewirkung des Beschichtungssystems verantwortlich. Entsprechende Pigmentierungen, beispielsweise blättchenförmige Pigmente mit Barrierewirkung (z.B. Eisenglimmer), können diesen Wirkmechanismus noch erheblich verbessern [69]. Die **Kantenschutzbeschichtung** ist eine auf die Grundbeschichtung zusätzlich an kritischen Stellen einer Stahloberfläche (Kanten, Verbindungsmittel u.a.) aufgebrachte Zwischenbeschichtung (zweite Grundbeschichtung). Sie hat die Funktion, durch Kantenflucht entstandene Unterschichtdicken auszugleichen. Dabei werden sie nur bei Beschichtungssystemen, die erhöhten Korrosionsbelastungen ausgesetzt sind, ausgeführt [69]. **Deckbeschichtungen** haben sowohl eine korrosionsschutztechnische als auch eine dekorative Funktion im Beschichtungssystem. Sie sind verantwortlich für die Wetterbeständigkeit des Beschichtungssystems und müssen in Verbindung mit dem Gesamtsystem den während der Nutzung auf ein Objekt einwirkenden mechanischen und chemischen Belastungen ausreichenden Widerstand entgegensetzen [69]. Grundbeschichtung, Zwischenbeschichtung und Deckbeschichtung müssen unter Beachtung ihrer unter-

schiedlichen Funktionen im Beschichtungssystem so aufeinander abgestimmt sein, dass in Verbindung mit der Schichtdicke des Beschichtungssystems optimaler Korrosionsschutz bei den unterschiedlichsten Korrosionsbelastungen ermöglicht wird [69].

Der Korrosionsschutz durch Beschichtungssysteme ist in der europäischen Normenreihe EN ISO 12944 geregelt. In Deutschland sind daher die Normenteile DIN EN ISO 12944-1 bis 12944-8 [76] bis [83] gültig. DIN EN ISO 12944-1 umfasst allgemeine Informationen und Hinweise sowie eine Einteilung der Schutzdauer in drei Zeitspannen:

- Kurz (L; engl. high): 2 bis 5 Jahre
- Mittel (M; engl. middle): 5 bis 15 Jahre
- Lang (H; engl. high): über 15 Jahre

Unter Schutzdauer ist dabei die erwartete Standzeit eines Beschichtungssystems bis zur ersten Teilerneuerung zu verstehen [76]. Es soll an dieser Stelle ausdrücklich darauf hingewiesen werden, dass die Schutzdauer keine „Gewährleistungszeit“, sondern ein rein technischer Begriff ist, der helfen soll ein Instandsetzungsprogramm für Beschichtungssysteme festzulegen.

Im zweiten Teil der Norm [77] werden, wie bereits ausführlich erläutert, die Korrosionsbelastungen, die durch die Atmosphäre und verschiedene Arten von Wasser und Boden verursacht werden, beschrieben. Es werden Korrosivitätskategorien der Atmosphäre definiert und Hinweise auf zu erwartende Korrosionsbelastungen von Stahlbauten in Wasser oder im Erdreich gegeben.

In DIN EN ISO 12944-3 [78] werden Grundregeln zur Gestaltung von Stahlbauten mit dem Ziel, deren Beständigkeit gegen Korrosion zu verbessern angegeben. Die Norm gibt Beispiele für geeignetes und ungeeignetes Gestalten und zeigt anhand von bildlichen Darstellungen, bei welchen Bauteilen und deren Kombinationen bei der Oberflächenvorbereitung und beim Beschichten sowie beim Überwachen und Instandsetzen von Beschichtungssystemen Schwierigkeiten hinsichtlich der Zugänglichkeit und Erreichbarkeit zu erwarten sind. Bei der Anwendung von Beschichtungssystemen für den Stahlring eines Hybridankers sollten die dort angegebenen Maße und Regeln eingehalten werden, damit die Beschichtung inspiziert und gegebenenfalls rechtzeitig und fachgemäß erneuert werden kann.

