

„Der Einfluss von Polymermodifikationen, unterschiedlichen Gesteinskörnungen und Gesteinskörnungssubstitutionsmaterial auf das Verformungs- und Bruchverhalten von Beton“

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

an der Fakultät Bauingenieurwesen
der
Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von

Alexander Flohr

geboren am 22.Dezember 1978

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Andrea Dimmig-Osburg
Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht
Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen

Tag der Disputation: 05. Juli 2013

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter der Professur Polymere Werkstoffe am F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar. Ein Teil der Ergebnisse basiert auf Untersuchungen, die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Projektes „Der Einfluss von Polymermodifikationen auf das Verformungsverhalten und die Duktilität von Beton“ gefördert wurden.

Allen Mitarbeitern und auch ehemaligen Mitarbeitern des F. A. Finger-Institutes und der Versuchstechnischen Einrichtung der Bauhaus-Universität Weimar, die mir bei der experimentellen und organisatorischen Durchführung und in zahlreichen Fachgesprächen geholfen haben, sei an dieser Stelle herzlichst gedankt. Mein Dank gilt weiterhin den von mir betreuten Studierenden, die mich entsprechend meiner konzeptionellen Vorgaben und Anleitung im Rahmen von studentischen Arbeiten bei der Vorbereitung und Durchführung von experimentellen Untersuchungen zu bestimmten Teilaspekten dieser Arbeit unterstützt haben.

Mein besonderer Dank gilt Frau Professor A. Dimmig-Osburg für die Motivation zur Anfertigung dieser Arbeit, die hervorragende wissenschaftliche Betreuung und Förderung sowie für die vielen anregenden und konstruktiv kritischen Gespräche.

Meiner Familie danke ich für ihre Unterstützung und unendliche Geduld.

Weimar, Juni 2012

Alexander Flohr

Kurzreferat

In dieser Arbeit werden die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen an unbewehrten und bewehrten modifizierten Betonen unter monoton steigender Belastung bis zum Bruch, einfacher Kurzzeitbelastung im Grenzbereich der Tragfähigkeit und mehrfach wiederholter Belastung mit kontinuierlicher Be- und Entlastungsgeschwindigkeit vorgestellt und ausgewertet. Für die Modifizierung der Betone wurden zwei grundsätzliche Vorgehensweisen angewendet: die Variation der Gesteinskörnung und die Modifizierung der Bindemittelphase mit thermoplastischen Polymeren. Die Auswirkungen der Modifikationen auf die Festigkeitseigenschaften und das Formänderungsverhalten des Betons bei Kurzzeitbelastung waren dabei von besonderem Interesse.

Die beobachteten Veränderungen der Festbetoneigenschaften sowie der nichtlineare Zusammenhang zwischen den elastischen und nichtelastischen Verformungsanteilen signalisieren, dass derartige Modifizierungen das Verformungs- und Bruchverhalten von Beton signifikant beeinflussen und somit beim Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit berücksichtigt werden müssen. Neben der Evaluierung des beanspruchungsabhängigen Formänderungsverhaltens werden die etablierten Ansätze zur Beschreibung der Gefügestandsbereiche bei Druckbelastung weiter entwickelt, so dass die Übergänge zwischen den Bereichen exakt ermittelt und die Ausprägung der Bereiche quantifiziert werden können. Damit ist ein genauerer Vergleich der durch die Modifizierungen hervorgerufenen Veränderungen möglich.

Abstract

The results of experimental investigations of unreinforced and reinforced modified concrete under monotonically increasing load until fracture, simple short-term load at the limit of capacity and repeated load with continuous loading and release rate are introduced in the presented thesis. The modification of the concretes was approached in two ways: the variation of the aggregates and the modification of the binder phase with thermoplastic polymers. Of particular interest were the effects of the modifications on the strength properties and the deformation behavior under short-term load.

The observed changes in the hardened concrete properties and the non-linear relation between the elastic and inelastic proportions of deformation indicate that such modifications affect the deformation and fracture behavior of concrete significantly. Therefore they have to be accounted for the analysis of capacity and suitability. In addition to the evaluation of the load-dependent deformation behavior, the established approaches to describe the structural state areas are developed further. Therewith, the transitions between the areas can be determined accurately and the dimension of the areas can be quantified. As a result the changes caused by modifications could be compared more precisely.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Grundlagen	4
2.1	Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung	4
2.1.1	Riss- und Bruchverhalten	4
2.1.2	Steifigkeit	5
2.1.3	Kriechen	6
2.1.4	Verformungsanteile	8
2.2	Verhalten von bewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung	9
2.2.1	Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung	9
2.2.2	Grundlagen der Rissentwicklung	11
2.3	Duktilität	14
2.4	Kunststoffmodifizierter Beton	16
2.4.1	Polymere für die Betonmodifizierung	16
2.4.2	Mikrostrukturausbildung der PCC	18
2.4.3	Frischbetoneigenschaften der PCC	20
2.4.4	Festbetoneigenschaften der PCC	21
2.5	Selbstverdichtender Beton	26
2.5.1	Grundlagen der SCC-Projektierung	27
2.5.2	PSCC - eine Kombination aus SCC und PCC	29
2.6	Beton mit Gesteinskörnungssubstitutionsmaterial	30
3	Experimentelle Untersuchungen	31
3.1	Materialien	31
3.1.1	Zement	31
3.1.2	Gesteinskörnung und Substitutionsmaterial	31
3.1.3	Polymere	32
3.1.4	Mineralmehle	32
3.2	Voruntersuchungen	33
3.2.1	Herstellung der Probekörper	33
3.2.2	Versuchsdurchführung	35
3.3	Herstellung der Betonproben	36
3.3.1	Druckzylinder	38
3.3.2	Zugzylinder	39
3.3.3	Sandwichelemente	40
3.4	Untersuchungen am Beton	41

3.4.1	Bestimmung der Frischbetonkennwerte	41
3.4.2	Bestimmung der Festbetonkennwerte	41
3.4.3	Bestimmung des Hydratationsgrades und kalorimetrische Untersuchungen	41
3.4.4	Bestimmung der Porengrößenverteilung und Mikrostrukturuntersuchungen	42
3.4.5	Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens bei Druckbelastung	43
3.4.6	Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens bei Zugbelastung	45
3.4.7	Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens bei Biegezugbelastung	46
4	Ergebnisse	48
4.1	Voruntersuchungen	48
4.1.1	Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses	49
4.1.2	Einfluss des Polymers	49
4.1.3	Einfluss des Polymergehaltes	51
4.1.4	Einfluss der Mahlfinheit	53
4.1.5	Einfluss des alkalischen Milieus	55
4.1.6	Einfluss der Filmbildung	57
4.1.7	Einfluss der Polymere im Gefüge	57
4.2	Charakterisierung der Betone	59
4.2.1	Frischbetoneigenschaften	59
4.2.2	Festbetoneigenschaften	61
4.2.3	Hydratationsgrad und Porenstruktur	63
4.3	Druckversuche	69
4.3.1	Riss- und Bruchverhalten	69
4.3.2	Verformungsverhalten	83
4.3.3	Bruch- und Verformungsverhalten bei mehrfach wiederholter Belastung	89
4.3.4	Mikrostrukturbetrachtungen	99
4.4	Zugversuche	107
4.4.1	Rissverhalten	109
4.4.2	Verformungsverhalten	110
4.4.3	Riss- und Verformungsverhalten bei mehrfach wiederholter Belastung	112
4.5	Biegezugversuche	115
4.5.1	Rissverhalten	115
4.5.2	Verformungsverhalten	116
5	Zusammenfassung	118
6	Ausblick	123

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1:	Bereiche der Arbeitslinie (schematisch) [5]	5
Abb. 2.2:	Belastungsregime zur Ermittlung des statischen E-Moduls [7]	6
Abb. 2.3:	Kriechen eines viskoelastischen Stoffes [6]	7
Abb. 2.4:	Verformungsanalyse eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus [4]	8
Abb. 2.5:	Detaildarstellung der Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton [9]	10
Abb. 2.6:	Auftreten von Druck- und Zugspannungen bei Verbund [10]	11
Abb. 2.7:	Erstrissbildung [8]	12
Abb. 2.8:	Abgeschlossenes Rissbild [8]	12
Abb. 2.9:	Verformungsanalyse eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus [14]	13
Abb. 2.10:	Prinzipielle Spannungs-Dehnungslinien unterschiedlich duktiler Materialien [19]	14
Abb. 2.11:	Beurteilung der Duktilität [19]	15
Abb. 2.12:	Vollständige Arbeitslinie im Druckversuch [20]	15
Abb. 2.13:	Stabilisierung von Polymerpartikeln durch Tenside oder Schutzkolloide [25]	17
Abb. 2.14:	Mischungszusammensetzung nach Okamura [91]	28
Abb. 2.15:	Haegermannkonus zur Bestimmung des Setzfließmaßes von Mörteln [84]	29
Abb. 2.16:	V-Trichter zur Ermittlung der Auslaufzeit von Mörteln [84]	29
Abb. 2.17:	Setztrichter und Setzfließplatte zur Bestimmung des Setzfließmaßes von SCC [82]	29
Abb. 2.18:	V-Trichter zur Ermittlung der Auslaufzeit von SCC [82]	29
Abb. 3.1:	Gerät zur Bestimmung des Fließmaßes	35
Abb. 3.2:	Messstellenanordnung	39
Abb. 3.3:	Balkenquerschnitt	40
Abb. 3.4:	Belastungseinrichtung und Versuchsaufbau des Druckversuches	43
Abb. 3.5:	Lastregime 1 (LR 1)	44
Abb. 3.6:	Lastregime 2 (LR 2)	44
Abb. 3.7:	Lastregime 3 (LR 3)	44
Abb. 3.8:	Belastungseinrichtung und Versuchsstand des Zugversuches	45
Abb. 3.9:	Messmimik zur Erfassung der Verformungen der Zugzylinder	46
Abb. 3.10:	Versuchsaufbau der Biegezugversuche	47
Abb. 4.1:	Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses bei Biegezugbelastung	49
Abb. 4.2:	Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses bei Druckbelastung	49
Abb. 4.3:	Verhalten der Proben mit 5 % Polymeranteil bei Biegezugbelastung	50
Abb. 4.4:	Verhalten der Proben mit 5 % Polymeranteil bei Druckbelastung	50

Abb. 4.5:	Verhalten der Proben mit 10 % Polymeranteil bei Biegezugbelastung	50
Abb. 4.6:	Verhalten der Proben mit 10 % Polymeranteil bei Druckbelastung	50
Abb. 4.7:	Verhalten der Proben mit 15 % Polymeranteil bei Biegezugbelastung	50
Abb. 4.8:	Verhalten der Proben mit 15 % Polymeranteil bei Druckbelastung	50
Abb. 4.9:	Verhalten der Proben mit Polymer 1 bei Biegezugbelastung	51
Abb. 4.10:	Verhalten der Proben mit Polymer 1 bei Druckbelastung	51
Abb. 4.11:	Verhalten der Proben mit Polymer 2 bei Biegezugbelastung	52
Abb. 4.12:	Verhalten der Proben mit Polymer 2 bei Druckbelastung	52
Abb. 4.13:	Verhalten der Proben mit Polymer 3 bei Biegezugbelastung	52
Abb. 4.14:	Verhalten der Proben mit Polymer 3 bei Druckbelastung	52
Abb. 4.15:	Verhalten der Proben mit Polymer 4 bei Biegezugbelastung	52
Abb. 4.16:	Verhalten der Proben mit Polymer 4 bei Druckbelastung	52
Abb. 4.17:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 1	53
Abb. 4.18:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 1	53
Abb. 4.19:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 2	53
Abb. 4.20:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 2	53
Abb. 4.21:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 3	54
Abb. 4.22:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 3	54
Abb. 4.23:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 4	54
Abb. 4.24:	Einfluss der Mahlfeinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 4	54
Abb. 4.25:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 1	55
Abb. 4.26:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 1	55
Abb. 4.27:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 2	55
Abb. 4.28:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 2	55
Abb. 4.29:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 3	56
Abb. 4.30:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 3	56

Abb. 4.31:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 4	56
Abb. 4.32:	Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 4	56
Abb. 4.33:	Einfluss der Filmbildung bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 2	57
Abb. 4.34:	Einfluss der Filmbildung bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 2	57
Abb. 4.35:	Gefügeausbildung mit Polymer 1	58
Abb. 4.36:	Gefügeausbildung mit Polymer 2	58
Abb. 4.37:	Gefügeausbildung mit Polymer 3	58
Abb. 4.38:	Gefügeausbildung mit Polymer 4	58
Abb. 4.39:	Vergleich der Druckfestigkeit der PCC	62
Abb. 4.40:	Hydratationsgrade der Bindemittel der Betone zum Zeitpunkt der Belastungsversuche	64
Abb. 4.41:	Hydratationsgradiententwicklung der Bindemittel der Betone der Konsistenzklasse F3	64
Abb. 4.42:	Wärmeentwicklungsraten der Bindemittel der Betone der Konsistenzklasse F3	65
Abb. 4.43:	Porengrößenverteilung der Betone der Konsistenzklasse F3	66
Abb. 4.44:	Porengrößenverteilung der selbstverdichtenden Betone	67
Abb. 4.45:	Einteilung der Gefügestandsbereiche	70
Abb. 4.46:	Querdehnung und Längsstauchung von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 (LR 1)	72
Abb. 4.47:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnraten von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 (LR 1)	73
Abb. 4.48:	Steifigkeitsdegradation von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 (LR 1)	74
Abb. 4.49:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG (LR 1)	75
Abb. 4.50:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnraten von CC p, CC d und CC p RG (LR 1)	76
Abb. 4.51:	Steifigkeitsdegradation von CC p, CC d und CC p RG (LR 1)	77
Abb. 4.52:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 1)	77
Abb. 4.53:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnraten von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 1)	78
Abb. 4.54:	Steifigkeitsdegradation von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 1)	79
Abb. 4.55:	Querdehnung und Längsstauchung von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 1)	80

Abb. 4.56:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 1)	81
Abb. 4.57:	Steifigkeitsdegradation von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 1)	82
Abb. 4.58:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG (LR 2)	84
Abb. 4.59:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, CC d und CC p RG (LR 2)	85
Abb. 4.60:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 2)	86
Abb. 4.61:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 2)	87
Abb. 4.62:	Querdehnung und Längsstauchung von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 2)	87
Abb. 4.63:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 2)	88
Abb. 4.64:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG (LR 3)	91
Abb. 4.65:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 3)	91
Abb. 4.66:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)	92
Abb. 4.67:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)	92
Abb. 4.68:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)	93
Abb. 4.69:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, CC d und CC p RG (LR 3)	93
Abb. 4.70:	Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)	94
Abb. 4.71:	Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 3)	95
Abb. 4.72:	Definition der Berechnungspunkte der Verformungsanteile (LR 3)	96
Abb. 4.73:	Definition der Deformationsmoduln	97
Abb. 4.74:	Steifigkeitsdegradation der CC unter Berücksichtigung der elastischen Verformungsanteile	98
Abb. 4.75:	Steifigkeitsdegradation der PCC unter Berücksichtigung der elastischen Verformungsanteile	98
Abb. 4.76:	Steifigkeitsdegradation der CC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile	98

Abb. 4.77:	Steifigkeitsdegradation der PCC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile	98
Abb. 4.78:	Steifigkeitsdegradation der CC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile und des Kriechens	98
Abb. 4.79:	Steifigkeitsdegradation der PCC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile und des Kriechens	98
Abb. 4.80:	Gefüge des CC p	100
Abb. 4.81:	Gefüge des CC d	100
Abb. 4.82:	Gefüge des SCC	100
Abb. 4.83:	Einbindung des Gummigranulates bei CC p RG	100
Abb. 4.84:	Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PCC 1/15_0,4	101
Abb. 4.85:	Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PCC 1/15_0,5	101
Abb. 4.86:	Matrixrisse mit verstreckten Polymeren bei PCC 1/10 p	101
Abb. 4.87:	Matrix mit Polymerdomänen und verstreckten Polymeren bei PCC 1/10 p	101
Abb. 4.88:	Gefüge des PCC 2/10 p	102
Abb. 4.89:	Matrixrisse mit verstreckten Polymeren bei PCC 2/10 p	102
Abb. 4.90:	Gerissene Matrix des PCC 4/10 p	102
Abb. 4.91:	ITZ des PCC 4/10 p	102
Abb. 4.92:	Anbindung der Matrix des PSCC 2/15 an ein Gesteinskorn	103
Abb. 4.93:	Matrixrisse mit verstreckten Polymeren bei PSCC 2/15	103
Abb. 4.94:	Polymerdomäne im Gefüge von PSCC 2/25	103
Abb. 4.95:	Matrixriss mit verstreckten Polymeren bei PSCC 2/25	103
Abb. 4.96:	Matrixriss mit verstreckten Polymeren bei PSCC 2/30	104
Abb. 4.97:	Polymerdomäne im Gefüge von PSCC 2/30	104
Abb. 4.98:	Anbindung der Matrix des PSCC 3/15 an ein Gesteinskorn	104
Abb. 4.99:	Polymerdomäne im Gefüge von PSCC 3/15	104
Abb. 4.100:	Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PSCC 3/25	105
Abb. 4.101:	Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PSCC 3/25	105
Abb. 4.102:	Vollständig durch Polymer ausgekleidete Pore bei PSCC 3/30	105
Abb. 4.103:	Polymernetzwerk in der Matrix des PSCC 3/30	105
Abb. 4.104:	Belastungs-Verformungs-Beziehung der CC (LR 1)	108
Abb. 4.105:	Belastungs-Verformungs-Beziehung der PCC (LR 1)	108
Abb. 4.106:	Rissbild CC p	110
Abb. 4.107:	Rissbild PCC (exemplarisch am Beispiel von PCC 1/10 p)	110

Abb. 4.108: Belastungs-Verformungsbeziehung bei einfacher Zugbeanspruchung (LR 2)	111
Abb. 4.109: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Zugbeanspruchung (LR 3)	113
Abb. 4.110: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Zugbeanspruchung - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)	113
Abb. 4.111: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Zugbeanspruchung - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)	114
Abb. 4.112: Rissbilder der Probekörper	115
Abb. 4.113: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Biegezugbelastung (LR 3)	116
Abb. 4.114: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Biegezugbelastung - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)	117
Abb. 4.115: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Biegezugbelastung - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)	117

Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1:	Eigenschaften der Gesteinskörnungen und der Substitutionsmaterialien	31
Tab. 3.2:	Charakteristika der Polymere	32
Tab. 3.3:	Charakteristika der Mineralmehle	32
Tab. 3.4:	Zusammensetzung der Porenlösungen	33
Tab. 3.5:	Zusammensetzung der Mischungen für die Voruntersuchungen	34
Tab. 3.6:	Übersicht über die untersuchten Betone	37
Tab. 3.7:	Zusammensetzung der untersuchten Betone	38
Tab. 3.8:	Instrumentierung der Druckkörper	39
Tab. 4.1:	Ergebnisse der Voruntersuchungen	48
Tab. 4.2:	Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen	60
Tab. 4.3:	Ergebnisse der Festbetonuntersuchungen	61
Tab. 4.4:	Porositätskennwerte der Betone	67
Tab. 4.5:	Ergebnisse der Druckversuche (LR 1)	69
Tab. 4.6:	Ausbildung der Gefügestandsbereiche der einzelnen Betone	71
Tab. 4.7:	Ergebnisse der Druckversuche (LR 2)	84
Tab. 4.8:	Verformungsanteile der Betone (LR 2)	89
Tab. 4.9:	Ergebnisse der Druckversuche (LR 3)	90
Tab. 4.10:	Verformungsanteile der Betone bei 75% Belastung (LR 3)	96
Tab. 4.11:	Ergebnisse der Zugversuche (LR 1)	107
Tab. 4.12:	Ergebnisse der Zugversuche zum Rissverhalten (LR 2)	109
Tab. 4.13:	Ergebnisse der Zugversuche zum Verformungsverhalten (LR 2)	110
Tab. 4.14:	Ergebnisse der Zugversuche mit mehrfach wiederholter Belastung (LR 3)	112
Tab. 4.15:	Kennwerte der PCC-Normalbeton-Sandwichelemente	115

Verzeichnis verwendeter Abkürzungen

Abkürzungen, die nicht im Verzeichnis aufgeführt sind, werden im Text erläutert.

Großbuchstaben (lateinisch)

A	Fläche
C	Kriechmaß
D	Dispersion
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
G	Gesteinskörnung
K	Kunststoff
L	Messstrecke
P	Gesamtporosität, Polymer
T	Temperatur
V	Volumen
W	Wasser
Z	Zement

Kleinbuchstaben (lateinisch)

a	Ankerschlupf
b	Breite
c	Betondeckung
d	Durchmesser, dicht
f	Festigkeit
g	Grobkorn
h	Höhe oder Stunde
l	Abstand oder Länge
m	Mehlkorn
p	porös
s	Fließmaß, Rissabstand oder Sand
t	Zeit
v	Geschwindigkeit
w	Rissbreite

Kleinbuchstaben (griechisch)

α	Winkel, E-Modulverhältnis
β	Zusatzstoff-Zement-Verhältnis
κ	Polymer-Zement-Verhältnis
ε	Dehnung oder Stauchung
θ	Dilatation
ν	Querdehnzahl
ρ	Dichte oder Bewehrungsgrad
φ	Kriechzahl
σ	Spannung
τ	Schubspannung oder Fließgrenze

Abkürzungen

AVB	Anteil des Arbeitsvermögens vor dem Bruch
AVE	Anteil des Arbeitsvermögens nach dem Bruch
BM	Betonmehl, Bindemittel
CC	Zementbeton (Cement Concrete)
CEM	Zement (Cement)
DMS	Dehnmessstreifen
ECC	Epoxidharzmodifizierter Beton (Epoxymodified Cement Concrete)
GV	Glühverlust
ITZ	Übergangszone zwischen Zementstein und Gesteinskörnung (Interfacial Transition Zone)
IWT	Induktiver Wegaufnehmer (Inductive Way Transducer)
KM	Kalksteinmehl
KMD	Kraftmessdose
LP	Luftporen
LR	Lastregime
MFT	Mindestfilmbildungstemperatur
MPL	Modellporenlösung
PCC	Polymermodifizierter Beton (Polymermodified Cement Concrete)
PP	Polymerprobe
PSCC	Polymermodifizierter Selbstverdichtender Beton (Polymermodified Selfcompacting Cement Concrete)
PZ	Portlandzement
p/z	Polymer/Zement-Wert

pH	negativer dekadischer Logarithmus der Wasserstoffionenkonzentration
REM	Rasterelektronenmikroskop
RF	relative Luftfeuchte
RG	Gummigranulat (rubber granulated)
RM	Gummimehl (rubber meal)
SCC	Selbstverdichtender Beton (Self Compacting Concrete)
SVB	Selbstverdichtender Beton
TGV	Teilchengrößenverteilung
WB	Warmbehandlung
w/z	Wasser/Zement-Wert
ZM	Zusatzmittel
ZS	Zusatzstoff

Abkürzungen der Zementchemie

A	Al_2O_3
C	CaO
F	Fe_2O_3
H	H_2O
S	SiO_2
C ₃ S	Tricalciumsilicat
C ₂ S	Dicalciumsilicat
C ₃ A	Tricalciumaluminat
C ₄ AF	Calciumaluminatferrit
CH	Portlandit
CSH	Calciumsilicathydrat

Indizes

c	Beton
cr	Kriechen (creep) oder Riss (crack)
ct	Zugfestigkeit
D	Durchgang
d	Dispersion
eff	wirksam
el	elastisch
es	Einleitungsbereich
G	Glasübergang
g	Gesteinskörnung

Verzeichnis verwendeter Abkürzungen

i	innen
k	Kunststoff
l	längs
m	mittlere
max	maximal
min	minimal
o	oben
pl	plastisch
q	quer
R	Rippen (Bewehrungsstahl)
s	Stahl
Sek	Sekante
t	Zeit
u	unten
v	visko-, verzögert, Verbund
w	Wasser
z	Zement

1 Einleitung

Für die Ausführung von Bauwerken aller Art ist in zunehmendem Maße die Entscheidung für den Baustoff Beton abhängig von dessen Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit. Die Nachhaltigkeit, also die Beurteilung der ökologischen und ökonomischen Aspekte eines Baustoffes, gewinnt dabei immer mehr an Bedeutung. Dementsprechend ergibt sich, ausgelöst durch die speziellen Anforderungen der Praxis, die Notwendigkeit, den Baustoff Beton hinsichtlich seines Widerstandes gegen verschiedene Beanspruchungen bzw. seiner Eignung für bestimmte Anwendungen zu optimieren. Folglich wird die Zusammensetzung des Betons immer komplexer und weicht immer stärker vom Dreistoffsystem eines „klassischen Betons“ ab.