Wie bereits erwähnt, werden die Wirksamkeit und die Schutzdauer von Beschichtungen maßgeblich von der sachgemäßen Vorbereitung der Oberfläche beeinflusst. Unter der Oberflächenvorbereitung werden dabei die Reinigung der Stahloberfläche von allen arteigenen und artfremden Verunreinigungen und das Herstellen einer auf die Korrosionsschutzmaßnahme abgestimmten Rauheit verstanden. In DIN EN ISO

12944-4 [79] werden verschiedene Arten von zu schützenden Oberflächen beschrieben und Angaben über mechanische, chemische und thermische Oberflächenvorbereitungsmaßnahmen gemacht. Die Norm behandelt Oberflächenvorbereitungsgrade, die Rauheit, die Bewertung von vorbereiteten Oberflächen, den temporären Schutz vorbereiteter Oberflächen, die Vorbereitung von temporär geschützten Oberflächen zum weiteren Beschichten, die Vorbereitung vorhandener Überzüge und Aspekte des Umweltschutzes. In Tabelle B.6 im Anhang dieses Berichts sind die wichtigsten Vorbereitungsgrade für die primäre (ganzflächige) Oberflächenvorbereitung angegeben, bei der die gesamte Oberfläche bis zum blanken Stahl für das Aufbringen einer Beschichtung vorbereitet wird. Bei der sekundären (partiellen) Oberflächenvorbereitung werden Rost und andere Verunreinigungen oder auch schlecht haftende Schichten so entfernt, dass intakte und fest haftende Beschichtungen und Überzüge verbleiben. Die zugehörigen Vorbereitungsgrade sind im Anhang in Tabelle B.7 aufgeführt. Weitere Tabellen und Informationen finden sich in DIN EN ISO 12944-4. Die Rauheit der Oberfläche wird in DIN EN ISO 8503-1 geregelt und soll in der Regel für Beschichtungen den Rauheitsgrad „mittel (G)“ aufweisen.

Der fünfte Teil DIN EN ISO 12944-5 [80] beschreibt verschiedene Grundtypen von Beschichtungsstoffen auf der Grundlage ihrer chemischen Zusammensetzung und der Art der Filmbildung (Übergang vom Beschichtungsstoff zur Beschichtung). Die Norm gibt Beispiele für die zahlreichen Beschichtungssysteme, die sich für die in DIN EN ISO 12944-2 beschriebenen Korrosionsbelastungen und Korrosivitätskategorien als geeignet erwiesen haben. Dabei wurde der aktuelle weltweite Wissensstand wiedergegeben. In Tabelle B.8 bis Tabelle B.15 sind für die Korrosivitätskategorien aus DIN EN ISO 12944-2 (siehe Tabelle B.4) in Abhängigkeit des Substrates (niedrig legierter Stahl, feuerverzinkter Stahl oder Stahl mit anderen Metallüberzügen) typische Beispiele für geeignete Beschichtungssysteme mit der zugehörigen zu erwartenden Schutzdauer sowie jeweils ein geeignetes Oberflächenvorbereitungsverfahren, das im Kopf der Tabelle steht und in Anlehnung an DIN EN ISO 12944-4 gewählt wurde, angegeben. Zudem werden Sollsichtdicken (NDFT) angegeben, die mindestens eingehalten werden müssen, um die geforderte Schutzdauer zu erreichen. Tabelle B.8 gibt einen Überblick über den Inhalt von Tabelle B.9 bis Tabelle B.12. Tabelle B.14 und Tabelle B.15 sind für die Beschichtung von feuerverzinktem Stahl oder Stahl mit anderen Metallüberzügen anwendbar, d.h. hier werden die Grundlagen für die Anwendung von den bereits erwähnten Duplex-Systemen gelegt. Diese sind laut [69] besonders bei langen Schutzdauern wirtschaftlich. Generell ist zu beachten, dass die Tabellen nur für Stahloberflächen mit den Rostgraden A, B oder C nach DIN ISO 8501-1 oder auf feuerverzinkten Stahl oder Stahl mit anderen Metallüberzügen angewendet werden sollen [80]. Sollte die Korrosion des Stahls bereits soweit fortgeschritten sein, dass Lochfraßkorrosion (Rostgrad D) vorliegt, so muss die Trockenschichtdicke (Dicke einer Beschichtung, die nach der Erhärtung auf