Im Allgemeinen wird als Beton ein Baustoff bezeichnet, der durch das Mischen von Zement, Wasser und Gesteinskörnung erzeugt wird. Die Betoneigenschaften können durch zwei grundsätzliche Vorgehensweisen optimiert werden: die Variation der Gesteinskörnung und die Modifizierung der Bindemittelphase. Zur Variation der Gesteinskörnung können Gesteinsarten zum Einsatz kommen, die sich in Zusammensetzung, Gefüge und Struktur unterscheiden. In Folge dessen weisen sie unterschiedliche mechanische Eigenschaften auf, die sich unmittelbar auf die Festbetoneigenschaften auswirken. Weiterhin besteht die Möglichkeit, die Gesteinskörnung teilweise oder vollständig durch geeignetes Substitutionsmaterial zu ersetzen, was wiederum einen direkten Einfluss auf die Festbetoneigenschaften hat. Die Modifizierung der Bindemittelphase kann auf sehr unterschiedliche Art und Weise erfolgen. Heutzutage stehen eine Vielzahl von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen zur Verfügung, um bestimmte Frisch- oder Festbetoneigenschaften gezielt zu beeinflussen.

Das Trag- und Verformungsverhalten von unbewehrten und bewehrten Betonkonstruktionen in allen Stadien der Beanspruchung bis zum Versagen wird wesentlich von stofflichen und strukturellen Gegebenheiten bestimmt, die in signifikanten Betoneigenschaften, wie Roh- und Reindichte, Porosität, Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeit, Steifigkeit, Duktilität sowie Kriechvermögen in Erscheinung treten. Bei Betonen gleicher Druckfestigkeitsklasse können die weiteren Festbetoneigenschaften z. T. stark variieren, was das Trag- und Verformungsverhalten und damit Rissbildungsprozesse sowie mögliche Spannungsumlagerungen beeinflusst. In der Baupraxis wird für die Bemessung und den Nachweis von Betonbauteilen i. d. R. lediglich die Druckfestigkeit bestimmt. Die weiteren notwendigen Materialparameter, wie z. B. der Elastizitätsmodul, die Zug- und Biegezugfestigkeit und sogar die lastunabhängigen Verformungen werden mit Hilfe der Druckfestigkeit berechnet bzw. von dieser abgeleitet. Die zuverlässige Prognose der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Betonkonstruktionen kann, unter Berücksichtigung der erläuterten Möglichkeiten zur Optimierung und den damit verbundenen Veränderungen der Zusammensetzung des Betons, mit der beschriebenen Vorgehensweise nur unzureichend erfolgen.

Im Rahmen dieser Arbeit wird untersucht, wie sich die Variation der Gesteinskörnung, der Einsatz von Substitutionsmaterialien und insbesondere die Modifizierung des Bindemittels mit thermoplastischen Polymeren auf das Trag- und Verformungsverhalten von Beton auswirken, und ob durch die Anpassung einzelner stofflicher Parameter eine gezielte Erhöhung der Duktilität und des Formänderungsvermögens möglich ist.

Die polymermodifizierten Mörtel und Betone (PCC) kommen aufgrund ihrer materialspezifischen Eigenschaften, wie die hohe Dauerhaftigkeit, die hohe chemische Beständigkeit und der gute Haftverbund, i. d. R. auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung und -sanierung in Form dünner Schichten zum Einsatz, eignen sich aber auch als Konstruktionsmaterial für den Neubau bei erhöhten Anforderungen an die Beständigkeit. Um die PCC bei zukünftigen Revitalisierungsaufgaben statisch berücksichtigen zu können bzw. als Konstruktionsbaustoff adäquat bemessen und nachweisen zu können, ist die genaue Kenntnis zum Einfluss der Polymermodifizierung auf das Trag- und Formänderungsverhalten notwendig. Derzeit fehlen systematische, verallgemeinerungsfähige Untersuchungen zum Einfluss der Polymere auf das Tragverhalten von modifizierten Betonen. Da die PCC bei Sanierungsaufgaben statisch bisher nicht berücksichtigt wurden und als Konstruktionsbaustoff kaum Anwendung finden, sind diese Aspekte nur wenig erforscht.

Die derzeit angewendeten Modifizierungen zur Optimierung von bestimmten Betoneigenschaften verursachen, wie bereits erläutert, teilweise erhebliche und nur unzureichend erforschte Veränderungen des Last-Verformungs- und Tragverhaltens des Betons, die mit den in der Praxis üblichen Prognoseverfahren nur unzureichend abgebildet werden können. Das Ziel dieser Arbeit war zu klären, wie infolge von Modifizierungen das Trag- und Verformungsverhalten von Beton beeinflusst wird und welche Mechanismen dafür verantwortlich sind. Dabei ist die Kenntnis der grundlegenden stofflichen Vorgänge unabdingbar, um diese Mechanismen aufklären zu können. Zur Realisierung dieser Ziele wurden experimentelle Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten unterschiedlich zusammengesetzter Betone bei monoton steigenden, kontinuierlichen und mehrfach wiederholten Kurzzeitbelastungen durchgeführt.

Für die Herstellung der Betone kamen handelsübliche Materialien zum Einsatz. Um den Einfluss der einzelnen Modifikationen möglichst deutlich hervorzuheben, wurden für die Untersuchungen Zemente mit niedriger Festigkeitsklasse gewählt. Bei den verwendeten Gesteinskörnungen handelte es sich um zwei ungebundene Gesteinskörnungen mit einer im günstigen Bereich liegenden Sieblinie und 16 mm Größtkorn. Die Gesteinskörnungen unterschieden sich in ihrer Rohdichte und ihrer Porosität. Des Weiteren wurden Gummigranulat und Gummimehl als Substitutionsmaterial eingesetzt. Für die Modifizierung der Bindemittelmatrix wurden unterschiedliche Polymere verwendet. Dabei handelt es sich um ein redispergierbares Pulver und zwei wässrige Dispersionen auf Styren-Acrylat-Basis und eine Dispersion auf Styren-Butadien-Basis. Die PCC wurden mit unterschiedlichen Polymergehalten hergestellt.

Zur Charakterisierung der unterschiedlich zusammengesetzten Betone wurden zunächst die Frisch- und Festbetoneigenschaften umfangreich untersucht. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden Versuche an stabstahlbewehrten Zugzylindern und an unbewehrten Druckzylindern durchgeführt. Mit dieser Versuchsmethodik sollten der idealisierte Zugbereich bzw. die idealisierte Druckzone eines biegebeanspruchten Bauteiles simuliert werden. Ein weiterer Schwerpunkt der Untersuchungen war die Analyse des Tragverhaltens bei Biegezugbelastung spezieller Sandwichelemente aus modifiziertem Beton in der Zugzone und Normalbeton in der Druckzone.

In Versuchen mit einfacher und mehrfach wiederholter Belastung mit kontinuierlichen Be- und Entlastungsgeschwindigkeiten wurden die Zusammenhänge zwischen mechanischen Eigenschaften und Last-Verformungsverhalten sowie beanspruchungsabhängigen Strukturveränderungen und Kriechprozessen der einzelnen Betone erforscht. Der Einfluss der Strukturausbildung, sowie die Wirkung der einzelnen Komponenten in Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung und der Belastung wurden durch experimentelle Bestimmung von Materialkenngrößen sowie licht- und elektronenmikroskopischer Verfahren analysiert.

Im Ergebnis dieser Arbeit wurden materialspezifische Erkenntnisse gewonnen, die aufzeigen, wie durch eine Polymermodifizierung bzw. eine Veränderung der Gesteinskörnung das Last-Verformungsverhalten von Beton beeinflusst wird und welche Mechanismen dafür verantwortlich sind. Desweiteren konnten die Erkenntnisse über die Beeinflussung der Gefügebildung durch diese Modifizierungen und der daraus resultierenden Veränderung des Verformungs- und Bruchverhaltens des Betons vertieft werden. Eine bessere Berücksichtigung und gegebenenfalls Ausnutzung der positiven und negativen Wirkung von Modifizierungen ermöglicht Betone wirtschaftlicher und dauerhafter herzustellen.

Ein Teil der durchgeführten Untersuchungen wurde im Rahmen des von der DFG geförderten Forschungsprojektes „Der Einfluss von Polymermodifikationen auf das Verformungsverhalten und die Duktilität von Beton“ realisiert.

2 Grundlagen

2.1 Verhalten von Beton unter Druckbeanspruchung

Um das Trag- und Verformungsverhalten des Betons besser und detaillierter beschreiben zu können, wird heute im Allgemeinen der heterogene Werkstoff in drei verschiedene Strukturbereiche unterteilt, den Mikro-, Meso- und Makrobereich.

Im Mikrobereich werden die Strukturen des erhärteten Zementsteins, des Xerogels und kristalline Defekte betrachtet. Auf der Ebene des Mesobereichs wird der Beton als Zweistoffsystem verstanden, bei dem die Gesteinskörnung in einer "homogenen" Matrix, die im Wesentlichen aus dem Zementstein besteht, eingebettet ist. Im Zementstein sind herstellungsbedingt zahlreiche Poren und Mikrorisse vorhanden. Zur Beurteilung der Materialeigenschaften monolithischer Betonkonstruktionen dient der Makrobereich, bei dem der Beton als homogenes Kontinuum idealisiert wird [1].

2.1.1 Riss- und Bruchverhalten

Das Riss- und Bruchverhalten von belastetem Beton und die damit verbundenen Strukturveränderungen werden maßgeblich von den mechanischen Eigenschaften des Zementsteins und der Gesteinskörnung bestimmt, insbesondere durch das Verbundverhalten in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Matrix. Da die Gesteinskörnung normalerweise einen wesentlich höheren Elastizitätsmodul besitzt als die Matrix, wird eine Belastung in erster Linie von der Gesteinskörnung abgetragen und es kommt zu einer ungleichmäßigen Spannungsverteilung im Inneren des Betons. An der Gesteinskörnungsoberfläche entstehen an den Flächen senkrecht zur äußeren Belastung Druckspannungen, während an den Flächen parallel zur äußeren Belastung Zugspannungen auftreten. Dadurch wird ein Teil der bereits vorhandenen Fehlstellen ohne Verbund geschlossen, andere Fehlstellen werden vergrößert und es entstehen gleichzeitig neue Mikrorisse. Bei steigender Druckspannung kommt es zur Aufweitung der Risse, wobei kaum noch Rissneubildungen zu beobachten sind. Letztendlich führt die rasche Verbindung einzelner Mikrorisse zu durchgehenden Längsrissen und im Weiteren zum Bruch. [2]

Die bezogene Volumenänderung (Dilatation) θ (Glg. 2.1) und die Querdehnzahl ν (Glg. 2.2) geben Aufschluss über den Grad der Strukturzerstörung des Betons. Sie können aus den beiden Formänderungsgrößen Längsstauchung ($-\varepsilon_l$) und Querdehnung ε_q bestimmt werden [3]. Die Querdehnzahl ν hängt nur wenig vom Betonalter und der Nachbehandlung ab. Sie liegt zwischen 0,14 und 0,26 und steigt mit wachsender Druckfestigkeit.

$$\theta = \frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_l + 2\varepsilon_q \quad (\text{Glg. 2.1})$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_q}{\varepsilon_l} \quad (\text{Glg. 2.2})$$

Die Zunahme der Querdehnzahl und des Volumens beim Druckversuch mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit sind ein Indiz für Mikrozerstörungen und Mikrorissbildungen. Wenn die Querdehnzahl konstant bleibt und das Volumen linear abnimmt, tritt eine Verdichtung der

Betonprobe ein [4]. Die Funktion aus Querdehnzahl bzw. Dilatation und zugehöriger verursachender Spannung ergibt die Arbeitslinie. Der Verlauf der Arbeitslinie im Kurzzeitversuch hängt von verschiedenen Faktoren ab. Insbesondere sind hier die Betonzusammensetzung, das Betonalter, die Eigenschaften der Gesteinskörnung sowie die Belastungsgeschwindigkeit und die Probekörperabmessungen zu nennen [2].

Grundsätzlich können die bei steigender Druckbeanspruchung auftretenden Strukturveränderungen in 4 Bereiche aufgeteilt werden (Abb. 2.1). Zuerst kommt es zu einer Verdichtung der Probe ohne dass Risse entstehen (Bereich 1). Im weiteren Verlauf entstehen erste Verbundrisse zwischen Gesteinskörnung und Matrix (Bereich 2) und später Gefügerisse (Bereich 3). Am Schluss vereinigen sich Mikrorisse zu Makrorissen (Bereich 4). [5]

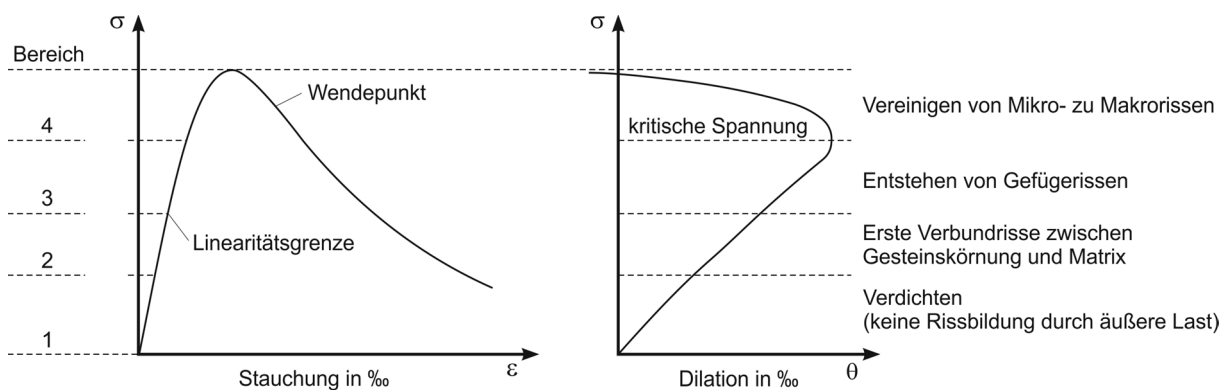


Abb. 2.1: Bereiche der Arbeitslinie (schematisch) [5]

Nach Siebel [5] ist es äußerst schwierig, genaue Schwellenwerte für die Übergänge zwischen den Bereichen zu definieren. Es gibt keine Festlegung der Grenze von Bereich 1 und 2. Die in [5] angegebene Linearitätsgrenze als Übergang von Bereich 2 zu 3 ist nicht näher beschrieben und damit nicht quantifizierbar. Für den Bereich 4 wird lediglich ein Wert von mindestens 75 % der Maximallast angegeben.

Ultraschalluntersuchungen bieten eine Möglichkeit zur Feststellung von Strukturveränderungen des Betons unter Druckbeanspruchung. Unter anderem kann die Durchgangszeit t_D des Ultraschalls durch den Probekörper gemessen und ausgewertet werden. Die Messung erfolgt senkrecht zur Belastung. Nach [3] nimmt bei Verdichtung des Betons die Ausbreitungsgeschwindigkeit zu, d. h. die Ultraschalllaufzeit wird kleiner. Schon bei geringfügigen Zerstörungen der Betonstruktur sinkt die Schallgeschwindigkeit, was sich in einer Zunahme der Durchgangszeit äußert.

2.1.2 Steifigkeit

Beton zeigt bei Belastung ein viskoelastisches Materialverhalten, das sich in einer gekrümmten Spannungs-Dehnungs-Linie widerspiegelt. Bei hinreichend kleinen aufgebrachtten Spannungen ist die daraus resultierende Verformung weitestgehend elastisch und kann für praktische Belange als zur Spannung proportional angesehen werden. Das aus einem solchen Verhalten abgeleitete Gesetz wird als HOOK'sches Gesetz bezeichnet. Der Proportio-

nalitätsfaktor in diesem Gesetz ist der Elastizitätsmodul. Er beschreibt den durch die jeweilige Spannung σ_i hervorgerufenen elastischen Verformungsgrad $\varepsilon_{el,i}$ des Betons [6].

$$E_{c,i} = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_{el,i}} \quad (\text{Glg. 2.3})$$

Wesentlichen Einfluss auf die Größe des Elastizitätsmoduls des Betons haben der E-Modul der Gesteinskörnung, der E-Modul des Zementsteins und der spezifische Zementsteinanteil im Beton [3].

Der statische E-Modul von Beton wird nach DIN 1048 Teil 5 [7] bestimmt und ist als Sekantenmodul festgelegt. Dazu wird das in Abb. 2.2 gezeigte Belastungsregime durchfahren und die Dehnung in den Punkten A (ε_u) und B (ε_o) gemessen. Die Unterspannung beträgt dabei $\sigma_u \approx 0,5 \text{ N/mm}^2$ und die Oberspannung $\sigma_o \approx 1/3 f_c$ (der zu erwartenden Druckfestigkeit). Durch die Be- und Entlastungszyklen wird sichergestellt, dass bei der dritten Belastung nahezu ausschließlich elastische Verformungen auftreten. Der Elastizitätsmodul wird nach DIN 1048 wie folgt berechnet:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_o - \sigma_u}{\varepsilon_o - \varepsilon_u} \quad (\text{Glg. 2.4})$$

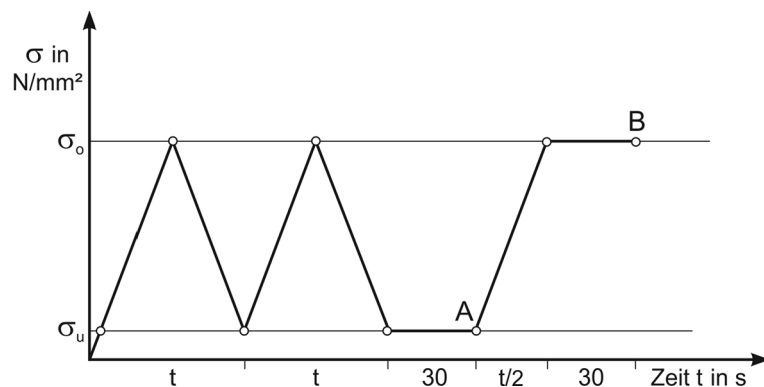


Abb. 2.2: Belastungsregime zur Ermittlung des statischen E-Moduls [7]

2.1.3 Kriechen

Wird ein viskoelastischer Baustoff mit einer Spannung σ_o belastet (Abb. 2.3), stellt sich eine elastische Dehnung sofort ein. Bei weiter andauernder Belastung mit σ_o erfolgt eine zunehmende, zeitabhängige bleibende Verformung, das Kriechen (engl.: *creep*). [6]

Im Allgemeinen wird das Kriechen durch folgende Mechanismen bestimmt [8]:

- das viskose Fließen, das durch die Verschiebung zwischen den vom adsorbierten Wasser geschmierten Gelteilchen der Zementmatrix verursacht wird,
- die Konsolidierung durch Verdrängung des adsorbierten Wassers zwischen den Gelteilchen der Zementmatrix in die Kapillarporen,
- die verzögerte elastische Verformung, die ein Teil der elastischen, aber durch die Zementmatrix verhinderten Verformung der Gesteinskörnung und Zementkristalle ist,
- die plastische Verformung durch lokale Brüche (Mikrorissbildung).