der Oberfläche verbleibt) vergrößert oder die Anzahl der Schichten erhöht werden, um die größere Rauheit auszugleichen [80]. Für die Korrosivitätskategorie C1 ist nach [80] im Prinzip kein Korrosionsschutz erforderlich. Generell ist zu bemerken, dass erhöhte Gesamt-Trockenschichtdicken und eine größere Anzahl von Beschichtungen die Schutzdauer eines Beschichtungssystems verlängert. Allerdings ist dabei zu beachten, dass die Höchstschichtdicke nach DIN EN ISO 12944-5 nicht das Dreifache der Sollsichtdicke überschreiten soll. Auch die Wahl eines Systems, das für eine „höhere“ Korrosivitätskategorie ausgelegt ist als vorgesehen, führt zu einer längeren Schutzdauer, wenn ein solches System in einer Umgebung mit geringerer Korrosivität verwendet wird [80].

DIN EN ISO 12944-6 [81] legt Laborprüfungen fest, die anzuwenden sind, wenn Beschichtungssysteme zu bewerten sind und ist vor allem für Systeme gedacht für die noch keine ausreichenden praktischen Erfahrungen vorliegen.

DIN EN ISO 12944-7 [82] regelt, wie Beschichtungsarbeiten im Werk oder auf der Baustelle auszuführen sind. Die Norm beschreibt Verfahren für das Auftragen von Beschichtungsstoffen. Ebenfalls sind dort Angaben über das Überwachen der Ausführung und die weitere Behandlung der erhaltenen Beschichtungssysteme erfasst. Diese Norm ist in Ergänzung zu DIN EN ISO 12944-4 sowohl bei der Erstbeschichtung als auch bei der Instandsetzung der möglichen Beschichtung der Hybridanker dringend zu beachten.

DIN EN ISO 12944-8 [83] gibt schließlich eine Anleitung für das Erarbeiten von detaillierten Spezifikationen für Korrosionsschutzarbeiten. Zum leichteren Gebrauch unterscheidet die Norm zwischen Projektspezifikation, Spezifikation für Beschichtungssysteme, Spezifikation für die Ausführung der Beschichtungsarbeiten und Spezifikation für die Überwachung.

Die grundlegenden Schritte, die für ein Stahlbauwerk oder auch ein einzelnes Stahlbauteil (z.B. Ring des Hybridankers), das durch ein Beschichtungssystem vor Korrosion geschützt werden soll, nach DIN EN ISO 12944-1 [76] abzuhandeln sind, stellen sich wie folgt dar:

- Ermittlung der Korrosivitätskategorie der Umgebung (Makroklima), in der das Bauwerk oder Bauteil errichtet werden soll oder sich bereits befindet mit Hilfe von DIN EN ISO 12944-2
- Ermittlung von Sonderbelastungen und besonderen Situationen, die zu einer höheren Korrosivitätskategorie nach DIN EN ISO 12944-2 führen können (Mikroklima) und die Wahl des zu verwendenden Beschichtungssystems nach DIN EN ISO 12944-5 beeinflussen könnten

- Prüfung der Gestaltung der Konstruktion und Absicherung, dass Stellen für bevorzugten Korrosionsangriff vermieden werden und insbesondere Prüfung, ob eine ausreichende Zugänglichkeit und Erreichbarkeit nach DIN EN ISO 12944-3 für Korrosionsschutzarbeiten gegeben ist
- Bei Instandsetzungsmaßnahmen : Feststellung des Zustandes der zu bearbeitenden Fläche nach DIN EN ISO 12944-4
- Ermittlung der Beschichtungssysteme mit der erforderlichen Schutzdauer aus denjenigen, die für die in Frage kommenden Umgebungsbedingungen nach DIN EN ISO 12944-5 als geeignet aufgeführt sind, und Feststellung der Leistungsfähigkeit durch Laborprüfungen nach DIN EN ISO 12944-6, falls keine Langzeiterfahrung vorliegt
- Auswahl des optimalen Beschichtungssystems aus den zuvor ermittelten unter Berücksichtigung des nach DIN EN ISO 12944-4 vorgesehenen Verfahrens zur Oberflächenvorbereitung
- Sicherstellen, dass Risiken für die Umwelt, die Gesundheit und die Sicherheit auf ein Minimum begrenzt werden (DIN EN ISO 12944-1, DIN EN ISO 12944-8)
- Aufstellung eines Plans für die Arbeiten und auswählen des Beschichtungsverfahrens nach DIN EN ISO 12944-7
- Festlegung eines Überwachungs- und Prüfprogramms, das während der Arbeiten und danach durchzuführen ist (DIN EN ISO 12944-7, DIN EN ISO 12944-8)
- Festlegung eines Instandsetzungsprogramms für die gesamte Nutzungsdauer des Bauwerks oder Bauteils