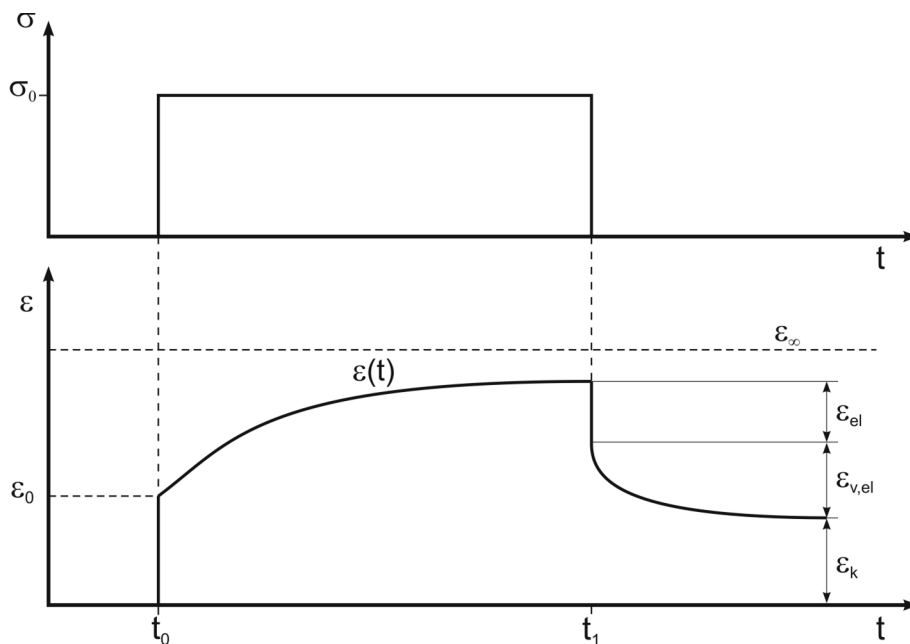


Abb. 2.3: Kriechen eines viskoelastischen Stoffes [6]

Die Gesamtdehnung des Betons nimmt im Laufe der Zeit zu und nähert sich im Allgemeinen einem Grenzwert ε_∞ an, der sich aus verzögert elastischen und verzögert bleibenden Verformungen zusammensetzt, d. h. dass sie teilweise reversibel ist. Bei Entlastung geht die Deformation sofort um den elastischen Anteil ε_{el} zurück. Im Laufe der Zeit erfolgt eine weitere Rückverformung, die verzögerte elastische Dehnung $\varepsilon_{v,el}$ (Rückkriechen) [6]. Im Allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass unter Gebrauchsspannungen ($\sigma_c < 0,4f_{cm}$) Kriechdeformation und kriecherzeugende Spannung proportional sind (lineares Kriechen). Bei Spannungen oberhalb des Gebrauchslastbereichs nehmen die Kriechverformungen überproportional zur steigenden Spannung zu (nichtlineares Kriechen). Die Kriechverformung ε_k wird meist nicht als absolute Größe angegeben, sondern auf die gleichzeitig sofort auftretenden elastischen Verformungen bezogen. Der Quotient wird als Kriechzahl φ_t (Glg. 2.5) bezeichnet [6]. Die Kriechzahl nimmt mit steigender Belastungsdauer zu und strebt gegen einen Endwert, der so genannten Endkriechzahl.

$$\varphi_t = \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_{el}} \quad (\text{Glg. 2.5})$$

Eine weitere wichtige Beschreibungsgröße zur Erfassung der Kriechverformungen ist das Kriechmaß C (Glg. 2.6), das Verhältnis der Kriechverformungen zur kriecherzeugenden Spannung [3].

$$C = \frac{\varepsilon_k}{\sigma_c} \quad (\text{Glg. 2.6})$$

2.1.4 Verformungsanteile

Selbst bei kurzen Belastungsvorgängen wird die Verformung von Beton vom Kriechen beeinflusst. Im Kurzzeitversuch mit konstanter Be- und Entlastungsgeschwindigkeit setzen sich die Verformungen bei Belastung und Entlastung aus elastischen, plastischen und zeitabhängigen Verformungen (Kriechverformungen) zusammen (Abb. 2.4) [4].

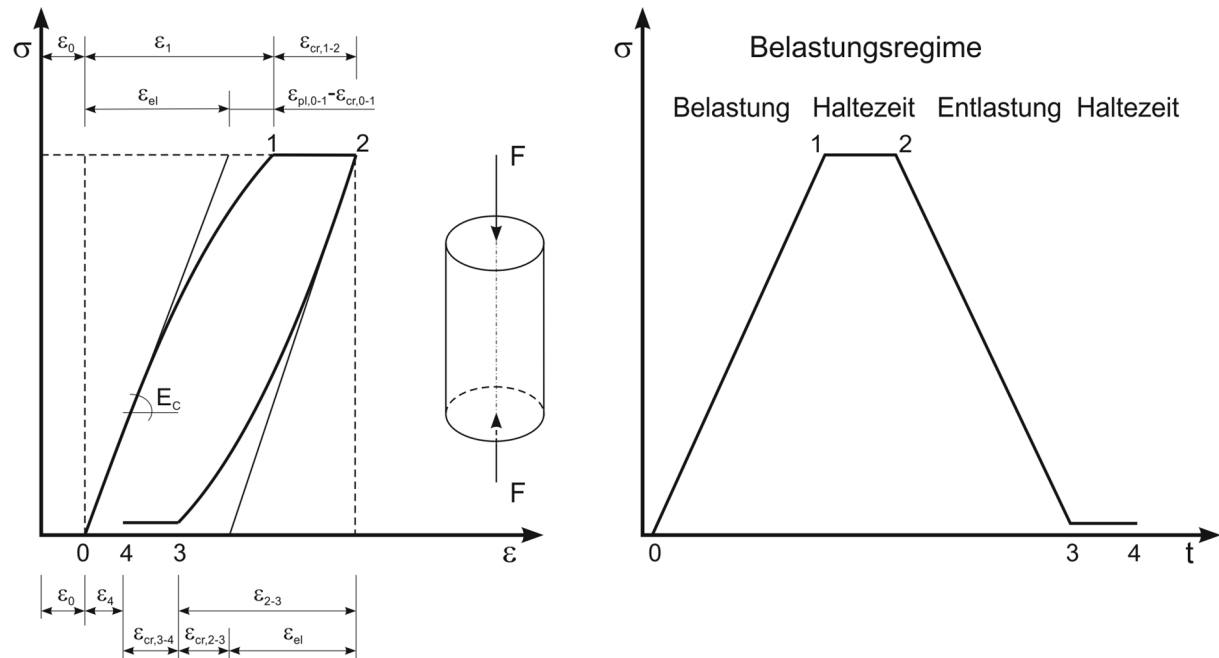


Abb. 2.4: Verformungsanalyse eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus [4]

Die Verformung ϵ_1 , die sich bei Belastung einstellt, besteht aus elastischer ϵ_{el} , plastischer $\epsilon_{pl,0-1}$ und zeitabhängiger Dehnung $\epsilon_{cr,0-1}$.

$$\epsilon_1 = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl,0-1} + \epsilon_{cr,0-1} = \epsilon_{0-1} \quad (\text{Glg. 2.7})$$

$\epsilon_{cr,1-2}$ stellt die Kriechverformung während der Lasthaltezeit dar. Die Kriechverformung addiert sich aus viskoelastischen und viskoplastischen Anteilen.

$$\epsilon_{cr} = \epsilon_{cr,v-l} + \epsilon_{cr,v-pl} \quad (\text{Glg. 2.8})$$

Die Verformungen beim Entlastungsvorgang ϵ_{2-3} setzen sich aus elastischen Verformungen ϵ_{el} und reversiblen Kriechverformungen $\epsilon_{cr,2-3}$ zusammen.

$$\epsilon_{2-3} = \epsilon_{el} + \epsilon_{cr,2-3} \quad (\text{Glg. 2.9})$$

$\epsilon_{cr,3-4}$ stellt eine zeitabhängige, reversible Komponente der Kriechverformung im Sinne einer Kriecherholung dar. Die plastische bzw. quasi-plastische Verformung ϵ_4 , kann die irreversiblen Kriechverformungen bzw. Strukturveränderungen und zeitabhängigen viskoelastischen Anteile enthalten.

$$\epsilon_4 = \epsilon_1 + \epsilon_{cr,1-2} - \epsilon_{2-3} - \epsilon_{cr,3-4} \quad (\text{Glg. 2.10})$$

2.2 Verhalten von bewehrtem Beton unter Zugbeanspruchung

Nach König et al. [8] ist es in der überwiegenden Zahl der Fälle weder möglich noch nötig Risse in Stahlbetonbauteilen zu vermeiden. Um die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonbauwerken zu gewährleisten, ist eine Beschränkung der Rissbreiten erforderlich. Einen wesentlichen Einfluss auf die Rissbildung und damit auf die Steifigkeit sowie das Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen hat das Verbundverhalten zwischen dem Beton und der Bewehrung. Unter Zugbelastung ist ein direkter Zusammenhang zwischen dem Rissbildungsvorgang und dem Verbundverhalten von Stahlbetonbauteilen zu erkennen.

2.2.1 Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung

Als Verbund wird die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton bezeichnet. Das bedeutet, dass der Verbund dort aktiviert wird, wo eine Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrung stattfindet. Ein kontinuierlicher Verbund zwischen den verschiedenen Werkstoffen ist eine der wichtigsten Voraussetzungen der Stahlbetonbauweise. Zahlreiche Faktoren, wie die bezogene Rippenfläche f_R der Bewehrung, die Betonfestigkeit f_{cm} , die Betonzusammensetzung, die Betondeckung c , der Stabdurchmesser d_s und die Lage der Bewehrung beim Betonieren beeinflussen den Verbund.

Im Allgemeinen wird das Verbundverhalten über die Beziehung zwischen lokaler Schubspannung (Verbundspannung) $\tau_v(x)$ und dem zugehörigen Schlupf $s(x)$ charakterisiert. Die Verbundspannung ist dabei die von der Bewehrung auf den Beton übertragene Kraft pro Flächeneinheit. Sie kann durch äußere Lasteinwirkung, innere Kräfteumlagerung infolge Kriechens und Schwindens bzw. infolge Rissbildung im Beton und durch ungleichmäßige Erwärmung von Beton und Bewehrung aktiviert werden. Die Verbundspannung τ_v kann im ungerissen Querschnitt durch folgende Gleichung beschrieben werden. [3]

$$\tau_v \approx \frac{\Delta F}{u \cdot \Delta x} \quad (\text{Glg. 2.11})$$

Der Schlupf ist die lokale relative Verschiebung zwischen Bewehrung und Beton. Er setzt sich aus mehreren Komponenten zusammen: dem Zermalmen des Betons direkt vor den Rippen des Bewehrungsstabes, den Verformungen infolge Rissbildung und den elastischen Verformungen. Wenn der zugehörige Schlupf für die Übertragung einer gegebenen Kraft klein ist, wird von einem guten Verbund ausgegangen. Mathematisch kann der Schlupf als Dehnungsdifferenz zwischen Bewehrung und Beton ausgedrückt werden. [3]

$$s(x) = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \quad (\text{Glg. 2.12})$$

Haftung, Reibungs- und Scherwiderstand tragen zur Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Beton bei. Es kommt zu einer mechanischen Verzahnung zwischen den quer zur Stabachse verlaufenden Rippen und dem Beton. Die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton eines zugbeanspruchten Bauteils erfolgt über die Rippen des Bewehrungsstabes, die sich auf die dazwischen liegenden konsolenartigen Betonringe abstützen (Abb. 2.5). Die kegelförmige Ausstrahlung der Kraft in der Umgebung des Bewehrungsstabes führt zu einer Zugbeanspruchung in der Betondeckung. Die resultierende Verbundkraft ist gegenüber der

Stabachse geneigt und erreicht einen Neigungswinkel zwischen 22° und 60° . Der Neigungswinkel beeinflusst das Versagens- und Verbundverhalten wesentlich. [9]

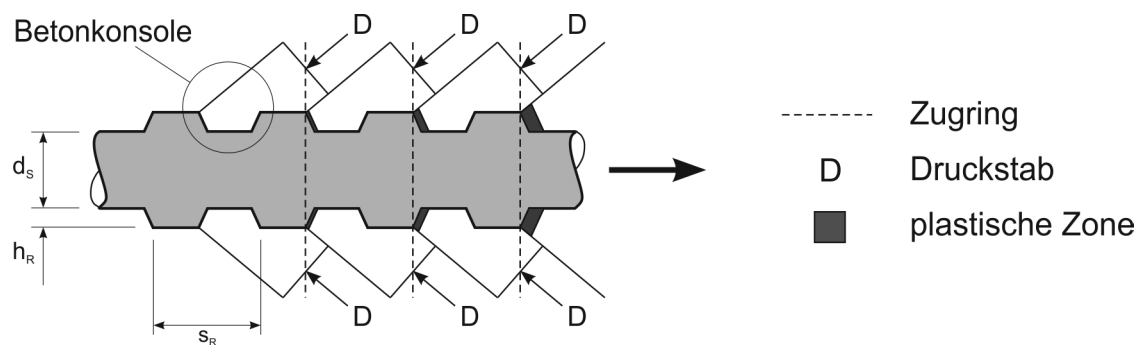


Abb. 2.5: Detaildarstellung der Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton [9]

Die Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Beton kann in drei Verbundarten unterteilt werden: den Haft-, den Reibungs- sowie den Form- und Scherverbund [3].

Der Haftverbund entsteht durch die Adhäsionskräfte zwischen Zementstein und Bewehrung, wobei die Qualität von der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrungsstäbe abhängig ist. Der Haftverbund ist von untergeordneter Bedeutung für die Verbundwirkung, da schon bei kleinen Relativverschiebungen die übertragenen Kraftanteile verloren gehen.

Nach dem Verlust der mechanischen Verzahnung tritt der Reibungsverbund auf. Er entsteht bei der Relativbewegung des Bewehrungsstabes im Betonkanal, wobei entweder die Betonkonsolen oder die Rippen des Bewehrungsstabes versagt haben können. Dieser als „Gleiten“ bezeichnete Vorgang ist vom Verbundzerstörungsverlauf abhängig und wird auf Grund der problematischen Einflussfaktoren nicht berücksichtigt.

Der Form- und Scherverbund beruht auf der Verdübelung und Verzahnung zwischen den Rippen der Bewehrung und dem Beton. Form, Anordnung und Abstände der Rippen der Bewehrungsstäbe und damit die bezogene Rippenfläche beeinflussen den Scherverbund in gleichem Maße, wie die Betonfestigkeit. Bestimmend für die maximale Verbundkraft ist vor allem das Versagen der Betonkonsolen. Im Beton treten neben Druckkräften auch Zugkräfte auf, die wie Ringzugkräfte wirken. Wird die Zugfestigkeit des Betons erreicht, kommt es zur Bildung von Mikrorissen in der Betonzugzone und damit zum Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Rippen des Bewehrungsstabes (Abb. 2.6). Mit der Mikrorissbildung wird schrittweise der starre Verbund zwischen Beton und Stab lokal aufgehoben. Es treten gegenseitige Verschiebungen zwischen den Werkstoffen auf. Der Mechanismus des Form- und Scherverbundes ist im Stahlbeton dominierend.

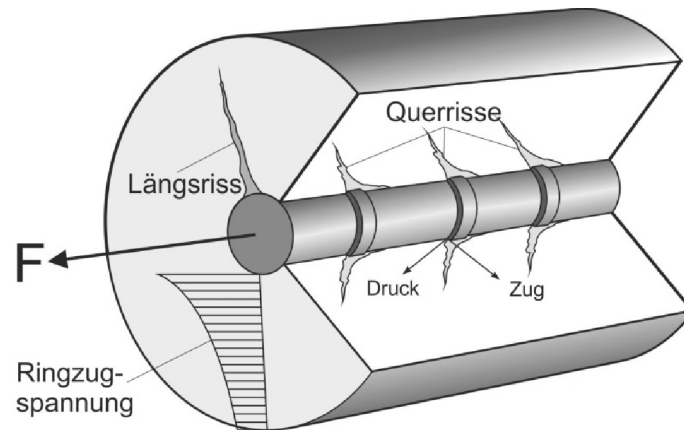


Abb. 2.6: Auftreten von Druck- und Zugspannungen bei Verbund [10]

Die Versagensformen des Verbundes können nach ihren prinzipiellen Ursachen in Spreng-
rissversagen durch Längsrissbildung und Scherbruchversagen durch Abscheren der Beton-
zähne zwischen den Rippen unterteilt werden [3, 11, 12]

Das Spreng-
rissversagen durch die Längsriss- oder Spreng-
rissbildung ist auf material-
spezifische Zusammenhänge zurückzuführen. Der Winkel zwischen der Verbundkraft und
der Stabachse nimmt mit steigender Belastung zu. Dies führt zu einer Vergrößerung der zu-
gehörigen Ringzugspannung (Abb. 2.6). Überschreitet die auftretende Ringzugspannung die
vorhandene Betonzugfestigkeit, bilden sich Längsrisse, die zum teilweisen oder vollständi-
gen Ausfall der Betondeckung und damit zum Verbundversagen führen können. Verbund-
versagen durch Längsrissbildung ist vor allem in Bauteilen mit geringer Betonüberdeckung
zu finden.

Durch ausreichende Betondeckung oder durch Querpressung ist der Beton in der Lage, die
aus steigender Belastung auftretenden Ringzugkräfte aufzunehmen, wodurch ein Längs-
rissversagen ausgeschlossen wird. Bei weiterer Erhöhung der Belastung kommt es zum
Scherbruchversagen, d. h. zum Abscheren der Betonkonsolen. Beeinflusst wird das Bruch-
verhalten durch die materialspezifischen Kennwerte der Ausgangskomponenten, d. h. durch
die Betonfestigkeit und die bezogene Rippenfläche f_R . Die bezogene Rippenfläche f_R ist das
Verhältnis zwischen der Rippenfläche und der Reibungsfläche zweier Rippen [13].

Bei kleiner bezogener Rippenfläche (empfohlen $f_R \leq 0,05$) kommt es bereits bei geringen
Verbundspannungen zu einer Überschreitung der einachsigen Betondruckfestigkeit direkt vor
der Rippe. Es bildet sich ein dreiaxiger Spannungszustand, bei dem die Verformung allsei-
tig behindert ist. Aus diesem Grund erreichen die Betonpressungen ein Vielfaches der ein-
achsigen Betondruckfestigkeit, wobei die Betonporen zusammenbrechen und der Beton
zermalmt wird.

2.2.2 Grundlagen der Rissentwicklung

Das Verhalten eines Stahlbetonstabes unter zunehmender Zugbeanspruchung bis zur
Bruchlast lässt sich in drei Zustände unterteilen [3, 11, 14].

Zustand 1: Der Stahlbetonstab ist im ungerissen Zustand. An allen Stellen des Zugstabes
herrscht ein idealer Verbund zwischen Beton und Bewehrung. Die Dehnungen der Beweh-

rung ε_s und des umgebenden Betons ε_c haben den gleichen Betrag. Die zugehörigen Spannungen σ_s und σ_c sind konstant. Es werden keine Verbundspannungen τ_v aktiviert, da keine Kraftübertragung zwischen Beton und Bewehrung stattfindet.

Zustand 2: Sobald an einer Stelle des Stahlbetonstabes die vorhandene Betonzugfestigkeit f_{ctm} überschritten wird, entsteht der erste Riss. Die Spannungen an den Rissufern im Beton gehen auf null zurück, wobei zur Erhaltung des inneren Gleichgewichtes die Bewehrung höhere Spannungen aufnehmen muss. Die Voraussetzung dafür sind Schubspannungen an den Kontaktflächen von Beton und Bewehrung, d. h. es tritt ein Dehnungsunterschied bzw. Schlupf auf. Die aktivierten Verbundkräfte im Rissstörbereich werden über die Einleitungslängen l_{es} in den Beton übertragen (Abb. 2.7). Abhängig von stochastischen Schwankungen der Betonzugfestigkeit kommt es bei der Erhöhung der Beanspruchung zur Bildung weiterer Risse. Zwischen zwei Rissen verbleibt zunächst ein Bereich, in dem der Verbund zwischen Stab und Beton ungestört ist, d. h. der Zugstab verbleibt bereichsweise im Zustand 1.

Nach [12] kann die Lasteinleitungslänge l_{es} vereinfacht nach (Glg. 2.13) berechnet werden.

$$l_{es} = \frac{d_s \cdot A_c}{4 \cdot 1,8 \cdot A_s} \tag{Glg. 2.13}$$

Zustand 3: Ab einem bestimmten Lastniveau entstehen keine weiteren Risse mehr, da an keiner Stelle des Stahlbetonstabes die Betonzugfestigkeit f_{ctm} erreicht wird, d. h. das Rissbild stabilisiert sich und die Anzahl der Risse bleibt unverändert. Ein abgeschlossenes Rissbild (Abb. 2.8) stellt sich ein. Bei weiterer Laststeigerung entstehen keine neuen Risse, sondern es kommt zu einer Aufweitung der vorhandenen. Beim abgeschlossenen Rissbild sind auf der gesamten Stablänge Dehnungsunterschiede zwischen Bewehrungsstab und Beton vorhanden, so dass zwischen benachbarten Rissen kein ungestörter Bereich (Zustand 1) mehr verbleibt. Theoretisch tritt bei weiterer Laststeigerung ein völliges Verbundversagen ein.

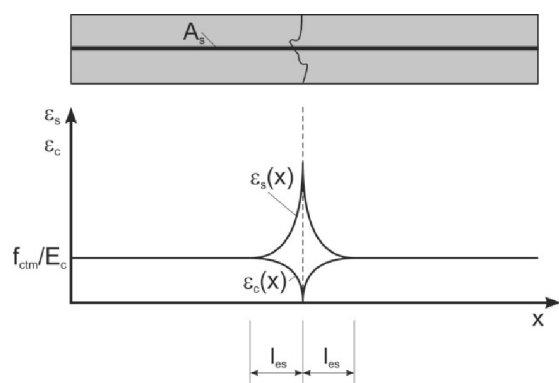


Abb. 2.7: Erstrissbildung [8]

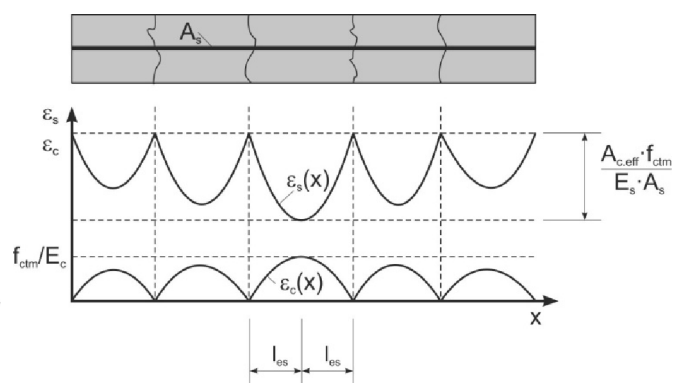


Abb. 2.8: Abgeschlossenes Rissbild [8]

Auch in der Last-Verformungs-Funktion von bewehrtem Beton unter einaxialer Zugbelastung (Abb. 2.9), sind die drei typischen Zustände zu erkennen [11].