Hinweise zur detaillierteren Planung enthält DIN EN ISO 12944-8 in den Anhängen C und D. Das Zusammenspiel der unterschiedlichen Normenteile bei Beschichtungsmaßnahmen zeigt auch die folgende Abbildung, die aus [69] entnommen wurde.

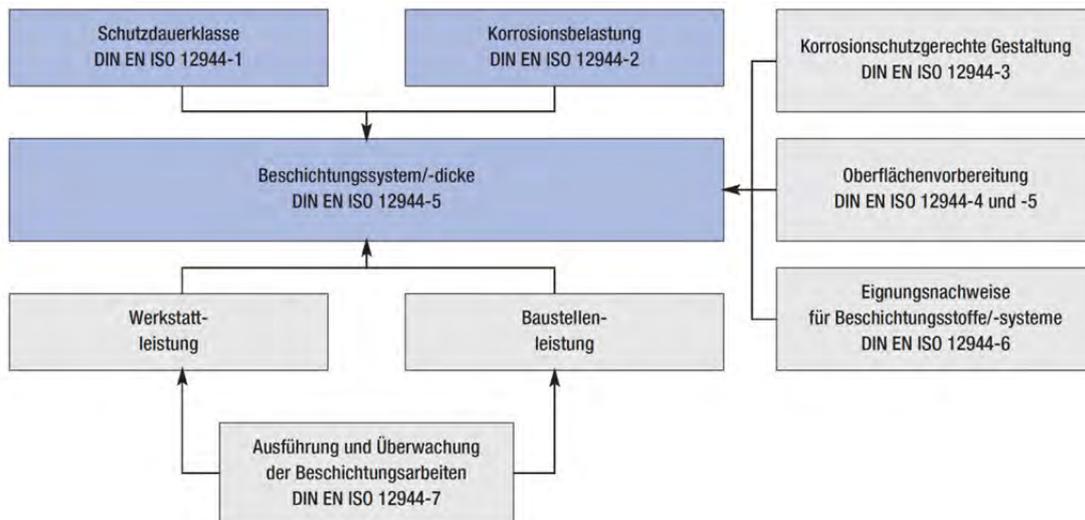


Abbildung C.45: Kurzalgorithmus für die Spezifikation von Beschichtungssystemen in Anlehnung an DIN EN ISO 12944-8 aus [69]

C.2.2.3 Korrosionsschutz durch metallischen Überzug

Metallische Überzüge werden in den internationalen Vorschriften DIN EN 22063, DIN EN ISO 1461[71] und DIN EN ISO 14713 [72] - [74] geregelt. Das bedeutendste Korrosionsschutzverfahren im Stahlbau ist das Feuerverzinken [69]. Das thermische Spritzen (Spritzverzinken, Spritzaluminieren) wird aus wirtschaftlichen Gründen nur dort angewendet, wo die Bauteilgeometrie das Feuerverzinken nicht zulässt [69].