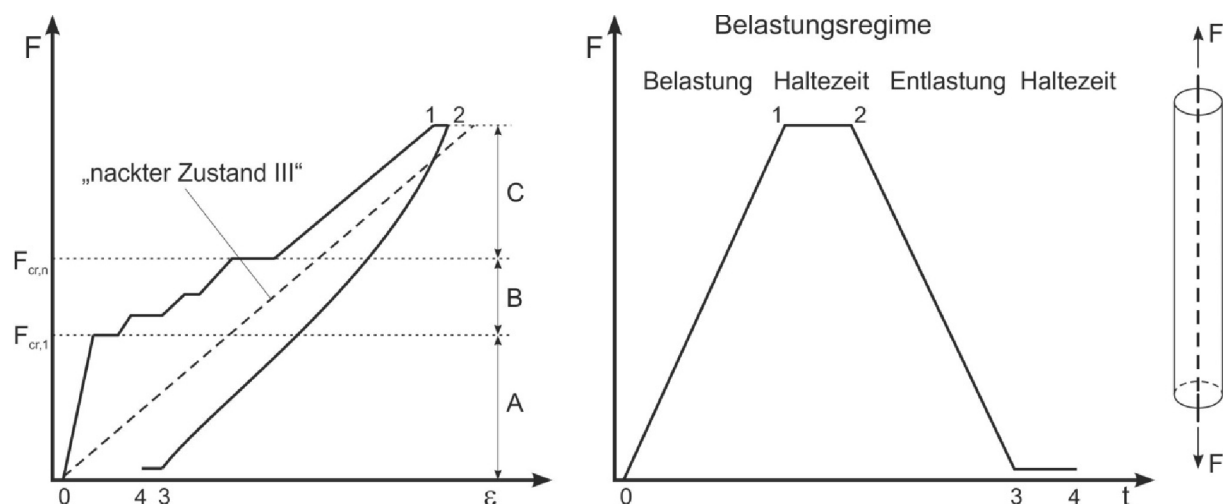


Abb. 2.9: Verformungsanalyse eines vollständigen Be- und Entlastungszyklus [14]

Bereich A zeigt die Verformung im Zustand 1, d. h. der Beton ist ungerissen. Mit der Steifigkeit des ideellen Verbundes steigt die Last-Verformungs-Linie an. Nach Überschreiten der Kraft $F_{cr,1}$ entsteht der erste Riss und der Versuchskörper geht in den Bereich B über.

Bereich B beschreibt die Verformung im Zustand 2, d. h. mit steigender Belastung entstehen weitere Risse im Beton, bis sich ein abgeschlossenes Rissbild einstellt. Dieser Bereich ist im Last-Verformungs-Diagramm nahezu horizontal. Eine Zunahme des Anstieges der Last-Verformungs-Linie kennzeichnet das Ende des Bereichs B.

Bereich C kennzeichnet die Verformungen im Zustand 3. Die Rissbildung ist abgeschlossen und es kommt lediglich zur Aufweitung der vorhandenen Risse mit zunehmender Belastung. Die Last-Verformungs-Linie verläuft parallel zur Last-Verformungs-Linie des Bewehrungsmaterials („nackter Zustand III“). Der horizontale Versatz der Kurven erklärt sich aus der Tragwirkung des Betons zwischen den Rissen.

Unter Vernachlässigung der lastunabhängigen Verformungsanteile wird die Erstrisskraft $F_{cr,1}$ wie folgt berechnet [15]:

$$F_{cr,1} = \left(1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_s}{A_c} \right) \cdot f_{ct} \cdot A_c \quad (\text{Glg. 2.14})$$

Aus Untersuchungen von Empelmann [16] und Maurer [17] geht hervor, dass die rechnerisch ermittelte Erstrisskraft i. d. R. größer ist als die experimentell gemessene. Bei bewehrtem Beton entstehen durch die Behinderung der Schwindverkürzung des Betons Zugspannungen, die zur Abnahme der Erstrisskraft führen. Empelmann [16] verglich dazu die Erstrisskräfte aus über 100 Zugversuchen mit den berechneten Erstrisskräften und ermittelte einen Abminderungsfaktor $\alpha_s = 0,73$. Von Maurer [17] wird dieser Faktor anhand einer Auswertung von 54 Zugversuchen mit 0,85 angegeben. Nach [16] und [17] ist die Größe des Abminderungsfaktors α_s direkt vom Schwindmaß und vom Bewehrungsgrad abhängig und wird zusätzlich durch den E-Modul und das Kriechverhalten des Betons beeinflusst.

2.3 Duktilität

Die Duktilität ist eine Materialeigenschaft, die das plastische Verformungsvermögen eines Materials beschreibt bevor es versagt. Sie kann eine wertvolle Eigenschaft insbesondere von statisch unbestimmten Tragwerken sein, da sie eine Spannungsumlagerung von kritischen in unkritische Bereiche ermöglicht. Eine größere plastische Verformbarkeit begünstigt den Abbau von Zwangsbeanspruchungen infolge von Verformungseinwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit [12]. Darüber hinaus wird ein Versagen von Tragstrukturen sichtbar angekündigt, was entsprechende Maßnahmen ermöglicht.

Im Allgemeinen wird ein Werkstoff als duktil bezeichnet, wenn vor dem Versagen große plastische Verformungen auftreten. Häufig wird dieser Begriff jedoch weiter gefasst und das Nachbruchverhalten in die Betrachtung einbezogen. Die Verformungen lassen sich in einem Spannungs-Dehnungsdiagramm charakteristisch für jeden Werkstoff darstellen. Die Verformungslinie wird dabei auch als Arbeitslinie bezeichnet. Nach Bažant [18] ist ein Material duktil, wenn es ein ausgeprägtes Fließverhalten aufweist. Kennzeichnend dafür ist die Ausbildung eines Plateaus im Verlauf der Arbeitslinie. Ist der Kurvenverlauf linear und fällt unmittelbar nach dem Überschreiten des Maximums steil ab, dann ist das Material nach Bažant spröde. Ein spröd-duktilen Materialverhalten ist durch einen relativ flachen Verlauf der Spannungs-Dehnungslinie gekennzeichnet, bei dem der Werkstoff nach dem Überschreiten der maximal aufnehmbaren Spannungen weitere plastische Verformungen erfährt. Durch diese Betrachtungsweise kann die Einordnung eines Materials hinsichtlich seiner Duktilität, wie sie in der Abb. 2.10 dargestellt ist, erfolgen.

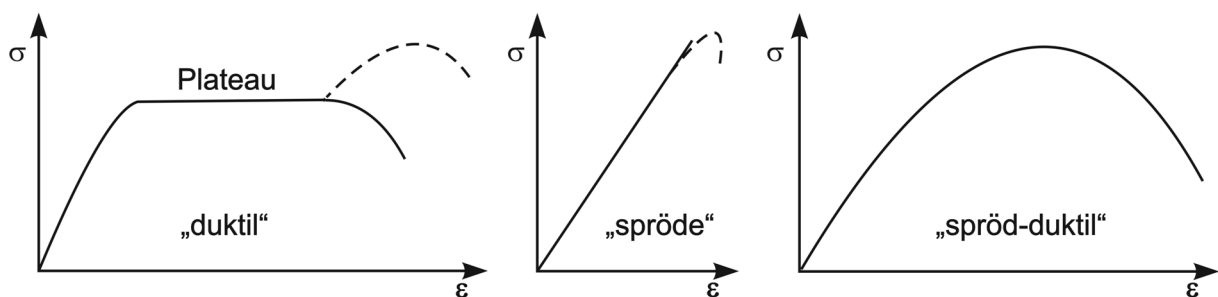


Abb. 2.10: Prinzipielle Spannungs-Dehnungslinien unterschiedlich duktiler Materialien [19]

Ein ausgeprägtes Fließverhalten erfordert eine weitere Kraftübertragung nach dem Aufbringen großer Verformungen. Dafür ist eine nicht orientierte Bindung zwischen den Atomen Voraussetzung, welche die Bestandteile des Betons nicht aufweisen. Der Zementstein und auch die meisten Gesteinskörnungen stellen starre kristalline Strukturen dar. Bei der Erstarrung richten sich die Kristalle fest aus. Eine aufgebrachte Verformung bewirkt die Verschiebung der Kristalle gegeneinander und führt zu Zerstörungen den kristallinen Strukturen, welche aufgrund der festgeschriebenen Orientierung in der verschobenen Lage nicht reversibel sind. Auf mikroskopischer Ebene ist Beton generell ein spröder Werkstoff. Die Matrix (homogenes Kontinuum) besitzt i. d. R. eine geringere Festigkeit als die Gesteinskörnung. Streut die Verteilung der Festigkeiten im Betongefüge stark, kommt es bei einer geringen Beanspruchung des Betons zu einem frühzeitigem lokalen Versagen. Der Ausfall solcher Bereiche führt zu einer stärkeren Beanspruchung der verbleibenden Bereiche, deren Tragreserven

eine weitere Laststeigerung ermöglichen. Verbunden mit dieser Steigerung erfährt der Beton große Dehnungen und verhält sich aus makroskopischer Sicht scheinbar duktil bzw. sprödukt [19].

Ein von der Festigkeit unabhängiges Maß zur Beschreibung der bis zum Bruch auftretenden plastischen Verformungen kann nach Curbach und Speck [19] das Verhältnis der Elastizitätsmoduln darstellen, wobei das Nachbruchverhalten im Gegensatz zu Bažant [18] weitestgehend vernachlässigt wird. Der Anfangselastizitätsmodul E_i , welcher im Bereich niedriger Spannungen ermittelt wird und der Bruchelastizitätsmodul E_u , welcher als Sekantenmodul zum Zeitpunkt der Höchstspannung ermittelt wird, werden ins Verhältnis gesetzt. Die Abb. 2.11 verdeutlicht, dass trotz der größeren Bruchdehnung ε_u des Betons A der Beton B mit niedrigerer Festigkeit die größere Duktilität besitzt.

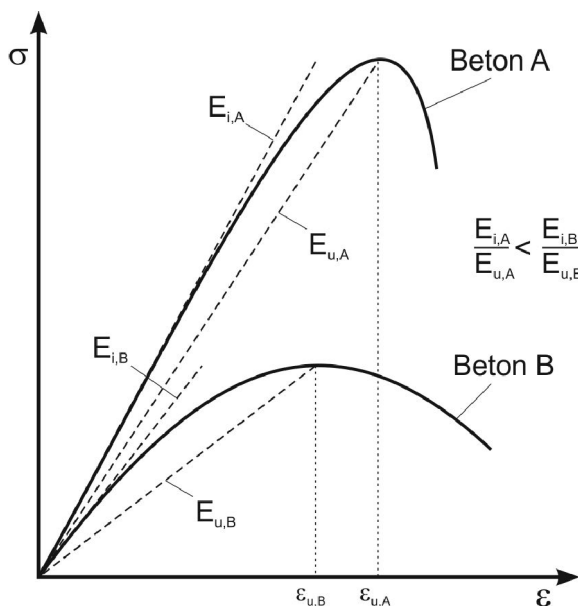


Abb. 2.11: Beurteilung der Duktilität [19]

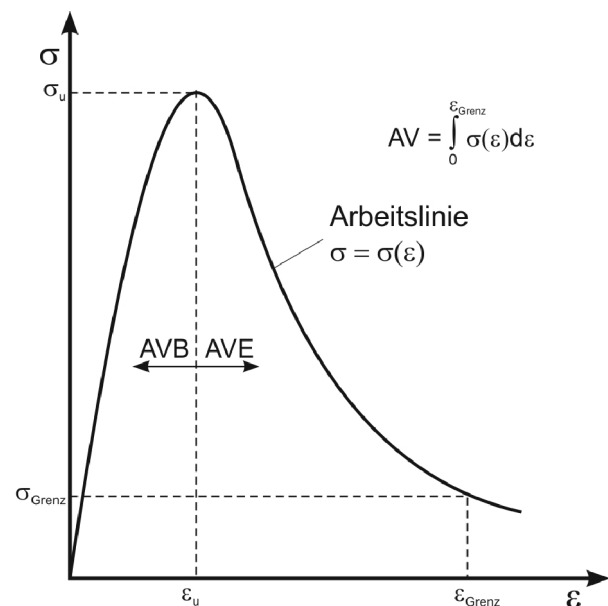


Abb. 2.12: Vollständige Arbeitslinie im Druckversuch [20]

Nach Weigler und Bielak [20] sind vergleichende Aussagen über die Duktilität verschiedener Betone unter Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens mit Hilfe des Arbeitsvermögens möglich. Als Maß für die Duktilität dient dabei das Verhältnis der bis zum Bruch aufgenommenen Energie zu der Energie, die beim Bruch freigesetzt wird. In der Abb. 2.12 werden diese Energiebeträge als Anteile des Arbeitsvermögens gekennzeichnet. AVB kennzeichnet dabei den Anteil vor dem Bruch und AVE den Anteil nach dem Bruch. Ein langsamerer Abfall der Spannung bei wachsender Dehnung vergrößert den Anteil der Bruchenergie, was sich nach der Definition Bažant's in einer größeren Duktilität widerspiegelt. Siebel [5] stellt ebenfalls fest, dass mit zunehmender Festigkeit der abfallende Ast der Arbeitslinie steiler wird und damit die Bruchstauchung und auch die Bruchzähigkeit kleiner werden. Die Sicherheit gegen plötzliches Versagen durch örtliche Überbeanspruchung wird demnach mit steigender Festigkeit kleiner. Neben der Festigkeit des Betons ist also auch dessen Verformungsfähigkeit für das Tragverhalten entscheidend.

2.4 Kunststoffmodifizierter Beton

Im Laufe der Entwicklung des Betons ist stets versucht worden, die Zusammensetzung des Betons so zu konzipieren, dass er den speziellen Anforderungen der unterschiedlichen Einsatzgebiete gerecht wurde. Bereits 1923 erhielt der Brite Cresson ein Patent über eine Kombination aus Kautschuk-Latex und Portlandzement [21]. Parallel zur Vervollkommnung der Betontechnologie ist seit ca. 1960 eine Entwicklung zu beobachten, die zum Ziel hat, bestimmte Frisch- und Festbetoneigenschaften (gute Verarbeitbarkeit, hohe Dauerhaftigkeit, hoher Haftverbund u. a.) durch Verwendung von Kunststoffen zu erreichen. Hierzu werden zementverträgliche Kunststoffe (Polymere) dem Zement oder dem Anmachwasser in fein verteilter Form zugesetzt, die dann im Betongefüge aushärten bzw. verfilmen [22].

Bei kunststoff- bzw. polymermodifizierten Betonen (PCC, engl.: *Polymermodified Cement Concrete*), wie sie im Rahmen dieser Arbeit untersucht wurden, erfüllen nach [23] Zement und Kunststoff bzw. Polymer gemeinsam die Bindemittelfunktion. Die Polymere sind makromolekulare Verbindungen, die durch Polymerisation einer oder mehrerer Arten von Monomeren gebildet werden. Üblicherweise liegt das Polymer/Zement-Verhältnis zwischen 5 % und 20 %.

Die Frischbetoneigenschaften der PCC sind nicht nur von der Polymerart abhängig, sondern auch von deren Systemkomponenten (z. B.: Stabilisatoren, Emulgatoren, Schutzkolloide, Sprühhilfen). Allgemein wird eine verflüssigende Wirkung der Kunststoffe beobachtet [24-26]. Nach [24] und [27] werden die Eigenschaften des erhärteten Betons bzw. Mörtels von der geometrisch-mechanischen Einbindung der Polymere in die Zementsteinmatrix und der adhäsiven Anbindung der Polymere an die Gesteinskörnung beeinflusst.

Kunststoffmodifizierte Mörtel und Betone haben sich im Bereich der Instandsetzungs- und Sanierungssysteme, aber auch der Oberflächenschutzsysteme für Betonbauwerke fest etabliert. Die Gründe dafür sind neben der erhöhten Dauerhaftigkeit, die verbesserten Verarbeitungseigenschaften sowie das günstige Verformungsverhalten der PCC. Zunehmende Bedeutung erfahren die kunststoffmodifizierten Mörtel und auch Betone im Bereich des Neubaus. Die Anforderungen an die Langlebigkeit und die mechanischen Eigenschaften von Betonkonstruktionen wachsen fortwährend. Deshalb ist ein Ziel der Forschung die Nutzung der erhöhten Dauerhaftigkeit der PCC für konstruktive Anwendungen. Dazu müssen allerdings die durch die Kunststoffmodifizierung hervorgerufenen Veränderungen der Festbetoneigenschaften, speziell des Last-Verformungsverhaltens bekannt sein, um die konstruktiven Eigenschaften nachweisen und diesen Baustoff numerisch modellieren zu können.

2.4.1 Polymere für die Betonmodifizierung

Zur Modifikation von Mörtel oder Beton werden in der Regel wässrige Dispersionen, redispersierbare Pulver oder wasseremulgierbare Epoxidharze verwendet. Die Zugabe von Polymeren als Pulver wird jedoch zunehmend favorisiert, da hiermit Anwendungsfehler reduziert werden können [25, 28].

Bei den wässrigen Systemen handelt es sich um Dispersionen thermoplastischer Polymere mit einem Feststoffgehalt zwischen 35 % und 55 % [25]. Sie enthalten Zusatzmittel in Form

von Emulgatoren, Entschäumern, Schutzkolloiden und Filmbildungshilfen, die die Dispersionen stabilisieren und die spätere Aushärtung und Verfilmung des Kunststoffes ermöglichen. Die Stabilisierung kann unter anderem durch die Verwendung von Schutzkolloiden (Makromoleküle) oder durch die Zugabe von Tensiden erfolgen (Abb. 2.13). Kolloide sind hydrophile Substanzen. Auf Grund ihrer hohen Affinität zu den dispergierten Kunststoffpartikeln überziehen sie diese mit einem hydrophilen Film und gewährleisten damit die Stabilität der Dispersion. Die Tenside wirken ähnlich. Sie besitzen einen hydrophilen und einen hydrophoben Teil. Die hydrophoben Gruppen lagern sich an den ebenfalls hydrophoben Dispersionsteilchen an, so dass die Partikel eine hydrophile Außenseite aufweisen, die elektrisch geladen ist [29].

Bei den für wässrige Dispersionen eingesetzten Kunststoffen handelt es sich um Polymerisate, die durch Emulsionspolymerisation verschiedener Monomere entstehen. Folgende Monomere kommen unter anderem dabei zum Einsatz: Vinylacetat, Vinylpropionat, Vinylchlorid, Acrylsäureester, Styren, Ethylen und Butadien. Im Ergebnis der chemischen Verknüpfungsreaktion entstehen kettenförmige bzw. verzweigte, in der Regel schmelzbare Thermoplaste [25].

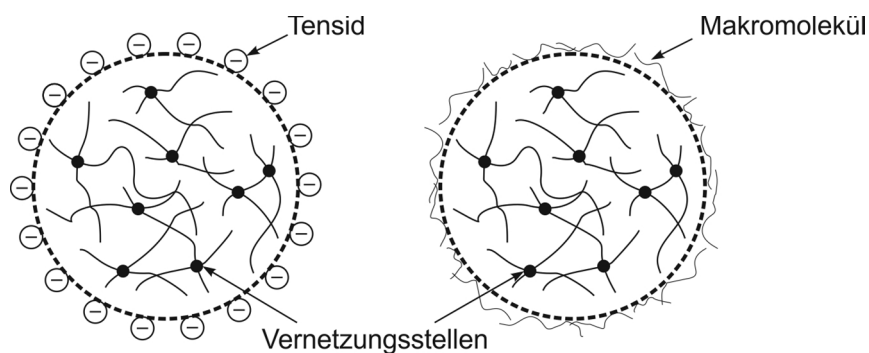


Abb. 2.13: Stabilisierung von Polymerpartikeln durch Tenside oder Schutzkolloide [25]

Redispergierbare Pulver werden durch Sprühtrocknung spezieller Dispersionen hergestellt. Dazu werden die Kunststoffdispersionen in kleine Tröpfchen zerstäubt, die anschließend getrocknet werden. Um ein Verkleben der Partikel zu verhindern, wird der in der ursprünglichen Dispersion fein verteilte Kunststoff mit einem wasserlöslichen Schutzkolloid (Sprühhilfe) in ausreichender Menge überzogen. Darüber hinaus werden Antiblockmittel (z. B. Kaolin) zugegeben, ohne die der Sprühtrocknungsprozess nicht möglich wäre. Die Teilchengrößenverteilung der Ausgangsdispersion sollte dabei erhalten bleiben. Es zeigt sich jedoch, dass die Partikel eines Pulvers deutlich größer sind, als die einer Dispersion, was darauf zurückzuführen ist, dass sich die Dispersionsteilchen beim Trocknungsvorgang trotzdem in gewissem Maße zusammenlagern. Durch die Zugabe von Wasser bei normalen Temperaturen lassen sich die Pulver in die ursprüngliche Dispersion überführen. [30, 31]

Die so genannten reaktiven Emulsionen (duroplastische Polymere) sind wasseremulgierbare Epoxidharz-Systeme. Hier werden zunächst Harz und Härter in Wasser emulgiert und dem Frischbeton zugegeben. Die chemische Erhärtungsreaktion von Harz und Härter setzt unmittelbar nach dem Mischen der Komponenten ein und verläuft parallel zur Zementerhärtung. Bei der Erhärtung der Epoxidharz-Systeme bilden sich bei entsprechenden Konzentrationen dreidimensionale duroplastische Netzwerke aus, was zu der hohen mechanischen, thermi-

schen und chemischen Beständigkeit der Systeme führt. Zur Abgrenzung gegenüber thermoplastischen Modifizierungsformen werden sie auch als ECC (Epoxy-modified Cement Concrete) bezeichnet. [25, 32-34]

Nach dem Mischen der Komponenten liegen alle Polymere im Frischbeton in disperser Form vor. Dispersionen sind Mehrphasensysteme, wobei eine Phase kontinuierlich (Dispersionsmittel) vorliegt und mindestens eine weitere (disperse Phase) in dieser fein verteilt, also diskontinuierlich vorliegt. Bei den für die Modifizierung von hydraulischen Baustoffen angewandten Kunststoffen ist Wasser das Dispersionsmittel. Besteht die disperse Phase aus Feststoffteilchen, wird sie als Suspension bezeichnet, ist sie flüssig, wird der Begriff Emulsion verwendet. Die Wirksamkeit von Dispersionen wird maßgeblich von den enthaltenen Hilfsstoffen beeinflusst.