Feuerverzinken heißt, Stahl nach entsprechender Vorbehandlung durch Tauchen in eine flüssige Zinkschmelze an der Oberfläche zu legieren und mit Zink zu überziehen. Hierbei unterscheidet man zwischen dem sogenannten Stückverzinken und dem sogenannten Bandverzinken. Das Bandverzinken ist ein kontinuierliches Feuerverzinkungsverfahren bei dem Stahlband im Durchlaufverfahren in eine Zinkschmelze getaucht und anschließend weiterverarbeitet wird. Dabei wird die schützende Zinkschicht an den Schnitt- und Stanzkanten in der Regel wieder zerstört. Diskontinuierliches Feuerverzinken, d.h. Stückverzinken ist dagegen das Aufbringen eines Zinküberzuges auf Stahl oder Gussteile durch Eintauchen zumeist vorgefertigter Werkstücke (Einzelteile) in geschmolzenes Zink. Durch Stückverzinken hergestellte Zinküberzüge bieten einen lückenlosen Rundum-Schutz, da bereits gefertigte Bauteile oder Produkte verzinkt werden und eine Zerstörung der aufgetragenen Zinkschicht durch Weiterverarbeitungsprozesse nicht stattfindet. Stückverzinkte Überzüge weisen deutlich größere Schichtdicken auf als durch Bandverzinken hergestellte Überzüge. Sie erreichen deshalb auch deutlich längere Schutzzeiträume. Da für die Stahlringe der Hybridanker nur das Stückverzinken sinnvoll ist, wird in den nachstehenden Abschnitten ausschließlich auf dieses Verfahren eingegangen.

Die Verfahrensschritte beim Stückverzinken sind in [70] wie folgt beschrieben: „Nach der Anlieferung und Eingangsprüfung der zu verzinkenden Teile werden die Werkstücke zunächst zu Chargen möglichst ähnlicher Bauteile zusammengestellt, damit ein wirtschaftliches Feuerverzinken gewährleistet ist. Im Anschluss daran werden die erforderliche Oberflächenvorbehandlung und auch das eigentliche Verzinken durch Eintauchen in Bäder mit entsprechenden flüssigen Medien durchgeführt. Unabdingbar für ein gutes Verzinkungsergebnis ist eine gründliche Reinigung und Oberflächenvorbehandlung. Deshalb wird das Verzinkungsgut zunächst in ein Entfettungsbad getaucht, um Öle und Fette zu entfernen, und daran anschließend kurz in einem Wasserbad gespült. Dann folgen Beizbäder mit verdünnter Mineralsäure, die Rost und Zunder von der Oberfläche lösen. Ein anschließendes Spülbad verhindert die Verschleppung von Beizflüssigkeit. Im Flussmittelbad erhält die Oberfläche schließlich einen dünnen Film, der später die metallurgische Reaktion zwischen Stahloberfläche und Zinkschmelze unterstützt. Im Anschluss an die Flussmittelbehandlung wird das Verzinkungsgut zumeist in einem Trockenofen getrocknet. Nach dem Trocknen wird das Verzinkungsgut in die flüssige Zinkschmelze getaucht. Zink hat eine Schmelztemperatur von ca. 419 °C; die Betriebstemperatur eines Verzinkungsbades liegt jedoch in den meisten Betrieben zwischen 440 °C bis 460 °C, in besonderen Fällen auch höher (Hochtemperaturverzinkung). Während des Verzinkungsvorganges bildet sich als Folge einer wechselseitigen Diffusion des flüssigen Zinks mit der Stahloberfläche auf dem Stahlteil ein Überzug verschiedenartig zusammengesetzter Eisen-Zink-Legierungsschichten. Beim Herausziehen der feuerverzinkten Gegenstände bleibt auf der obersten Legierungsschicht zumeist noch eine - als Reinzinkschicht bezeichnete - Schicht aus Zink haften. Je nach Art der Eisen- und Stahlteile und ihrer Werkstoffzusammensetzung werden die Werkstücke abschließend in einem Wasserbad oder an der Luft abgekühlt.“

Der Schutz des Stahles durch die Zinkschicht beruht auf der positiven Eigenschaft des Zinkes, dass es infolge der Bewitterung Deckschichten (sehr dichte Oxidschichten) bildet. Diese vorwiegend basischen Zinkverbindungen übernehmen den Schutz des Zinks und damit der Stahloberfläche. Die Deckschichten werden zwar im Laufe der Zeit durch Wind und Wetter abgetragen, erneuern sich jedoch ständig durch das darunter befindliche Zink. Das bedeutet, dass Zinküberzüge im Laufe der Zeit langsam dünner werden, wobei der Einfluss der Atmosphäre hinsichtlich der jährlich zu erwartenden Zinkkorrosion einen entscheidenden Einfluss ausübt. Anhaltswerte für den jährlichen Dickenverlust einer Zinkschicht bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen finden sich z.B. in der bereits erwähnten Tabelle B.4 aus DIN EN ISO 12944-2, die sich im Anhang befindet, aber auch in der ebenfalls bereits erwähnten Norm DIN EN ISO 9223 und in DIN EN ISO 14713-1.

Die Schutzdauer eines Zinküberzuges wird maßgeblich durch die Schichtdicke bestimmt. In DIN EN ISO 14713-1 wird festgehalten, dass bei atmosphärischen Bedingungen die Lebensdauer einer Feuerverzinkung proportional zur Schichtdicke ist. Einzuhaltende Mindestschichtdicken bei der Stückverzinkung sind in der Norm DIN EN ISO 1461 in Abhängigkeit von der Materialdicke festgelegt (siehe Tabelle B.16 im Anhang). Abweichend von den Bestimmungen für Beschichtungssysteme werden in DIN EN ISO 14713-1 für Feuerverzinkungen folgende Klassen für die Schutzdauer festgelegt:

- Sehr niedrig (VL; engl. very low): 0 bis 2 Jahre
- Niedrig (L; engl. low): 2 bis 5 Jahre
- Mittel (M; engl. middle): 5 bis 10 Jahre
- Hoch (H; engl. high): 10 bis 20 Jahre
- Sehr hoch (VH; engl. very high): über 20 Jahre

In DIN EN ISO 14713-1 werden außerdem in Abhängigkeit von Korrosivitätskategorien und einer Mindestschichtdicke kürzeste und längste Schutzauern für Stückverzinkung und andere Verfahren zum Zinküberzug von Stahl angegeben (siehe Tabelle B.17 im Anhang). Tabelle C.17 zeigt den Auszug aus dieser Tabelle, in dem es um das Stückverzinken geht. Es zeigt sich, dass unter Einhaltung gewisser Minstdicken sehr lange Schutzauern realisiert werden können. Diese übersteigen in der Regel die Schutzauern, die durch Beschichtungssysteme wirtschaftlich realisierbar sind. Auch für die Korrosion in Böden und durch Wasser sind in DIN EN ISO 14713-1 Hinweise und wichtige Informationen enthalten. Es werden sogar Schätzwerte für den Dickenabtrag von Zink pro Jahr angegeben (für Böden weniger als 10 µm je Jahr und für Wasser zwischen 10 und 20 µm je Jahr). Allerdings wird für beide Fälle darauf hingewiesen, dass zur Berücksichtigung aller geltenden Bedingungen der Rat eines Fachmanns eingeholt werden sollte.

Tabelle C.17: Schutzdauer für unterschiedliche Zinküberzüge in unterschiedlichen Korrosivitätskategorien aus [72] (Auszug aus Tabelle B.17 im Anhang)

Verfahren	Bezugsnorm	Minstdicke (µm)	Ausgewählte Korrosivitätskategorien (ISO 9223), kürzeste/längste Schutzdauer (Jahre) und Schutzdauerklasse (VL, L, M, H, VH)							
			C3		C4		C5		CX	
Feuerverzinken (Stückverzinken)	ISO 1461	85	40/>100	VH	20/40	VH	10/20	H	3/10	M
		140	67/>100	VH	33/67	VH	17/33	VH	6/17	H
		200	95/>100	VH	48/95	VH	24/48	VH	8/24	H

In [70] werden folgende Besonderheiten bzw. Vorteile von Feuerverzinkungen aufgeführt:

- Eine Feuerverzinkung ist sehr langlebig. Unter normalen Bedingungen schützt sie mehr als 40 Jahre vor Korrosion und selbst bei höherer Belas-

tung (z.B. in Industrieluft oder an der Meeresküste) beträgt die Schutzdauer in der Regel mehr als 25 Jahre.