2.4.2 Mikrostrukturausbildung der PCC

Die Hydratation von Portlandzement kann in fünf Stadien unterteilt werden. Direkt nach dem Anmachen setzt die so genannte Induktionsperiode ein, die durch eine deutliche Wärmefreisetzung, welche bereits nach wenigen Minuten ihr Maximum erreicht und dann schnell wieder abklingt, gekennzeichnet ist. Folgende Prozesse können benannt werden, welche die Frühphase der Hydratation beeinflussen: Benetzung des Zementes, Reaktion des Freikalks, Dissoziation der Alkalisulfate, Bildung der primären Hydratationsprodukte Ettringit und Syngenit (sowie je nach Zusammensetzung des Zementes auch Gips und Portlandit) sowie Oberflächenreaktionen auf Alit und Belit. Es folgt eine Ruhephase, die dormante Periode, in der erste Kristallkeime entstehen und nur geringfügige Reaktionsumsätze stattfinden. Die Reaktion der zugänglichen Aluminatphase ist durch die Ausbildung einer Ettringithülle gebremst und die Hauptreaktion des Alits hat noch nicht begonnen. Im weiteren Verlauf reagiert vermehrt C_3S und C_2S zu Calciumsilicathydraten und Portlandit, was als Accelerationsperiode bezeichnet wird. Während der C_3S -Hydratation bildet sich eine dichte Hülle aus nadel förmigen Calciumsilicathydratphasen (CSH-Phasen) um das Klinkerkorn, die in Richtung des Porenraumes wachsen. Als CSH-Phasen werden die Hydratationsprodukte des Alits und Belits bezeichnet. Nach einigen Stunden verwachsen die einzelnen Reaktionssäume und es bildet sich eine steife Matrix. Die Bildung dichter CSH-Phasenhüllen um die Klinkerpartikel bewirkt ein Absinken der Reaktionsgeschwindigkeit und leitet die Decelerationsperiode ein. In diesem Stadium werden kontinuierlich Hydratationsprodukte gebildet, so dass die CSH- und CH-Kristalle weiter wachsen und sich ineinander verzahnen. Die letzte Phase ist die Finalperiode, in der nur noch diffusionskontrollierte Reaktionen ablaufen. [35, 36]

Der Hydratationsgrad ist ein Maß für den Fortschritt der Verfestigung des Zementsteins. Infolge einer Kunststoffmodifizierung kommt es zu deutlichen Veränderungen im Hydratationsverlauf. Normalerweise bedeutet dies eine Hydratationsverzögerung. Direkt nach dem Anmachen wird ein Teil der Polymere von den Zementpartikeln adsorbiert. Der Adsorptionsgrad hängt dabei im Wesentlichen von der Art sowie der Teilchengröße des Polymers, den Additiven und der Zementart ab. Je dichter die Klinkerteilchenoberfläche von Polymerpartikeln besetzt ist, desto größer ist die Hydratationsverzögerung, was auf die Behinderung des Wassertransportes zurückgeführt werden kann [25, 37].

Die Untersuchungen von Tubbesing [38] zeigen, dass durch die Kunststoffe die Reaktion des C_3A mit dem Sulfatträger nicht messbar beeinflusst wird. Die verzögerte Hydratation äußert sich in einer gehemmten Bildung von Calciumsilicathydraten und Portlandit.

Alle Prozesse, die im Einzelnen dafür verantwortlich sind, sind wegen der Verschiedenartigkeit der auf dem Markt befindlichen Produkte und der Unkenntnis der Zusammensetzung der Dispersionen nicht genau bekannt [25].

Bei der Zementhydratation in kunststoffmodifizierten Betonen wird ein Teil der Polymerpartikel unmittelbar nach dem Mischen von den Zement- bzw. Klinkerpartikeln adsorbiert. Im weiteren Verlauf wird auch die Gesteinskörnung mit Polymeren umhüllt. Wenn die Mindestfilmbildungstemperatur (MFT) des polymeren Zusatzes niedriger ist als die Verarbeitungstemperatur, können die Polymere bei ausreichend hohen Konzentrationen (i. d. R. mindestens 5 % bezogen auf den Zementgehalt) zu einem Netzwerk verfilmen. Aus Untersuchungen von Beeldens et al. [39] geht hervor, dass bei entsprechend niedrigen Trocknungsraten auch unterhalb der MFT eine kontinuierliche Filmbildung möglich ist.

Bei den thermoplastischen Polymeren strukturieren sich die Polymerfilme wie folgt: Durch Wasserentzug infolge der Hydratation der Zementbestandteile berühren sich die kugelförmigen Kunststoffteilchen und verschmelzen. Der Film entsteht zwischen den Zementteilchen und der Gesteinskörnung aus den nicht adsorbierten Polymerpartikeln und auf den Zementteilchen bzw. Gesteinskörnern aus den adsorbierten Polymerpartikeln. Ist die MFT höher als die Verarbeitungstemperatur lagern sich die Polymerteilchen nur aneinander und verschmelzen nicht bzw. nicht ausreichend, um zugfeste Filme bilden zu können. [25, 37]

Die Epoxidharz-Systeme reagieren sofort nach dem Mischen von Harz und Härter, wobei das zum Emulgieren benötigte Wasser wieder abgegeben wird. Durch Polyaddition des aminogruppenhaltigen Härters mit dem Epoxidharz bildet sich ein Duroplastnetzwerk. Dieser Vorgang sollte parallel zur Zementhydratation verlaufen, wobei die Mindestverarbeitungstemperatur dabei nicht unterschritten werden sollte, da es sonst zur Bildung kugelhähnlicher Strukturen kommen kann, die wie Gefügaporen wirken. [24]

Nach erfolgreicher Filmbildung wird das Gefüge des Zementsteines infolge der fortschreitenden Hydratation dichter, so dass sich die Hydratationsprodukte des Zementes und die Polymerfilme wechselseitig durchdringen. [24, 39]

Ob die Kunststofffilme im Beton eine geschlossene Matrix bilden, hängt im Wesentlichen vom Polymergehalt ab. Franke et al. [40] und Schwarze [41] wiesen anhand von REM-Gefügaufnahmen nach, dass sich ab einem p/z-Wert von 0,06 eine zusammenhängende Polymermatrix zwischen den Hydratationsprodukten ausbildet. Bei p/z-Werten von mehr als 0,2 werden die Zementsteinphasen im Polymer eingebettet.

Nach Schorn [24] sollte sich für eine wirksame Polymermodifizierung eine Gefügestruktur ausbilden, bei der sich eine geschlossene Zementsteinphase und eine geschlossene Kunststoffphase gegenseitig durchdringen und einen adhäsiven Verbund eingehen. Durch die Kunststoffzugabe sinkt i. d. R. die Druckfestigkeit von Mörtel und Beton, wobei die Zugfestigkeit erhöht wird, weil die Rissöffnungsenergie zur Erzeugung eines festigkeitsbestimmenden Rissbildes erhöht wird („Rissstopperfunktion“). Dass Zement und Kunststoff gemeinsam als Bindemittel wirken, wurde nachgewiesen.

2.4.3 Frischbetoneigenschaften der PCC

Polymermodifizierter Beton wird im Wesentlichen wie Normalbeton hergestellt und verarbeitet. Allerdings muss beachtet werden, dass mit der Kunststoffzugabe der Frischbeton um eine Stoffkomponente erweitert wird. Diese muss in der Stoffraumrechnung Berücksichtigung finden. Bei der Modifizierung mit Dispersionen muss zusätzlich das Dispersionswasser, das dem Zement für den Hydratationsprozess zur Verfügung steht, auf die Zugabewassermenge angerechnet werden. Die Stoffraumrechnung ergibt sich für einen Kubikmeter polymermodifizierten Beton zu:

$$1000 \text{ [dm}^3\text{]} = \frac{Z}{\rho_z} + \frac{W}{\rho_w} + \frac{G}{\rho_g} + \frac{K}{\rho_k} + P \quad (\text{Glg. 2.15})$$

Z, W, G, D	→	Zugabemenge [kg] der Stoffkomponenten Zement Z, Wasser W, Gesteinskörnung G, Kunststoff K
P	→	Luftporengehalt
$\rho_{z, w, g, k}$	→	entsprechende Rohdichten

Beim Mischungsentwurf gehen üblicherweise der Zementgehalt, der Wasser-Zement-Wert (w/z) und der Kunststoff-Zement-Wert (p/z) als vorgewählte Parameter ein, so dass die Gehalte der weiteren Stoffkomponenten für einen Kubikmeter verdichteten Frischbeton einfach berechnet werden können [42].

Die redispergierbaren Pulver werden homogen verteilt mit dem Zement und die wässrigen Dispersionen mit dem Anmachwasser zugegeben. In der Regel führen die Polymere dazu, dass die Konsistenz mit steigendem p/z -Wert weicher wird [3, 4, 5]. Die größte verflüssigende Wirkung haben die Dispersionen. Dies ist neben den enthaltenen Additiven auf die feine Verteilung des Polymers und den damit verbundenen Kugellagereffekt zurückzuführen [25]. Zusätzlich wird durch die oberflächenaktiven Emulgatoren des Dispergiersystems die Oberflächenspannung des Anmachwassers herabgesetzt und damit der Wasserbedarf gesenkt [42, 43]. In [44] sind Untersuchungen zur Beeinflussung der rheologischen Eigenschaften von Mörteln durch Polymerdispersionen beschrieben. Die Ergebnisse zeigen, dass durch die Polymere sowohl die Viskosität als auch die Fließgrenze von Mörteln reduziert werden. Dieser Effekt nimmt mit steigendem Polymergehalt zu. Bei den Epoxidharz-Systemen zeigt sich bei geringen Zugabemengen ebenfalls eine ausgeprägte Verflüssigungswirkung [32, 45], die dann bei hohen Harzgehalten (p/z -Wert $> 0,25$) wegen der Überlagerung des verflüssigenden Einflusses mit der Harzviskosität wieder abnimmt [32].

In Bezug auf die Verarbeitungszeiten ist die Konsistenzänderung für die Baupraxis von besonderer Relevanz. Sie wird durch die Polymere in Abhängigkeit vom verwendeten Kunststoff und von der verwendeten Zementsorte unterschiedlich beeinflusst [25, 46]. Bei Epoxidharz-Systemen kann die Konsistenz über den Verarbeitungszeitraum weicher werden. Ursache dafür ist die Freisetzung des im Härter gebundenen Wassers bei der chemischen Reaktion der Harz- und Härterkomponente [25].

Nach [24] und [25] wird der Luftgehalt des Frischbetons durch Redispersionspulver wesentlich erhöht, weil die enthaltenen Hilfsstoffe wie Luftporenbildner wirken können. Die Schutzkolloide und Emulgatoren an der Oberfläche der Polymerpartikel setzen die Oberflächenspannung soweit herab, dass sich eine gute Benetzbarkeit der dispergierten Teilchen im Wasser einstellt. Dieser Effekt wirkt auch zwischen Luft und Wasser, wodurch die beim Mischvorgang entstehenden Luftblasen stabilisiert werden [24]. Die extrem verflüssigende Wirkung von wässrigen Dispersionen kann einen Abfall des Luftgehaltes zur Folge haben. Die Epoxidharz-Systeme beeinflussen den Luftgehalt nur unwesentlich.

Die Rohdichte wird durch eine Polymerzugabe zum Beton mit steigendem p/z-Wert geringer. Die Ursachen dafür sind die niedrige Dichte der Kunststoffe im Vergleich zu den anderen Bestandteilen und die eingebrachten Luftporen [25].

Das Wasserrückhaltevermögen der PCC steigt in der Regel mit zunehmendem Kunststoffgehalt. Allerdings beeinflussen die Polymere diese Eigenschaft sehr unterschiedlich [25]. Bei den Epoxidharz-Systemen kann eine Erhöhung des p/z-Wertes bis zu einem Polymergehalt von 20 % zu einer Verringerung des Wasserrückhaltevermögens führen. Bei höheren Gehalten steigt i. d. R. das Wasserrückhaltevermögen [47].

2.4.4 Festbetoneigenschaften der PCC

Polymermodifizierte Betone sind Verbundbaustoffe aus Zementstein, Polymermatrix und Gesteinskörnung. Die genaue Kenntnis über Gefüge und Mikrostruktur ist notwendig, um die Stoffkenngrößen und Stoffkennfunktionen von PCC beurteilen zu können. In der Literatur werden bei allen PCC-Materialien für physikalisch gleichartige Gefüge prinzipiell gleichartige Eigenschaftsmerkmale beschrieben, unabhängig von der chemischen Art des Kunststoffzusatzes [24]. Trotzdem sind auf Grund der Vielfalt der Variationsmöglichkeiten der Parameter, die jeweilige Mischungszusammensetzung und die Randbedingungen in Hinblick auf die Wirkung der Kunststoffmodifizierung zu betrachten [42]. Des Weiteren muss die Temperaturabhängigkeit der Kunststoffeigenschaften berücksichtigt werden. Bei Temperaturen unterhalb des Glasübergangsbereiches der Polymere besitzen PCC ihre maximalen Festigkeitswerte. Ausgelöst vom polymeren Erweichungsprozess nehmen mit steigender Temperatur die Festigkeitskennwerte der PCC ab [48, 49].

Konietzko [42] unterscheidet bei seinen Untersuchungen zwischen filmbildenden und nicht filmbildenden Polymeren. Er geht davon aus, dass nicht filmbildene Polymere lediglich als Füllstoff ohne adhäsiven Verbund im Gefüge vorliegen und sich demzufolge nicht am Lastabtrag beteiligen. Andere Forschungsergebnisse [50] zeigen hingegen, dass eine Steigerung der Zug- und Biegezugfestigkeit von Mörtel und Beton auch bei der Verwendung von nicht filmbildenden Polymeren möglich ist und auch diese somit am Lastabtrag beteiligt sind.

Aus den Untersuchungsergebnissen von Konietzko [42] und Gierloff [51] für thermoplastische Polymere auf Styren-Acrylsäureester-Basis sowie Lohaus [52] und Schorn [53] für die Epoxidharz-Systeme geht hervor, dass die 28 Tage-Druckfestigkeit der PCC mit zunehmenden Kunststoffgehalten abnimmt. Dies konnte durch die Untersuchungen von Dimmig [25] und Justnes [54] bestätigt werden.

Bei der Untersuchung der zentrischen Zugfestigkeit der PCC-Materialien lässt sich der bei der Druckfestigkeit beobachtete Festigkeitsabfall nicht gleichermaßen feststellen. Es kann vielmehr bei geschlossenem Zementstein-Kunststoffgefüge ein Gleichbleiben bzw. ein Anstieg der Zugfestigkeit beobachtet werden [42, 45, 51-55]. Wenn bei niedrigen Kunststoffgehalten keine Zugfestigkeitssteigerung zu erkennen ist, liegt die Ursache in einem unterbrochenen polymeren Gerüstaufbau oder im mangelndem Verbund zwischen Zementstein- und Polymermatrix. Bei höheren Kunststoffgehalten bilden sich statisch günstig wirkende geschlossene Gerüstkonstruktionen und der wenig zugfeste Beton wird durch die Polymermatrix wirksam ausgesteift [42].

Auch bei der Biegezugfestigkeit wird der Zusammenhang zwischen Gefügebildung und Eigenschaften deutlich. Bei niedrigen p/z-Werten ($< 0,03$) ist nur eine geringfügige Veränderung oder sogar ein Rückgang der Biegezugfestigkeit zu beobachten, was darauf zurückzuführen ist, dass keine gemeinschaftliche Bindemittelwirkung von Zementstein und Kunststoff vorliegt. Wird die Konzentration von Polymeren im Zementstein, die für ein geschlossenes Gefüge notwendig ist, erreicht und überschritten, kommt es zu einer deutlichen Steigerung der Biegezugfestigkeit im Vergleich zu unmodifiziertem Beton [24, 25, 55].

Die Untersuchungen von Lohaus [52] zum E-Modul der PCC im Alter von 28 Tagen ergaben, dass der E-Modul infolge Kunststoffzugabe sinkt. Den gleichen Effekt wies Conrad [45] an epoxidharzmodifizierten Mörteln nach. Maultzsch und Kwasny [56] ermittelten bei Vergleichsuntersuchungen von PCC, dass der mit der Ultraschall-Methode gemessene dynamische E-Modul genau wie bei Normalbeton in seinen Zahlenwerten höher liegt als der statische E-Modul.

PCC-Materialien zeigen wie Normalbeton ein viskoelastisches Verformungsverhalten bei Belastung, d. h. elastische Verformung und viskoses Verhalten überlagern sich und es kommt zum Kriechen. Bei länger andauernder Belastung erfolgt eine zunehmende Verformung. Die mechanischen Eigenschaften von viskosen Stoffen hängen stark von der Temperatur ab. Deshalb erhöhen sich die viskosen Verformungsanteile mit zunehmender Temperatur [6]. Das gilt besonders für die PCC-Materialien.

Die in [48] beschriebenen Untersuchungen zum Kriechverhalten polymermodifizierter Mörtel zeigen, dass die Polymere einen erheblichen Einfluss auf das Verformungsverhalten zementgebundener Systeme haben. Bei den Versuchen wurde die Last auf ein Drittel der jeweiligen Kurzzeitdruckfestigkeit begrenzt. Die Kriechdehnungen der polymermodifizierten Mörtel waren deutlich größer als die des unmodifizierten Mörtels.

Konietzko [42] untersuchte das PCC-Kriechverhalten an acrylatmodifizierten, styrenacrylatmodifizierten und styrenmodifizierten Betonen unter Variation des p/z-Wertes. Das Verformungsvermögen erhöhte sich mit steigendem Kunststoffanteil, was Konietzko mit der Bildung nachgiebiger Gleitebenen in der polymeren Gerüststruktur erklärte, die unter dauernder Lasteinwirkung mit zunehmendem Kunststoffgehalt zur Erhöhung der Verformung der PCC führen.

Zahlreiche Arbeiten befassen sich mit der Untersuchung des Einflusses diverser Faserarten auf das Nachbruchverhalten bei Zug- und Druckbeanspruchungen mit dem Ziel der Erhöhung der Duktilität. Ein umfassender Überblick über Faserbetone und seine mechanischen

Eigenschaften wird in [57, 58] gegeben. Experimentelle und analytische Ergebnisse aus der Forschung der letzten Jahre wurden in [59, 60] veröffentlicht. Bäumel und Wittmann erläutern in [61] den positiven Effekt der Erhöhung der Duktilität (Bruchenergie) zementgebundener Werkstoffe durch den Einsatz von Hochmodul-Polymerfasern am Beispiel eines selbstverdichtenden Betons. Durch diese Fasern wird die Entstehung von Oberflächenrissen infolge Trocknungsschwindens reduziert und so die Dauerhaftigkeit des Betons erhöht.

Das Nachbruchverhalten von hochfestem, faserverstärktem Beton unter Biegung untersuchten Xu et al. [62], wobei neben verschiedenen Faserarten die Bindemittelphase mit einer Dispersion auf der Basis von Styren-Butadien-Copolymerisat modifiziert wurde. In Abhängigkeit von Faserart und -menge werden optimale Polymergehalte angegeben.

Die Beeinflussung der Betonduktilität durch Modifikation der Bindemittelphase mit thermoplastischen Polymeren war bisher selten Untersuchungsschwerpunkt bei wissenschaftlichen Arbeiten, da polymermodifizierte Betone bzw. Mörtel i. d. R. auf dem Gebiet der Betoninstandsetzung und -sanierung in Form dünner Schichten zum Einsatz kommen, jedoch als Konstruktionsbaustoff kaum Verwendung finden.

Großkurth und Konietzko beschäftigten sich ausführlich mit dieser Problematik. In [63] stellen sie fest, dass modifizierende Polymere aufgrund ihres viskoelastischen Verhaltens zur Erhöhung der Betonverformbarkeit und zur Reduzierung des E-Moduls genutzt werden können. Ihre Untersuchungen zum Zug- und Drucktragverhalten von PCC [64] zeigen, dass bei Temperaturen oberhalb des Glasübergangsbereiches der verwendeten Polymere eine erhebliche Zunahme der Betonduktilität bei gleichzeitiger Festigkeitsreduzierung beobachtet werden kann.

In einem weiteren Forschungsvorhaben beschäftigten sich Großkurth und Steinmetz mit dem Tragverhalten polymermodifizierter Konstruktionsbetone [65, 66]. Es konnte gezeigt werden, dass durch eine Filmbildung der Polymere rissüberbrückende Strukturen entstehen und so das Nachbruchverhalten verbessert wurde. Infolge dieser Steigerung der Duktilität wurde letztlich das entstandene Rissbild bei Belastungen günstig beeinflusst, indem die Risse feiner und damit für die Dauerhaftigkeit des Betons günstiger waren. Es wurden ausdrücklich weitere Untersuchungen empfohlen, bei denen auch der direkte Verbund zwischen Zementmatrix, Kunststoffmatrix und Stahl in seiner Struktur mikroskopisch erfasst werden sollte.

Lohaus und Anders [67] beschreiben u. a. Effekte von Polymermodifikationen auf die mechanischen Eigenschaften sowie auf das Bruchverhalten von hoch- und ultra-hochfestem Beton, der auch für konstruktive Bauteile mit dynamischen Belastungen eingesetzt werden soll. Es wurden nicht näher spezifizierte Polymere auf der Basis von Styren-Acrylat und Epoxidharz verwendet. Neben standardmäßigen Frisch- und Festbetoneigenschaften wurden Spannungs-Deformationskurven ermittelt. Die daraus berechnete umgewandelte Energie, die als Bruchenergie bezeichnet wird, sowie die charakteristische Länge wird als Maß für die Duktilität angegeben. Durch die Polymermodifikation wurde die Bruchenergie generell gesenkt. Die charakteristische Länge erhöhte sich lediglich bei der Verwendung des Epoxidharzes. Sie reduzierte sich bei Verwendung von Styren-Acrylat mit steigender Zugabemenge des Polymers. Das bedeutet, dass die Duktilität lediglich beim Einsatz des Epoxidharzes erhöht, bei der Verwendung des Styren-Acrylates jedoch verringert wurde. Diese Ergebnisse

korrelieren mit den ermittelten Zugfestigkeiten. Verschiedene Effekte widersprachen sich und konnten nicht geklärt werden. Da sich das Bruchverhalten der untersuchten Betone in Abhängigkeit vom Polymer signifikant unterschied, wurden weitere Untersuchungen, speziell auf dem Gebiet der Strukturausbildung sowie der Interaktionen zwischen den Polymeren und anderen Gefügebestandteilen, empfohlen.

Colak untersuchte in [68] den Einfluss von Fließmitteln auf polymermodifizierte Betone. Dabei betrachtete er u. a. die Wirkung auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Er stellte eine gute Übereinstimmung der berechneten und experimentell ermittelten Ergebnisse fest. Bei seinem Berechnungsmodell werden die materialspezifischen Parameter E-Modul, Druckfestigkeit und Bruchdehnung berücksichtigt. Da die Polymer-Zement-Verhältnisse (p/z) für diese Untersuchungen zwischen 0,01 und 0,03 lagen, eine wirksame Ausbildung von Polymerdomänen jedoch erst bei höheren p/z -Werten eintritt [28], ist die Übertragbarkeit auf technisch relevante, höhere p/z -Werte jedoch fraglich.

Schorn postulierte in [24], dass bei polymermodifiziertem Mörtel und Beton die Versprödung durch die Alterung der Polymere nicht außer Acht gelassen werden sollte. Es wird ausgeführt, dass durch die zeitabhängigen Kriechverformungen des unter Zwangsbeanspruchung stehenden Materials der Elastizitätsmodul kleiner, die Bruchverformung größer und so der Effekt der Versprödung mehr als kompensiert werden. Lediglich bei der Anwendung von PCC in dünnen Schichten kann der Versprödung nicht entgegengewirkt werden.

Die von [69-71] durchgeführten Untersuchungen an Betonen unter mehrfach wiederholter Beanspruchung ermöglichten neben der Untersuchung der beanspruchungsabhängigen Steifigkeitsdegradation, die Erfassung des Kurzzeitkriechens sowie die Ermittlung verschiedener beanspruchungsabhängiger Energieanteile, die direkt in die numerische Modellierung des Formänderungsverhaltens von Beton einfließen können. Heidolf [71] konnte eine vom Beanspruchungsniveau und der Belastungszeit abhängige Zunahme der plastischen Verformungen der PCC feststellen. Durch Vorbelastungen können Strukturveränderungen vorweggenommen werden, so dass bei einer Wiederbelastung unterhalb des Vorbelastungsniveaus bzw. der Dauerstandfestigkeit die Steifigkeitsdegradation sowie die plastische Verformungszunahme gering sind und sich eine nahezu lineare Spannungs-Dehnungslinie einstellt. Versuche an bewehrten Dehnkörpern aus polymermodifiziertem Beton [71] zeigten eine zu Normalbeton ähnliche Kraft-Verformungskurve. Infolge der höheren Zugfestigkeit tritt die Rissbildung bei PCC später ein, wobei mit Beanspruchungszunahme die Steifigkeit abnimmt und die plastische Verformung anwächst. Aufgrund der vorwiegend beanspruchungsabhängigen Strukturveränderung kann bei Wiederbelastung unterhalb der maximalen Beanspruchung und der Fließgrenze des Bewehrungsstahles von einem nahezu linearen Kraft-Verformungsverhalten mit konstanten plastischen Verformungen ausgegangen werden.

In [71] wurde ein Modell entwickelt, welches in der Lage ist das Last-Verformungsverhalten eines PCC für ein Einzelexperiment abzubilden. Keitel [72] wies nach, dass neben dem Modell von Heidolf auch mit dem Modell ACI209 [73] das Kriechverhalten von PCC für ein Einzelexperiment nachvollzogen werden kann, weist jedoch darauf hin, dass beim Vergleich der Modellparameter Widersprüche auftraten, die einer allgemeingültigen Anwendung dieser Modelle auf PCC entgegenstehen.

Erste Langzeit-Belastungsversuche an Druckzylindern zeigten, dass die Verformungskurven von PCC und Normalbeton den gleichen typischen Verlauf aufweisen. Aufgrund des Kunststoffanteils sowie des erhöhten Porenvolumens sind die Kriechverformungen der PCC auch bei Lasten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit deutlich größer [50, 74, 75]. Dieser Aspekt ist für eine konstruktive Verwendung von PCC von Bedeutung und wurde bisher nicht näher untersucht.

In [76] wird das Last-Verformungsverhalten von biegebeanspruchten bewehrten Betonbalken beschrieben, die mit polymermodifiziertem Mörtel „reprofilert“ wurden. Dabei wurden drei verschiedene Schichtdicken verwendet (20 mm, 30 mm und 50 mm), so dass die Bewehrung entweder im Normalbeton eingebettet blieb (20 mm und 30 mm) oder in der PCC-Schicht lag (50 mm). Der PCC wurde in der Druck- oder in der Zugzone appliziert. Darüber hinaus wurde der Längsbewehrungsanteil variiert. Die PCC-Schichten in der Zugzone verursachten eine Erhöhung der Erstrisskraft und des Verformungsvermögens unabhängig von der Schichtdicke. Bei Verwendung des PCC in der Druckzone, konnte in bei geringem Bewehrungsgrad eine Erhöhung und bei höherem Bewehrungsgrad eine Senkung der Erstrisskraft beobachtet werden, wobei sich dort die geringere Schichtdicke günstiger auswirkte.

Neben den lastabhängigen Verformungen, werden auch die lastunabhängigen Verformungen durch eine Kunststoffmodifizierung beeinflusst. Das Schwindverhalten von PCC wird u. a. in [50, 53, 77] und [78] beschrieben. In [50] wird u. a. der Einfluss der Erhärtungsbedingungen auf das Längenänderungsverhalten von PCC beschrieben. Zur Modifizierung wurden eine Dispersion und ein redispersierbares Pulver auf Basis von Styren und Acrylsäureester mit unterschiedlichen Mindestfilmbildungstemperaturen verwendet. Die PCC zeigten deutlich größere Schwindverformungen als die Referenzprobe, die mit zunehmendem Polymergehalt größer wurden. Darüber hinaus wurde festgestellt, dass die erhöhten Schwindverformungen nicht aus einem verstärktem Trocknungsschwinden resultieren und in starkem Maße von den Lagerungsbedingungen abhängig sind. Auf Grund der Hydratationsverzögerung, hervorgerufen durch die Polymermodifizierung, wird empfohlen das Schwinden mindestens über einen Zeitraum von 90 Tagen zu betrachten.

Schorn [53] kommt in seinen Untersuchungen zum Schwind- und Quellverhalten von PCC zu dem Ergebnis, dass eine Kunststoffzugabe von 6 % zu einer Reduktion der Schwind- und Quellverformungen führt, wohingegen bei Gehalten von 12 % und 25 % eine deutliche Steigerung der Verformungen festzustellen ist, ohne dies näher zu ergründen.

Aus den Ergebnissen eines Forschungsberichtes [77], in dem der Einfluss unterschiedlicher Prüfkimate auf das Schwinden und die Festigkeit von PCC untersucht wurden, geht hervor, dass das Schwindverhalten nicht zwangsläufig durch eine Kunststoffmodifikation verändert wird, vielmehr sind die Prüfkimate von entscheidender Bedeutung. Allerdings sind bei der Modifikation mit einer Dispersion auf Acrylatbasis und einem Redispersionspulver auf Styren-Acrylatbasis deutlich größere Schwindmaße zu beobachten als bei den Modifikationen mit Styren-Butadiendispersion, Styren-Acrylatpulver und der Referenzprobe. Die Ergebnisse wurden nur in Bezug auf die Prüfkimate kommentiert, nicht aber in Bezug auf die Polymermodifikation.

Kawakami et al. [78] stellen einen Zusammenhang zwischen der Mindestfilmbildungstemperatur (MFT) und dem Schwindverhalten fest. Demnach steigt das Schwindmaß mit sinkender MFT. Darüber hinaus wird festgestellt, dass die Schwindverformungen mit steigendem p/z-Wert zu nehmen.

Nach Bode [50], Schorn [53] und Ettl [28] wird die thermische Längenänderung von Mörteln durch eine Kunststoffmodifizierung kaum beeinflusst, was vorrangig auf den geringen Volumenanteil des Polymers im Mörtelgefüge zurückgeführt wird.

Neben den Polymeren im Gefüge des Zementsteins ist die Ausbildung des Phasengrenzgebietes der sogenannten ITZ (Interfacial Transition Zone) zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix für den Lastabtrag im Gefüge der PCC maßgeblich. Nach Konietzko [42] und Su et al. [79, 80] werden die Dicke und die Porosität dieser Zone unabhängig von der verwendeten Polymerart mit steigendem p/z-Wert verringert, wobei ein Anstieg des Polymeranteils in diesem Bereich beobachtet wurde. Dieser Effekt konnte durch die Untersuchungen von Shaker et al. [81] bestätigt werden. Die Untersuchungen von Bode [50] zeigen, dass durch eine Polymermodifizierung der adhäsive Verbund zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix erhöht wird, was in erster Linie auf die Steigerung der spezifischen Adhäsion zurückzuführen ist.

2.5 Selbstverdichtender Beton

In der DAfStb - Richtlinie „Selbstverdichtender Beton“ [82] und in [83] wird der selbstverdichtende Beton als einen Beton beschrieben, der als Frischbeton ohne Einwirkungen zusätzlicher Verdichtungsenergie, allein unter dem Einfluss der Schwerkraft fließt, entlüftet sowie beliebige Bewehrungs- und Schalungsgeometrien vollständig, hohlraumfrei und annähernd selbstnivellierend ausfüllt ohne währenddessen zu entmischen. Ein Restporenvolumen wie bei hinreichend verdichtetem Rüttelbeton ist auch bei selbstverdichtendem Beton vorhanden. Im internationalen Sprachgebrauch wird der selbstverdichtende Beton (SVB) als Self Compacting Concrete (SCC) bezeichnet.

Die Grundlagen des SCC lassen sich bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts finden. Anfang der 1920er Jahre wurde Gussbeton entwickelt, der zur Erreichung der erforderlichen Konsistenz mit hohen Wasser-Zement-Verhältnissen hergestellt wurde, da es zu dieser Zeit noch keine Fließmittel gab [84]. Für besondere Maßnahmen wurden Fließbetone entwickelt, die einen w/z-Wert unter 0,6 und einem höheren Mehlkornanteil aufwiesen. Selbstverdichtender Beton ist die konsequente Weiterentwicklung von fließfähigem Beton in Richtung dauerhaften, arbeits- und umweltfreundlichen Baustoff, der wenig anfällig für Ausführungsmängel ist, weil die Verdichtungsarbeit entfällt. Eine Voraussetzung für die Entwicklung von SCC war die Entwicklung hoch wirksamer verflüssigender Zusatzmittel. Das klassische „japanische“ Konzept [85, 86] zur Herstellung von SCC wurde Mitte der 80iger des 20. Jahrhunderts von Okamura und Ozawa entwickelt. Der selbstverdichtende Beton unterscheidet sich vom praxisüblichen Rüttelbeton durch einen i. d. R. erhöhten Mehlkorngehalt, den Zusatz eines hochwirksamen Fließmittels und gegebenenfalls eines Stabilisierers. Es ergibt sich eine stabile Feinkornsuspension, in der sich die Gesteinskörnung gegenseitig in Lage hält ohne sich abzusetzen. Durch gezielte Sieblinienoptimierungen und den Einsatz von geeigneten

Zusatzmitteln können somit die erforderlichen Viskositätseigenschaften bei einer hinreichenden Sedimentationsstabilität erreicht werden. Bei der Herstellung muss beachtet werden, dass ein SCC sehr sensibel auf Änderungen der Ausgangsstoffe und der Gesteinskörnungsfuchte reagiert, was zu einer Entmischung oder einer nicht genügenden Fließfähigkeit führen kann.

Grundsätzlich werden drei SCC-Typen unterschieden, die im Folgenden erläutert werden.

Beim Mehlkornstyp wird eine stabile Suspension durch einen erhöhten Mehlkornanteil erzeugt. Damit eine fließfähige und sedimentationsstabile Suspension realisiert werden kann, ist die Abstimmung zwischen den einzelnen Komponenten Mehlkorn, Wasser, Fließmittel und Gesteinskörnung besonders wichtig [87]. Der Entwurf erfolgt meistens nach dem Verfahren von Okamura [85] und wird den europäischen Verhältnissen angepasst. Nach diesem Verfahren bestimmt man zuerst das optimale Wasser-Mehlkorn-Verhältnis experimentell und legt darauf basierend die Betonzusammensetzung fest.

Für den Stabilisierertyp werden deutlich geringere Mehlkorngehalte in der Größenordnung von Normalbeton angestrebt [84]. Um ein Entmischen trotz des relativ hohen Wassergehaltes zu verhindern, werden anorganische oder organische stabilisierende Zusatzmittel eingesetzt. Zu beachten ist dabei, dass die chemischen Reaktionen von organischen Stabilisierern während der Hydratation und die damit zusammenhängende Stabilität unter Umwelteinflüssen und erhöhten Temperaturen nur unzureichend geklärt sind.

Durch eine Kombination von hohem Mehlkornanteil sowie den Einsatz von Stabilisierern werden beim Kombinationstyp stabile Feinkornsuspensionen erzeugt. Das Ziel ist eine Reduktion des Mehlkornanteils und einen robusteren Rischbeton, der gegenüber Schwankungen der Qualität der Ausgangsstoffe weniger empfindlich ist [84].

Neben den drei grundsätzlichen Varianten gibt es noch den sogenannten Islandtyp [88]. Bei diesem Typ ist der Mehlkorngehalt i. d. R. nicht erhöht. Im Gegensatz zum Stabilisierertyp werden die selbstverdichtenden Eigenschaften und die Sedimentationsstabilität nicht durch die Zugabe von stabilisierenden Zusatzmitteln, sondern durch die optimale Zusammensetzung des Kornbandes vom mehlkornfeinen Bereich bis zur groben Gesteinskörnung sichergestellt. Durch die Packungsdichteoptimierung verringert sich der Wasserbedarf, so dass Wasser zur Verflüssigung zur Verfügung steht und nicht lediglich Zwickel füllt. Darüber hinaus wird die Gesteinskörnung durch die dichte Packung in ihrer Lage stabilisiert. Im Gegensatz zu den oben beschriebenen Varianten ist der Islandtyp durch eine deutlich niedrigere Viskosität gekennzeichnet. [89, 90]

2.5.1 Grundlagen der SCC-Projektierung

Nach dem Konzept von Okamura und Ozawa [85, 86] lässt sich SCC zielsicher durch aufeinander aufbauende Leim-, Mörtel- und Betonversuche entwerfen [91]. Das Konzept basiert auf der Annahme, dass mit einem fließfähigen Mörtel mit ausreichender Viskosität lediglich durch die Zugabe von grober Gesteinskörnung und Abstimmung der Fließmitteldosierung ein selbstverdichtender Beton herstellbar ist.

In Abb. 2.14 ist der Mischungsentwurfs nach Okamura dargestellt. Circa 50 % des Betonvolumens bestehen dabei aus geschütteter grober Gesteinskörnung. Unter der Annahme, dass das geschütteten Gesteinskörnungsvolumens etwa 30 % Luft enthält, beträgt der Feststoffanteil am gesamten Beton 35 %. Die übrigen 65 % sind Mörtel, der sich aus 40 % Sand und 60 % Bindemittelgemisch zusammensetzt [84].

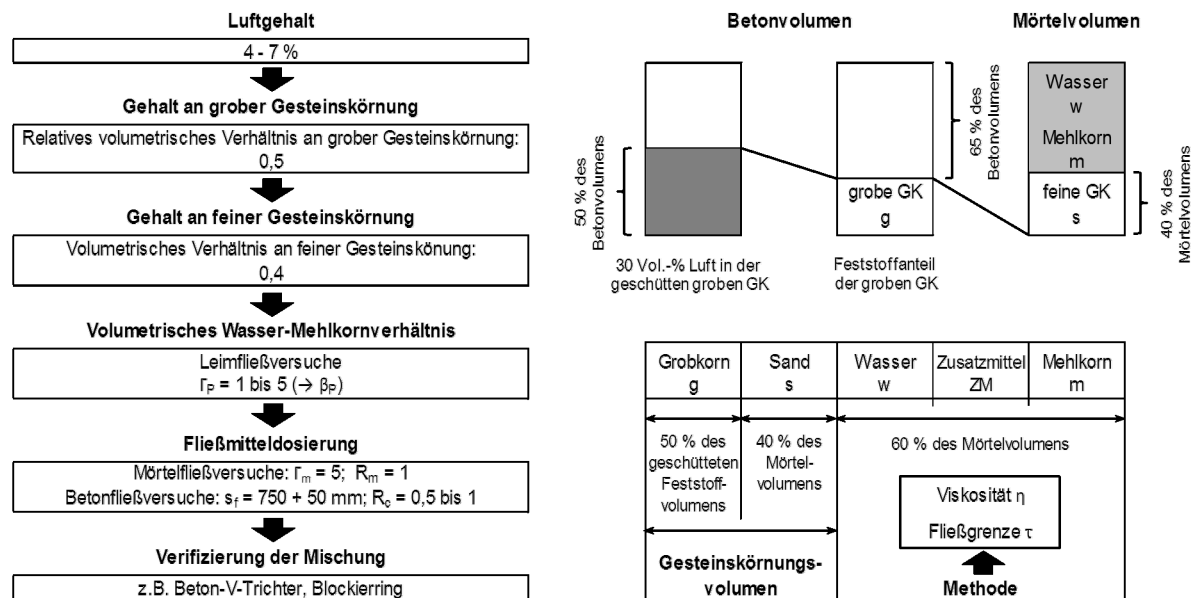


Abb. 2.14: Mischungszusammensetzung nach Okamura [91]

Im ersten Schritt wird der Wasseranspruch des Bindemittelgemisches entsprechend der DAfStb-Richtlinie „selbstverdichtender Beton“, Anhang P.1 (Bestimmung des β_P -Wertes nach Okamura) [82] bestimmt. Es wird das optimale Wasser-Mehlkorn-Verhältnis ermittelt, bei dem die zugegebene Wassermenge durch das Mehlkorn gebunden wird und nicht zur Fließfähigkeit der Mischung beiträgt.

Im zweiten Schritt wird der Mörtel entworfen. Dazu wird der zuvor in den Leimversuchen ermittelte Wasseranspruch des Bindemittels um 10 % reduziert und der Anteil der Gesteinskörnung kleiner 4 mm auf 40 % des Gesamtmörtelvolumens festgelegt. Die Abminderung des Wassergehaltes beruht auf Erfahrungen Okamuras und hängt mit der wassereinsparenden Wirkung durch den Einsatz des Fließmittels zusammen. Das Fließmittel führt zu einer Dispergierung der Mehlkornsuspension, wodurch Wasser freigesetzt wird. Durch Variation der Fließmittelmenge und der Zugabewassermenge sollen ein Setzfließmaß von 270 mm und eine Trichterauslaufzeit von 11 ± 3 Sekunden eingestellt werden, um die geforderten Eigenschaften sicherzustellen [92]. Neben der Optimierung der Frischmörtel-eigenschaften, kann die prinzipielle Eignung der gewählten Fließmittel erfasst werden. In Abb. 2.15 und Abb. 2.16 sind die entsprechenden Geräte zur Beurteilung der Fließeigenschaften von Mörteln dargestellt.

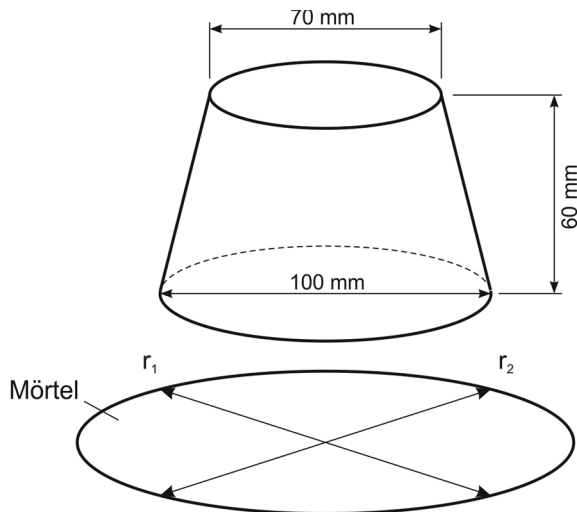


Abb. 2.15: Haegermannkonus zur Bestimmung des Setzfließmaßes von Mörteln [84]

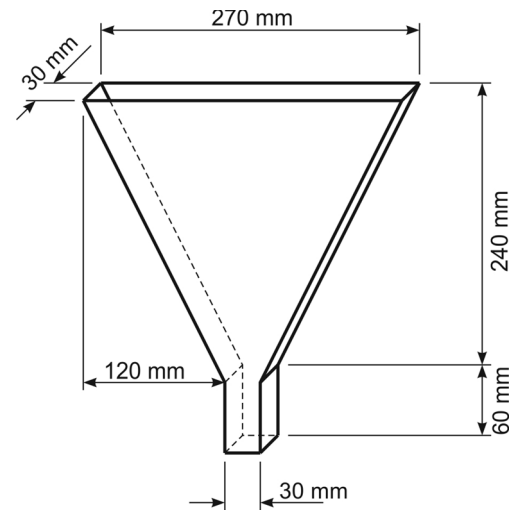


Abb. 2.16: V-Trichter zur Ermittlung der Auslaufzeit von Mörteln [84]

Im letzten Schritt dieses Projektierungsverfahrens werden die Ergebnisse der Mörteluntersuchungen auf den Beton übertragen. Es wird die grobe Gesteinskörnung hinzu gegeben und Fließmittel bzw. Wasser solange nachdosiert, bis die gewünschten Eigenschaften eintreten. Der Zielwert des Setzfließmaßes ist 69 ± 3 cm [92]. Die Trichterauslaufzeiten von verwendbaren SCC bewegen sich im Bereich von 5 bis 20 Sekunden. Nach [92] ist eine Trichterauslaufzeit von 11 ± 3 Sekunden für die selbstverdichtenden Eigenschaften optimal. Diese Zielwerte sollen sicherstellen, dass bei ausreichender Fließfähigkeit weder Entmischungsercheinungen noch Sedimentationen auftreten. In Abb. 2.17 und Abb. 2.18 sind die entsprechenden Geräte für die Versuche am Beton abgebildet.