- Das Feuerverzinken ist ein industrieller Korrosionsschutz ab Werk, der unter definierten optimalen Bedingungen gemäß DIN EN ISO 1461 durchgeführt wird.
- Ein Zinküberzug geht eine Legierung mit dem Stahl ein. Er ist somit unlösbar mit dem Stahl verbunden und bietet einen zuverlässigen Schutz bei mechanischen Belastungen. Beanspruchungen, die bei Transport, Aufbau und Nutzung von Stahlkonstruktionen auftreten, hinterlassen keine Beschädigungen der Zinkschicht.
- Eine Feuerverzinkung ist wartungsfrei. Instandhaltungsarbeiten, die zusätzliche Kosten und Betriebsstörungen verursachen, fallen bei einer Feuerverzinkung in der Regel während der gesamten Nutzungsdauer nicht an.
- Die Wirtschaftlichkeit eines Korrosionsschutzsystems wird durch die Erstkosten sowie durch eventuell anfallende Wartungs- und Instandhaltungskosten bestimmt. Bei der Betrachtung der Erstkosten ist eine Feuerverzinkung in der Herstellung zumeist nicht teurer als andere Schutzsysteme für Stahl. Im Hinblick auf die langfristigen Kosten wirken sich Langlebigkeit und Wartungsfreiheit der feuerverzinkten Oberfläche besonders günstig auf die Wirtschaftlichkeit aus.
- Da bei der Feuerverzinkung die Bauteile im Tauchverfahren verzinkt werden, sind gerade korrosionsgefährdete Bereiche wie Hohlräume, Winkel und schlecht zugängliche Stellen gut geschützt. Verfahrensbedingt weisen Ecken und Kanten gleiche oder sogar größere Schichtdicken als die Bauteiloberfläche auf. Die sogenannte Kantenflucht, die bei anderen Korrosionsschutzsystemen auftreten kann, gibt es hier nicht.
- Zwar ist eine Feuerverzinkung weitgehend beständig gegen mechanische Belastungen, doch können bei sehr extremer Beanspruchung Kratzer und Schrammen auftreten. Bei derartigen Beschädigungen wirkt der so genannte kathodische Schutz, der auf elektrochemischem Wege eine Barriere aufbaut und somit Schadstellen vor Korrosion schützt.
- Eine Feuerverzinkung ist ein metallisches Korrosionsschutzsystem und bewahrt den metallischen Charakter und die Oberflächenstruktur des Stahls.

C.2.2.4 Korrosionsschutz durch Duplex-Systeme

Die Korrosionsbeständigkeit feuerverzinkten Stahls ist bei normaler atmosphärischer Beanspruchung auf Jahrzehnte sichergestellt. Bei extremer Beanspruchung bietet ein Duplex-System, d. h. die Kombination aus einer Feuerverzinkung und einer Be-

schichtung, einen optimalen Korrosionsschutz. Die Schutzdauer von Duplex-Systemen ist im Regelfall deutlich länger als die Summe der jeweiligen Einzelschutzdauer der beiden Systeme [72]. Dies beruht auf einem Synergieeffekt, d.h. der Zinküberzug verhindert die Unterrostung der Beschichtung, und die Beschichtung bewahrt den Zinküberzug vor frühzeitiger Korrosion [72]. Nach [70] liegt der sich einstellende Verlängerungsfaktor je nach System zwischen 1,2 und 2,5. Duplex-Systeme werden bei extrem hoher Korrosionsbelastung eingesetzt und da, wo Farbgebung eine Rolle spielt. Dies kann aus gestalterischen Gründen geschehen oder zur Signalgebung und Tarnung von Objekten. Die Beschichtung eines Duplex-Systems kann in Anlehnung an die bereits erläuterte Norm DIN EN ISO 12944-5 gemäß der Tabelle B.14 im Anhang erfolgen. Die in DIN EN ISO 12944-5 dargestellte Schutzdauer betrifft nur die Farbbeschichtung und nicht das Gesamtsystem aus Feuerverzinkung und Beschichtung, das eine deutlich höhere Schutzdauer besitzt. Wichtige Informationen zur Auswahl, Ausführung und Anwendung von Duplex-Systemen können einer hierzu erarbeiteten Richtlinie entnommen werden [84].

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass bei hohen Korrosivitätskategorien eine Feuerverzinkung des Hybridankers einer Beschichtung vorzuziehen ist. Aufgrund des geringeren Wartungsaufwands erscheint der Einsatz einer Feuerverzinkung jedoch auch bereits bei niedrigen Korrosivitätsklassen als überlegenswert. Bei hoher zu erwartender Beanspruchung durch Korrosion kann zudem durch Feuerverzinkung und anschließende Beschichtung (Duplex-System) die Schutzdauer der Hybridanker noch weiter erhöht werden.