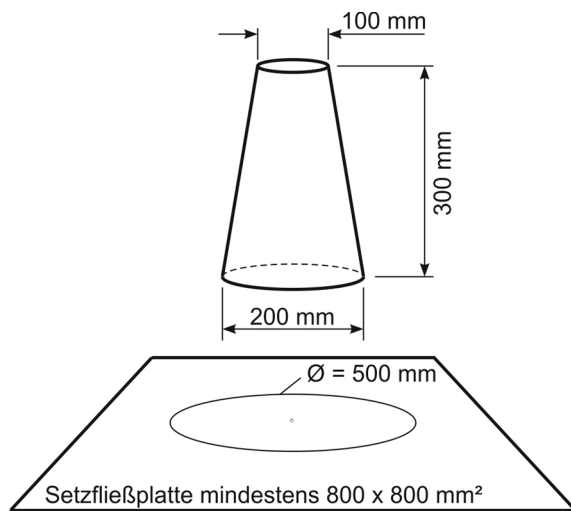


Abb. 2.17: Setztrichter und Setzfließplatte zur Bestimmung des Setzfließmaßes von SCC [82]

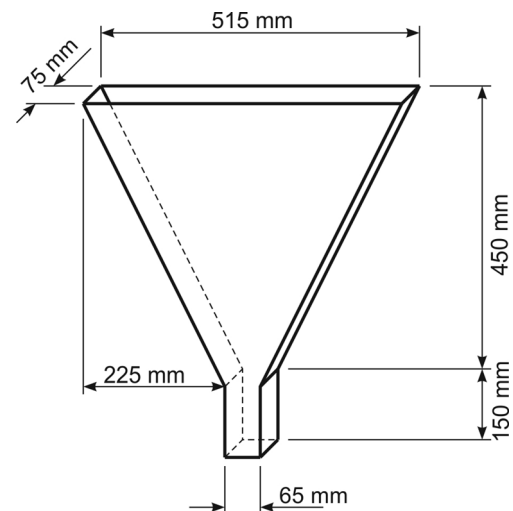


Abb. 2.18: V-Trichter zur Ermittlung der Auslaufzeit von SCC [82]

2.5.2 PSCC - eine Kombination aus SCC und PCC

Möglichkeiten einen kunststoffmodifizierten selbstverdichtenden Beton (PSCC, engl.: *Polymermodified Selfcompacting Cement Concrete*) zu projektieren und herzustellen, wird von Altendorfer in [93] beschrieben. Zielstellung dieser Arbeit war, einen Beton für Sanierungsmaßnahmen mit schlechter Zugänglichkeit der Betonierbereiche zu entwickeln. Die

Projektierung des PSCC erfolgte in Anlehnung an das Verfahren von Okamura. Für die Modifizierung wurden eine Styren-Butadiendispersion, ein Acrylat und ein Epoxidharz-System verwendet, wobei Polymeranteile von 10 % bzw. 30 % bezogen auf den Zementanteil gewählt wurden. Bei den durchgeführten Untersuchungen erwies sich die Styren-Butadiendispersion als am besten geeignet für die Modifizierung derartiger Betone. Durch die Zugabe des Polymers konnten die Verarbeitbarkeit verbessert und Sedimentationserscheinungen sowie Bluten vermieden werden. Selbst bei einem p/z -Wert von 0,3 wurden noch gute Festbetoneigenschaften erreicht.

Bode und Dimmig-Osburg [94] verwendeten eine Dispersion auf Basis von Styren-Acrylat-Copolymer zur Herstellung von PSCC. Der Mischungsentwurf erfolgte auf Basis des Konzepts für einen Mehlkorntyp. Es wurde festgestellt, dass sich die in der Dispersion enthaltenen Additive positiv auf die Frischbetoneigenschaften auswirken. Neben der verflüssigenden Wirkung, die die Fließeigenschaften verbessert, trägt der in der Dispersion enthaltene Stabilisierer wesentlich zur Stabilität des frischen PSCC bei. Die resultierenden Festbetoneigenschaften wie die hohe Dauerhaftigkeit, der gute Haftverbund, die hohe Biegezugfestigkeit und der niedrige Elastizitätsmodul werden im Wesentlichen auf die Polymermodifizierung zurückgeführt. Die Untersuchungen von Aliabdo et al. [95] bestätigen diese Erkenntnisse.

2.6 Beton mit Gesteinskörnungssubstitutionsmaterial

Der Lastabtrag im Beton erfolgt i. d. R. maßgeblich über die Gesteinskörnung [2]. Wird die Gesteinskörnung partiell oder vollständig durch Substitutionsmaterial ersetzt, können sich die Festbetoneigenschaften erheblich ändern. Neben den natürlichen Gesteinskörnungen (Sand, Kies, Splitt aus Sediment- und Festgestein) werden z. B. Schaumglas und Polystyrol für Leichtbetone, Metalle für Schwerbetone oder Holzshredder für Holzbetone als Substitutionsmaterialien eingesetzt. Dabei sollen in erster Linie die physikalischen Eigenschaften des Betons beeinflusst werden.

Neuere Untersuchungen beschäftigen sich u. a. mit der gezielten Veränderung der mechanischen Eigenschaften des Betons über den Einsatz von Substitutionsmaterialien [96-98]. In den letzten Jahren wurde die Eignung von Gummimehl und -granulat als Gesteinskörnungssubstitutionsmaterial für Betone zur Errichtung von Schallschutzwänden, Leitplanken, Stützbauwerken und Gehwegen intensiv erforscht [99-101]. Die Untersuchungen in [96] und [102] zeigen, dass durch den Einsatz von Gummigranulat nicht nur die Druck- und Zugfestigkeit gesenkt werden, sondern gleichzeitig die Duktilität des Betons erhöht wird. Dieser Effekt wird hauptsächlich auf die Senkung des E-Moduls zurückgeführt und ist von der eingesetzten Menge des Substitutionsmaterials abhängig [96, 100, 103]. Damit ist es möglich, dass der Beton die Energie großer schlagartig auftretender Lasten absorbiert und als Deformationen abbaut. Die Einschätzung der Duktilität ausschließlich anhand des E-Moduls ist dabei kritisch zu bewerten.

Nach Toutanji [104] werden durch den Einsatz von Gummishredder im Beton die Bruchstauung bei Druckbelastung und die maximale Durchbiegung bei Biegezugbelastung mit steigendem Anteil des Substitutionsmaterials erhöht. Gleichzeitig erhöhte sich unabhängig von der Menge des eingesetzten Materials die Zähigkeit des Betons.

3 Experimentelle Untersuchungen

Ziel der Untersuchungen ist es, Einflüsse unterschiedlicher Gesteinskörnungen, Gesteinskörnungssubstitutionsmaterialien und Polymermodifizierungen des Bindemittels auf das Trag- und Verformungsverhalten von Beton bei einaxialer Druck- bzw. Zugbelastung zu erforschen.

3.1 Materialien

Für die Untersuchungen kamen Materialien zum Einsatz, die auch in der Praxis Verwendung finden. Um die direkte Wirkung der Kunststoffe beobachten zu können, sollte außer bei den selbstverdichtenden Betonen auf Zusatzmittel bei der Herstellung verzichtet werden.

3.1.1 Zement

Üblicherweise werden für PCC Portlandzemente der Festigkeitsklasse 42,5 verwendet. Um eine niedrige Zementsteinmatrixfestigkeit zu erzielen und dadurch den Einfluss der Polymere möglichst deutlich hervorzuheben, wurde für die Untersuchungen in dieser Arbeit ein Portlandzement niedriger Festigkeitsklasse (CEM I 32,5 R) gewählt.

3.1.2 Gesteinskörnung und Substitutionsmaterial

Um untersuchen zu können, wie sich die Eigenschaften unterschiedlicher Gesteinskörnungen und Substitutionsmaterialien auf die Festbetoneigenschaften und damit auf das Verformungs- und Bruchverhalten von Beton auswirken, wurden die folgenden Materialien ausgewählt (Tab. 3.1).

Bei den verwendeten Gesteinskörnungen handelte es sich um zwei ungebrochene Gesteinskörnungen, die sich aus den Fraktionen 0/2, 2/8 und 8/16 zusammensetzten und eine gebrochene Gesteinskörnung der Fraktion 8/16. Die Gesteinskörnungen unterschieden sich in ihrer Rohdichte und ihrer Porosität. Des Weiteren wurden Gummigranulat und Gummimehl als Substitutionsmaterialien mit sehr geringem Verformungswiderstand eingesetzt.

Tab. 3.1: Eigenschaften der Gesteinskörnungen und der Substitutionsmaterialien

Charakteristik	poröse Gesteinsk.	dichte Gesteinsk.	Splitt	Gummi-granulat	Gummi-pulver
Material	Quarzporphyr	Quarz	Basalt	syntethischer Kautschuk	rezyklierte Autoreifen
Dichte [g/cm ³]	2,55 (0/2) 2,48 (2/8) 2,50 (8/16)	2,63 (0/2) 2,59 (2/8) 2,60 (8/16)	2,90	1,65	1,50
Teilchengröße [mm]	0 - 16	0 - 16	8 - 16	1 - 2	0,04 - 1,0

3.1.3 Polymere

Es wurden vier Polymere unterschiedlicher Zusammensetzung bzw. Lieferform verwendet: ein redispergierbares Pulver (Polymer 1) und drei wässrige Dispersionen (Polymere 2, 3 und 4). Bei den Polymeren 1, 2 und 3 handelt es sich um Copolymere auf Basis von Styren und Acrylsäureester und bei Polymer 4 um ein Copolymer auf Basis von Styren, Butadien und Acrylnitril. Polymer 1 enthält Polyvinylalkohol als Schutzkolloid und Antbackmittel. Die Polymere 2, 3 und 4 enthalten oberflächenaktive Stoffe und Entschäumer.

Tab. 3.2: Charakteristika der Polymere

Charakteristik	Polymer 1	Polymer 2	Polymer 3	Polymer 4
Lieferform	pulvrig	flüssig	flüssig	flüssig
Hauptbestandteile	Styren Acrylsäureester	Styren Acrylsäureester	Styren Acrylsäureester	Styren Butadien Acrylnitril
Feststoffgehalt [%]	99 ± 1	50 ± 1	50 ± 2	51 ± 1
pH-Wert	ca. 8	ca. 8	ca. 8	ca. 8
MFT [°C]	5	30	5	18
T _G [°C]	17	21	19	11
Dichte [g/cm ³]	ca. 1,04	ca. 1,03	ca. 1,03	ca. 1,02
Teilchengröße [µm]	max. 400 (Pulver) 0,5 - 10 (Dispersion)	0,15 - 0,25	0,05 - 0,95	0,19 (mittlere Teilchengröße)

3.1.4 Mineralmehle

Für die Voruntersuchungen kamen zwei Betonmehle (BM 1 und BM 2) gleicher Zusammensetzung mit unterschiedlicher Mahlfeinheit zum Einsatz. Es handelte sich dabei um aufbereiteten zertifizierten Altbeton. Das Material wurde auf chemische und organische Verunreinigungen geprüft. Dabei wurde festgestellt, dass es keine schädigenden Bestandteile enthält und als Recyclingmaterial für Beton geeignet ist. Darüber hinaus wurde nachgewiesen, dass das Material inert ist und keine Hydratationsfähigen Phasen mehr beinhaltet.

Für die selbstverdichtenden Betone wurde als Mehlkornkomponente ein Kalksteinmehl (KM) verwendet.

Tab. 3.3: Charakteristika der Mineralmehle

Charakteristik	BM 1	BM 2	KM
Reindichte [g/cm ³]	2,62	2,62	2,68
X ₈₀ - Wert [µm]	37,7	22,3	25,8

3.2 Voruntersuchungen

Um zu verstehen, wie Polymere im Gefüge von Beton dessen Tragverhalten beeinflussen, ist die Kenntnis über das Last-Verformungs- und Bruchverhalten der Polymere notwendig. Diesbezüglich wurden die mechanischen Eigenschaften der für die Betonversuche vorgesehenen Polymere untersucht.

Die an der Professur Polymere Werkstoffe hinsichtlich mechanischer Eigenschaften durchgeführten Untersuchungen an freien Polymerfilmen führten allerdings bisher zu keinen aussagekräftigen Ergebnissen, die verallgemeinerungsfähige Rückschlüsse auf die Beeinflussung der Festbetoneigenschaften zulassen [105]. Die Ursache wird in der Strukturierung der Polymerfilme gesehen.

Die Eigenschaften makrostrukturierter freier Filme sind nicht mit den Eigenschaften mikrostrukturierter Polymere, wie sie im Betongefüge zu finden sind, vergleichbar. Daher wurden für die Untersuchungen Probekörper aus Betonmehl, unterschiedlichen Polymeren und Wasser bzw. künstlicher Porenlösung hergestellt. Die Betonmehlpartikel werden von den Polymeren miteinander verklebt, so dass ein polymeres Netzwerk entsteht, welches dem in einem polymermodifizierten Beton ähnelt. Dabei sollten der Einfluss der Mahlfeinheit des Mineralmehls, der Kunststoffart, des Kunststoffgehaltes, der Porosität, des alkalischen Milieus und der Filmbildungseigenschaften analysiert werden.

Die Zusammensetzung der Modellporenlösung basierte auf der Analyse einer Porenlösung eines Zementleimes aus einem CEM I 42,5 R nach 24 Stunden (Tab. 3.4). Entsprechend der ermittelten Ionenkonzentrationen wurden die Hauptbestandteile für die Modellporenlösung errechnet. Bei der Modellporenlösung ist nur ein Teil der zugegebenen Stoffe in Lösung gegangen, so dass sich die in Tab. 3.4 angegebenen Unterschiede zwischen der Porenlösung des Zementleimes und der Modellporenlösung bei der chemischen Analyse ergaben.

Tab. 3.4: Zusammensetzung der Porenlösungen

Bestandteile	Porenlösung des Zementleimes	Modellporenlösung	Differenz
	[mg/l]	[mg/l]	[%]
K ₂ SO ₄	2282,4	1853,1	18,8
KOH	20773,3	17175,1	17,3
Ca(OH) ₂	192,3	110,2	42,7
NaOH	1983,4	1663,2	16,1

Die pH-Werte der Porenlösungen unterschieden sich dabei in moderatem Maße. Der pH-Wert der Porenlösung des Zementleimes betrug 13,7 und der der Modellporenlösung 13,5.

3.2.1 Herstellung der Probekörper

Für die Voruntersuchungen wurden Kleinstprismen mit den Abmaßen 10 x 10 x 60 mm³ hergestellt. Da für den Mischungsentwurf keine Vorgaben existierten, wurde ausgehend vom Wasseranspruch des Betonmehls ein Wasser- bzw. Porenlösung-Mineralmehl-Verhältnis

festgelegt. Bei der Ermittlung der Mischungszusammensetzung wurde das in den Kunststoffdispersionen enthaltene Wasser berücksichtigt. Ziel war es, bei den Mischungen eine einheitliche Konsistenz einzustellen. Die Mischungen mit gleichem Wassergehalt herzustellen war durch die extrem unterschiedliche Verflüssigungswirkung der einzelnen Polymere nicht möglich. Die verflüssigende Wirkung der Kunststoffe führte dazu, dass mit steigendem Kunststoffgehalt die benötigte Wassermenge zum Einstellen der Konsistenz reduziert werden musste. Nach dem Einstellen der Mischungen ergaben sich die in Tab. 3.5 dargestellten Zusammensetzungen.

Tab. 3.5: Zusammensetzung der Mischungen für die Voruntersuchungen

Bezeichnung	Polymer			Betonmehl	Wasser-BM-Verhältnis	Porenlösung-BM-Verhältnis	Fließmaß [mm]
	Bez.	Art	P/BM				
0-P	-	-	-	BM 1	0,48	-	91
PP 1/5	1	Styren-Acrylat	0,05	BM 1	0,45	-	92
PP 1/10	1	Styren-Acrylat	0,10	BM 1	0,42	-	91
PP 1/10 MPL	1	Styren-Acrylat	0,10	BM 2	-	0,42	90
PP 1/10 BM 2	1	Styren-Acrylat	0,10	BM 2	0,44	-	90
PP 1/15	1	Styren-Acrylat	0,15	BM 1	0,39	-	94
PP 2/5	2	Styren-Acrylat	0,05	BM 1	0,39	-	90
PP 2/10	2	Styren-Acrylat	0,10	BM 1	0,27	-	105
PP 2/10 MPL	2	Styren-Acrylat	0,10	BM 2	-	0,27	107
PP 2/10 BM 2	2	Styren-Acrylat	0,10	BM 2	0,38	-	90
PP 2/15	2	Styren-Acrylat	0,15	BM 1	0,20	-	110
PP 2/15-1	2	Styren-Acrylat	0,15	BM 1	0,27	-	157
PP 2/15-2	2	Styren-Acrylat	0,15	BM 1	0,39	-	278
PP 3/5	3	Styren-Acrylat	0,05	BM 1	0,40	-	91
PP 3/10	3	Styren-Acrylat	0,10	BM 1	0,32	-	92
PP 3/10 MPL	3	Styren-Acrylat	0,10	BM 2	-	0,32	92
PP 3/10 BM 2	3	Styren-Acrylat	0,10	BM 2	0,39	-	90
PP 3/15	3	Styren-Acrylat	0,15	BM 1	0,27	-	96
PP 4/5	4	Styren-Butadien	0,05	BM 1	0,39	-	100
PP 4/10	4	Styren-Butadien	0,10	BM 1	0,25	-	95
PP 4/10 MPL	4	Styren-Butadien	0,10	BM 2	-	0,25	95
PP 4/10 BM 2	4	Styren-Butadien	0,10	BM 2	0,35	-	62
PP 4/15	4	Styren-Butadien	0,15	BM 1	0,20	-	96

Die Vorgehensweise bei der Herstellung der Mischungen hing von der jeweiligen Lieferform der Kunststoffe ab. Die flüssigen Polymerdispersionen (Polymer 2, 3 und 4) wurden zunächst in geeignete Mischgefäße eingewogen, danach erfolgte die Zugabe des Betonmehls und des Wassers bzw. der Modellporenlösung. Anschließend wurden die Komponenten homogen vermischt. Das pulverförmige Polymer 1 wurde mit dem Betonmehl homogenisiert, dann wurde das Wasser bzw. die Modellporenlösung zugegeben und die Komponenten homogen vermischt.

Die Ermittlung der Konsistenz der einzelnen Mischungen erfolgte über die Bestimmung des Fließmaßes unmittelbar nach dem Mischen. Zielgröße war dabei ein Fließmaß von 90 - 110 mm. Dazu wurden die jeweiligen Mischungen in einen Edelstahrling gefüllt (d = 70 mm, h = 40 mm), der anschließend mit einer definierten Geschwindigkeit pneumatisch angehoben wurde (Abb. 3.1). Das Fließmaß wurde auf 1 mm genau gemessen.

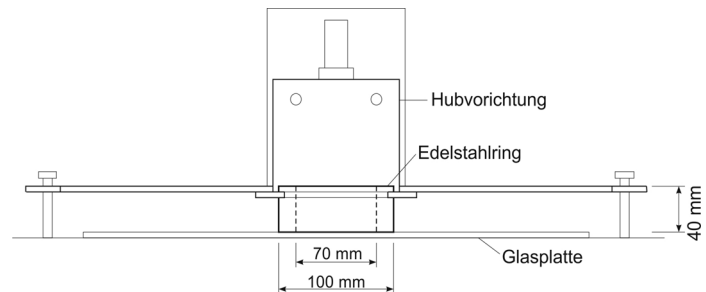


Abb. 3.1: Gerät zur Bestimmung des Fließmaßes

Direkt nach der Überprüfung der Konsistenz wurden die vorbereiteten Probekörperformen befüllt. Die Formen lagerten anschließend bei 20 °C und 100 % relativer Feuchte in einem Feuchtlagerraum, um ein zu schnelles Austrocknen und damit Risse zu vermeiden. Nach zwei Tagen wurden die Proben ausgeschalt und bis zum Erreichen ihrer jeweiligen Massekonstanz bei 20 °C und 65 % relativer Feuchte gelagert. Zusätzlich wurden Proben aus der Mischung PP 2/10 bei 40 °C im Trockenschrank bis zur Massekonstanz gelagert. Im Anschluss daran kühlten diese Proben im Exsikkator ab.

3.2.2 Versuchsdurchführung

Zunächst wurden die Proben ausgemessen und gewogen. Danach wurden die Rohdichte, die Reindichte und die Porosität bestimmt. Zur Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens wurden 3-Punkt-Biegezugversuche und Druckversuche durchgeführt.

Für die Biegezugversuche wurden eine Belastungsgeschwindigkeit von 2,0 mm/min und ein Auflagerabstand von 40 mm gewählt. Es wurden jeweils mindestens sechs der hergestellten Probekörper zur Prüfung herangezogen.

Für die Ermittlung des Last-Verformungsverhaltens unter Druckbeanspruchung wurden die in den vorangegangenen Biegezugversuchen entstandenen Probekörperhälften verwendet. Die Abmessung der Prüffläche betrug 20 x 10 mm². Die Versuche wurden ebenfalls weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 2,0 mm/min durchgeführt.

3.3 Herstellung der Betonproben

Im Rahmen dieser Arbeit wurden Betone der Konsistenzklasse F3 und selbstverdichtende Betone hergestellt (Tab. 3.6). Aufgrund der Vielfalt und Variationsmöglichkeiten der Parameter wurden die Mischungszusammensetzungen weitestgehend einheitlich gewählt. Für alle Rezepturen wurde ein CEM I 32,5 R verwendet. Der Zementgehalt betrug 340 kg/m^3 bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 und 174 kg/m^3 bei den selbstverdichtenden Betonen. Zusätzlich wurden mit Polymer 1 zwei Rezepturen mit 350 kg/m^3 Zement, gleichem p/z-Wert und unterschiedlichem w/z-Wert hergestellt. Diese Proben sollen Aufschluss darüber geben, welchen Einfluss das Wasser-Zementverhältnis auf das Lastverformungsverhalten hat, da dieser Einfluss bei der Interpretation der Messergebnisse zu berücksichtigen ist. Die PCC der Konsistenzklasse F3 wurden mit zwei und die PSCC mit drei unterschiedlichen Polymergehalten hergestellt. Die jeweilige Mischungszusammensetzung wurde mit der in Kapitel 2.4.3, (S. 20) beschriebenen Stoffraumrechnung (Glg. 2.15) ermittelt [42] bzw. in Anlehnung an die Okamura-Methode nach Vorgaben der SVB-Richtlinie des DAfStb [82] projiziert. Die Mengen für die jeweiligen Einzelmischungen für 1 m^3 Frischbeton sind in Tab. 3.7 aufgeführt.

Bei der Verwendung der porösen Gesteinskörnung wurde der Saugwasseranteil zusätzlich zugegeben und nicht auf den w/z-Wert angerechnet.

Für die Herstellung der Betone der Konsistenzklasse F3 wurde folgendes Mischregime festgelegt:

- 30 Sekunden mischen der Gesteinskörnung und ggf. des Substitutionsmaterials (bei Verwendung der porösen Gesteinskörnung, Zugabe von 1/3 des Zugabewassers)
- Zementzugabe
- 60 Sekunden mischen von Zement und Gesteinskörnung, nach der 15. bis zur 30. Sekunde erfolgt die Wasserzugabe
- 60 Sekunden Standzeit
- 30 Sekunden mischen.

Die selbstverdichtenden Betone wurden mit folgendem Mischregime hergestellt:

- 30 Sekunden trocken mischen
- Zugabe von Wasser
- 60 Sekunden mischen
- Zugabe des Fließmittels
- Nach insgesamt 180 Sekunden Mischzeit 60 Sekunden Standzeit
- 30 Sekunden mischen.

Das redispergierbare Pulver (Polymer 1) wurde mit dem Zement homogenisiert und mit dieser der Mischung zugegeben. Die Zugabe der wässrigen Dispersionen (Polymer 2, 3 und 4) erfolgte, während Gesteinskörnung und Zement gemischt wurden, mit dem Anmachwasser.

Unmittelbar nach dem Mischen erfolgten die Bestimmung der Frischbetonkennwerte und die Herstellung der verschiedenen Probekörper zur Ermittlung der Festbetonkennwerte und des Last-Verformungsverhaltens bei Druck-, Zug- und Biegezugbelastung. Die Proben wurden einen Tag nach der Herstellung ausgeschalt und sechs Tage unter Wasser gelagert. Anschließend folgte die Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Feuchte bis zum jeweiligen Prüftermin. Die Tab. 3.6 und Tab. 3.7 geben eine Übersicht über die untersuchten Betone und deren Zusammensetzung.

Tab. 3.6: Übersicht über die untersuchten Betone

Bezeichnung	Polymer				Gesteinskörnung	Substitutionsmaterial	Bemerkung
	Bez.	Art	Lieferform	p/z			
CC p	-	-	-	-	porös	-	-
CC p RG	-	-	-	-	porös	Gummigranulat	-
CC p RM	-	-	-	-	porös	Gummimehl	-
CC d	-	-	-	-	dicht	-	-
CC_0,5	-	-	-	-	dicht (Splitt)	-	w/z = 0,5
SCC	-	-	-	-	dicht (Splitt)	-	SVB
PCC 1/7 p	1	Styren-Acrylat	Pulver	0,07	porös	-	-
PCC 1/10 p	1	Styren-Acrylat	Pulver	0,10	porös	-	-
PCC 1/15_0,4	1	Styren-Acrylat	Pulver	0,15	dicht (Splitt)	-	w/z = 0,4
PCC 1/15_0,5	1	Styren-Acrylat	Pulver	0,15	dicht (Splitt)	-	w/z = 0,5
PCC 2/7 p	2	Styren-Acrylat	Dispersion	0,07	porös	-	-
PCC 2/10 p	2	Styren-Acrylat	Dispersion	0,10	porös	-	-
PSCC 2/15	2	Styren-Acrylat	Dispersion	0,15	dicht (Splitt)	-	SVB
PSCC 2/25	2	Styren-Acrylat	Dispersion	0,25	dicht (Splitt)	-	SVB
PSCC 2/30	2	Styren-Acrylat	Dispersion	0,30	dicht (Splitt)	-	SVB
PCC 3/7 p	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,07	porös	-	-
PCC 3/10 p	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,10	porös	-	-
PCC 3/10 d	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,10	dicht	-	-
PCC 3/10 p RG	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,10	porös	Gummigranulat	-
PSCC 3/15	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,15	dicht (Splitt)	-	SVB
PSCC 3/25	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,25	dicht (Splitt)	-	SVB
PSCC 3/30	3	Styren-Acrylat	Dispersion	0,30	dicht (Splitt)	-	SVB
PCC 4/7 p	4	Styren-Butadien	Dispersion	0,07	porös	-	-
PCC 4/10 p	4	Styren-Butadien	Dispersion	0,10	porös	-	-

Tab. 3.7: Zusammensetzung der untersuchten Betone

Bezeichnung	Zement	Kalk- stein- mehl	Wasser	w/z	Poly- mer	Fließ- mittel	Gesteinskörnung			Substi- tutions- material
	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]		[kg/m ³]	[kg/m ³]	0/2	2/8	8/16	[kg/m ³]
CC p	340	-	200	0,59	-	-	638 ¹⁾	587 ¹⁾	473 ¹⁾	-
CC p RG	340	-	200	0,59	-	-	464 ¹⁾	587 ¹⁾	473 ¹⁾	111 ⁴⁾
CC p RM	340	-	200	0,59	-	-	616 ¹⁾	567 ¹⁾	457 ¹⁾	34 ⁵⁾
CC d	340	-	200	0,59	-	-	651 ²⁾	606 ²⁾	487 ²⁾	-
CC_0,5	350	-	175	0,50	-	-	584 ²⁾	657 ²⁾	584 ³⁾	-
SCC	174	406	145	0,84	-	4,4	619 ²⁾	528 ²⁾	546 ³⁾	-
PCC 1/7 p	340	-	187	0,55	24	-	634 ¹⁾	583 ¹⁾	470 ¹⁾	-
PCC 1/10 p	340	-	176	0,52	34	-	622 ¹⁾	573 ¹⁾	462 ¹⁾	-
PCC 1/15_0,4	350	-	144	0,41	53	-	565 ²⁾	638 ²⁾	565 ³⁾	-
PCC 1/15_0,5	350	-	175	0,50	53	-	545 ²⁾	612 ²⁾	545 ³⁾	-
PCC 2/7 p	340	-	162	0,48	24	-	650 ¹⁾	598 ¹⁾	482 ¹⁾	-
PCC 2/10 p	340	-	136	0,40	34	-	662 ¹⁾	609 ¹⁾	491 ¹⁾	-
PSCC 2/15	174	406	145	0,84	26	3,5	593 ²⁾	506 ²⁾	523 ³⁾	-
PSCC 2/25	174	406	145	0,84	44	3,4	580 ²⁾	495 ²⁾	512 ³⁾	-
PSCC 2/30	174	406	145	0,84	52	2,5	568 ²⁾	484 ²⁾	501 ³⁾	-
PCC 3/7 p	340	-	156	0,46	24	-	652 ¹⁾	600 ¹⁾	484 ¹⁾	-
PCC 3/10 p	340	-	133	0,39	34	-	665 ¹⁾	612 ¹⁾	493 ¹⁾	-
PCC 3/10 d	340	-	133	0,39	34	-	686 ²⁾	639 ²⁾	513 ²⁾	-
PCC 3/10 p RG	340	-	133	0,39	34	-	485 ¹⁾	611 ¹⁾	493 ¹⁾	116 ⁴⁾
PSCC 3/15	174	406	145	0,84	26	4,3	593 ²⁾	506 ²⁾	523 ¹⁾	-
PSCC 3/25	174	406	145	0,84	44	3,2	580 ²⁾	495 ²⁾	512 ¹⁾	-
PSCC 3/30	174	406	145	0,84	52	2,4	568 ²⁾	484 ²⁾	501 ¹⁾	-
PCC 4/7 p	340	-	129	0,38	24	-	677 ¹⁾	623 ¹⁾	503 ¹⁾	-
PCC 4/10 p	340	-	114	0,33	34	-	683 ¹⁾	628 ¹⁾	507 ¹⁾	-

¹⁾ poröse Gesteinskörnung

²⁾ dichte Gesteinskörnung

³⁾ Splitt

⁴⁾ Gummigranulat

⁵⁾ Gummimehl

3.3.1 Druckzylinder

Um von einem annähernd einaxialen Spannungszustand bei Druckbelastung ausgehen zu können, wurden die Druckzylinder mit einem Höhe-Durchmesser-Verhältnis von 3 hergestellt.

Die Schalung bestand aus einem PVC-Rohr mit einem Innendurchmesser von 10 cm und einer Länge von 30 cm sowie einem Bodenverschluss (Deckel). Der Verschluss wurde am PVC-Rohr fixiert und abgedichtet. Um die Schalung mehrmals verwenden zu können, wurde das PVC-Rohr längs aufgeschnitten. Dieser Schnitt wurde ebenfalls abgedichtet.

Zur Herstellung der Druckzylinder aus dem Beton der Konsistenzklasse F3 wurde die Schalungsform in 2 Lagen befüllt, jeweils 10 Sekunden verdichtet, abgezogen und mit Folie abgedeckt.

Die selbstverdichtenden Betone wurde über eine Schüttrutsche in die Formen eingebracht. Während des Rutschvorgangs entlüftet der Beton. Anschließend wurde der Beton abgezogen und mit Folie abgedeckt.

Die Probekörper wurden nach zwei Tagen ausgeschalt und bis zum siebten Tag unter Wasser gelagert. Danach erfolgte die Lagerung bis zum jeweiligen Prüftermin bei 20 °C und 65 % relativer Feuchte.

Zur Versuchsvorbereitung wurden die Stirnseiten der Probekörper planparallel und rechtwinklig zur Mantelfläche abgeschliffen. Außerdem mussten die Mantelflächen der Druckzylinder durch Schleifen vom Zementleim befreit und die Luftporen mit Fugenfüller verspachtelt werden, damit die Dehnmessstreifen (DMS) zur Messung der Quer- und Längsdehnung appliziert werden konnten. Die Positionen der einzelnen Dehnmessstreifen sind Abb. 3.2 und Tab. 3.8 zu entnehmen.

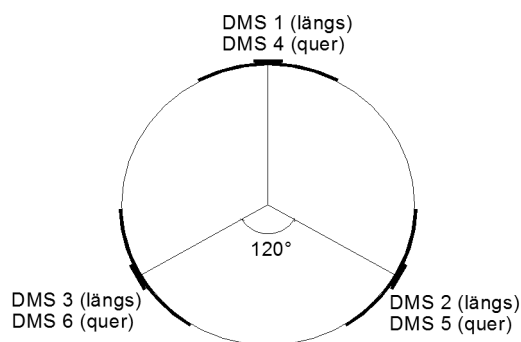


Abb. 3.2: Messstellenanordnung

Tab. 3.8: Instrumentierung der Druckkörper

Messobjekt	Einheit	Messtechnik	Typ
Längsdehnung	$\mu\text{m}/\text{m}$	Dehnmessstreifen	DMS 1
	bzw.		DMS 2
	10^{-3}‰		DMS 3
Querdehnung	$\mu\text{m}/\text{m}$	Dehnmessstreifen	DMS 4
	bzw.		DMS 5
	10^{-3}‰		DMS 6

3.3.2 Zugzylinder

Die Zylinder zur Ermittlung des Lastverformungsverhaltens bei Zugbelastung des unbewehrten Betons wurden aus Betonwürfeln der Kantenlänge 150 x 150 x 150 mm³ gebohrt. Sie hatten eine Länge von 150 mm und einen Durchmesser von 50 mm.

Die Länge der stabstahlbewehrten Zugzylinder wurde so gewählt, dass eine ausreichende Anzahl von Rissen erzeugt werden konnte. Um die natürliche Rissbildung nicht zu stören, wurde auf einen verbundfreien Bereich am Rand der Zugzylinder verzichtet. Der Bewehrungsstab (BSt 500S) wurde zentrisch im Zugzylinder platziert und hatte einen Durchmesser von 12 mm. Die vorhandene Betondeckung von 44 mm (ca. 3,7 d_r) war ausreichend, um ein mögliches Längsrissversagen zu vermeiden.

Die Schalung bestand aus einem PVC-Rohr mit einem Innendurchmesser von 10 cm und einer Länge von 100 cm sowie einer quadratischen Bodenplatte aus Stahl mit einer zentralen Bohrung von 15 mm Durchmesser zur Fixierung des Bewehrungsstabes. Die Bodenplatte wurde über Stahllaschen fest mit dem Rohr verbunden und mit Silikon abgedichtet. Am oberen Ende der Schalung befand sich eine Justiervorrichtung zur Lagesicherung des Bewehrungsstabes.

Die Schalungsform wurde von oben befüllt und mit einem Innenrüttler verdichtet. Anschließend wurde die obere Öffnung der Schalung mit Folie abgedeckt. Die Zugzylinder verblieben sieben Tage mit Folie abgedeckt in der Schalung, worauf die Lagerung bei 20 °C und 65 % relativer Feuchte bis zum Prüftermin folgte.

3.3.3 Sandwichelemente

Um das Lastverformungs- und Bruchverhalten von Verbundquerschnitten aus PCC und Normalbeton bei Biegebeanspruchung beurteilen zu können, wurden Balken mit den Abmessungen $10 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$ für die Biegezugprüfung sowie für die Lastwechsel-Versuche hergestellt. Als Bewehrung wurde gerippter Stabstahl (BSt 500S) mit einem Durchmesser von 6 mm verwendet, der mit entsprechenden Abstandhaltern in der Form positioniert wurde. Der Normalbeton und der polymermodifizierte Beton wurden gleichzeitig hergestellt. Die PCC wurde bis zu einer Höhe von 3 cm in die Balkenformen eingefüllt. Nach dem Verdichten dieser Lage wurde die Form mit Normalbeton aufgefüllt und erneut verdichtet.

Abb. 3.3 zeigt den gesamten Balkenquerschnitt wie er beim Betonieren hergestellt wurde sowie die Balkenteile, wie sie beim Sägen entstanden sind. Der Balkenteil mit Bewehrung wurden für die Lastwechselversuche und der verbleibende Teil zur Prüfung der Biegezugfestigkeit verwendet.

Die Bewehrung liegt vollständig in der 3 cm dicken Schicht aus polymermodifizierten Beton. Die Überdeckung beträgt 2 cm und der seitliche Randabstand 1,2 cm. Dieser Abstand wurde gewählt, um nach den Belastungsversuchen eventuelle Delaminationserscheinungen zwischen PCC und Normalbeton mittels Haftzuguntersuchungen detektiert zu können. Dazu wurde längs über die Probekörper verteilt zwischen den Bewehrungsstäben Ringnute mit einem Innendurchmesser von 50 mm durch den PCC bis 5 mm tief in den Normalbeton gebohrt. Dabei wurde darauf geachtet, dass sich die Bohrungen zwischen den bei der Belastung entstandenen Rissen befinden, um deren Einfluss auf die Haftzugfestigkeit zu vermeiden.

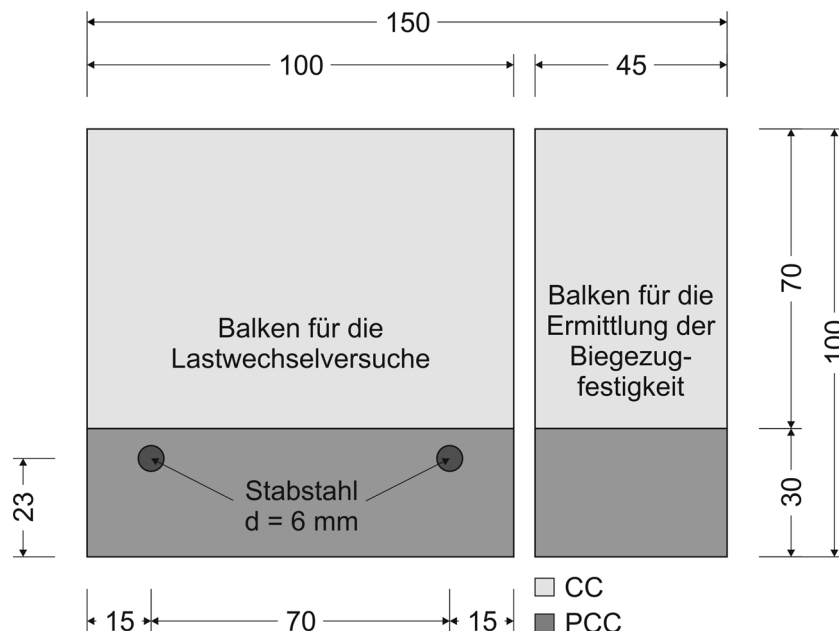


Abb. 3.3: Balkenquerschnitt

3.4 Untersuchungen am Beton

Zur Beschreibung der Eigenschaften der Betone wurden folgende Untersuchungen durchgeführt. Für die Charakterisierung der Frischbetone wurden die üblichen Frischbetonkennwerte bestimmt. Zur Beschreibung der grundlegenden Festbetoneigenschaften wurden die Festbetonkennwerte ermittelt. Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurde eine Auswahl an geeigneten Rezepturen getroffen und spezielle Druck-, Zug- und Biegezugversuche zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens durchgeführt.

3.4.1 Bestimmung der Frischbetonkennwerte

Die Prüfung der Frischbetonkennwerte der selbstverdichtenden Betone erfolgte nach DIN EN 12350 Teil 1, 6, 7, 8, 9 und 12, die der übrigen Betone nach DIN EN 12350 Teil 1, 5, 6 und 7 [106-112]. Unmittelbar nach dem Mischen wurden die Frischbetonrohddichte, der Luftgehalt und die Frischbetontemperatur bestimmt. Das Ausbreitmaß bzw. das Setzfließmaß mit und ohne Blockierring sowie die Trichterauslaufzeit wurden 10 Minuten nach der Wasserzugabe zur Beurteilung der Konsistenz ermittelt. Für die Beurteilung der Sedimentationsstabilität der SVB wurden Zylinder mit einer Höhe von 500 mm und einem Durchmesser von 100 mm hergestellt. Diese wurden längs durchgesägt und die Schnittflächen visuell hinsichtlich der Verteilung der Gesteinskörnung begutachtet.

3.4.2 Bestimmung der Festbetonkennwerte

Die Bestimmung der Trockenrohddichte der Betonproben erfolgte an Bruchstücken nach DIN EN 1936 [113] durch hydrostatische Wägung. Die Ermittlung der Reindichte erfolgte mit einem Heliumvergleichspyknometer. Dazu wurden entsprechende Mengen der Betone getrocknet und auf eine Korngröße unter 63 μm gemahlen. Aus dem Quotienten der ermittelten Werte konnte die Gesamtporosität errechnet werden.

Die Druckfestigkeit der Proben wurde nach DIN EN 12390 - 3 [114] im Alter von 2, 7 und 28 Tagen und der statische E-Modul nach DIN 1048 Teil 5 [115] im Alter von 28 Tagen ermittelt. Die Bestimmung des dynamischen E-Moduls und der Querdehnzahl erfolgte durch Ultraschallprüfung unter Beachtung der DIN EN 12504 - 4 [116].

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit wurden Zylinder mit einem Durchmesser von 50 mm aus Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm gebohrt. Auf die Grundflächen der Zylinder wurden Zugstempel aus Stahl geklebt. Die Zugfestigkeit wurde im Alter von 28 Tagen bestimmt. Die Biege-Zugfestigkeit wurde an Balken mit den Abmessungen 8 x 8 x 25 cm^3 im Alter von 28 Tagen nach DIN EN 12390 - 5 [117] geprüft.

3.4.3 Bestimmung des Hydratationsgrades und kalorimetrische Untersuchungen

Die Bestimmung des Hydratationsgrades und die Ermittlung der Hydratationswärme mit einem Differentialkalorimeter (DCA) wurden für die Beurteilung der Beeinflussung der Hydrationsreaktion des Zementes durch die Polymere herangezogen.

Der Hydratationsgrad α_H wurde im Rahmen dieser Arbeit über die Ermittlung der chemisch gebundenen Wassermenge $m_{W,chem. geb.}$ mittels Glühverlustes bestimmt. Dazu wurden Ze-

mentsteinproben hergestellt, deren Zusammensetzungen auf den jeweiligen Betonrezepturen basieren. Zu den entsprechenden Zeitpunkten (nach 1 d, 2 d, 7 d, 14 d, 28 d, 56 d und 90 d bei den CC und PCC und nach 56 d beim SCC und PSCC) wurden die Proben im Mörtser zerkleinert, mit Isopropanol die Hydratationsreaktion abgestoppt und bei 40 °C getrocknet. Anschließend wurden die Proben auf eine Korngröße kleiner 63 µm gemahlen und danach bei 105 °C bis zur Massekonstanz getrocknet. Entsprechende Mengen der jeweiligen Probe wurden in Tiegeln im so genannten Muffelofen auf 1000 °C erhitzt und bei dieser Temperatur eine Stunde lang geglüht. Nach dem Abkühlen der Proben im Exsikkator wurden die Massedifferenzen ermittelt und daraus der Glühverlust berechnet. Zu beachten war, dass die Kunststoffe bzw. das Kalksteinmehl selbst Glühverluste aufweisen, die bestimmt und bei der Berechnung des Hydratationsgrades berücksichtigt werden mussten (Glg. 3.1).

$$\alpha_H = \frac{m_{W,chem. geb.}}{m_{W,max}} \cdot 100 = \frac{m_E - m_A - \left(\frac{GV_{KS} \cdot \kappa \cdot m_A + GV_{ZS} \cdot \beta \cdot m_A}{1 + \kappa - \kappa \cdot GV_{KS} + \beta - \beta \cdot GV_{ZS}} \right)}{m_{W,max}} \cdot 100 \quad (\text{Glg. 3.1})$$

$m_{W,chem. geb.}$	→ chemisch gebundene Wassermenge zum Zeitpunkt t
$m_{W,max}$	→ maximal bindbare Wassermenge zum Zeitpunkt t = ∞
m_E	→ Masse der Probe vor dem Glühen (Einwaage)
m_A	→ Masse der Probe nach dem Glühen (Auswaage)
GV_{KS}	→ Glühverlust des Kunststoffes (Polymer)
GV_{ZS}	→ Glühverlust des Zusatzstoffes (Kalksteinmehl)
κ	→ Polymer-Zement-Verhältnis
β	→ Zusatzstoff-Zement-Verhältnis

Die Hydratationswärmefreisetzung wurde während der ersten 48 h nach der Wasserzugabe mittels differentialkalorimetrischer Analyse bestimmt.

3.4.4 Bestimmung der Porengrößenverteilung und Mikrostrukturuntersuchungen

Die Porengrößenverteilungen der Betone wurden mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie bestimmt. Dieses Messverfahren beruht auf der Beziehung zwischen Quecksilberdruck und den bei diesem Druck füllbaren Porenradien. Verwendet wurden dabei möglichst gesteinskörnungsfreie Matrixbruchstücke der Betone, die für die Belastungsversuche hergestellt wurden.

Mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM) wurde die Mikrostruktur der Betone untersucht. Die Proben wurden aus dem Kernbereich der Druckzylinder entnommen. Um die Polymere im Gefüge des Zementsteines lokalisieren und somit die Verteilung und Filmbildung der Kunststoffe im Gefüge erfassen zu können, wurden die Oberflächen der PCC- und PSCC-Proben angeätzt.

3.4.5 Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens bei Druckbelastung

Die Versuche wurden an der Versuchstechnischen Einrichtung der Bauhaus-Universität Weimar an einem geschlossenen Rahmensystem durchgeführt. Der Versuchsstand ist in Abb. 3.4 dargestellt. Um Dehnungen infolge von Temperaturänderungen und Schwinden zu kompensieren, wurden parallel zu den Dehnungsmessungen die Formänderungen eines unbelasteten Probekörpers ermittelt und von den Gesamtdehnungen abgezogen.

Die Belastungsversuche bei Druckbeanspruchung wurden bei den selbstverdichtenden Betonen an 56 Tage alten und bei den restlichen Betonen an 28 Tage alten Druckzylindern wie in Kap. 3.3.1 beschrieben durchgeführt. Für die selbstverdichtenden Betone wurde ein späterer Untersuchungszeitraum gewählt, um eine weitestgehend abgeschlossene Hydratationsreaktion gewährleisten zu können. Aufgrund der hohen p/z -Werte und des hohen Fließmittelanteils war von einer starken Reaktionsverzögerung auszugehen.

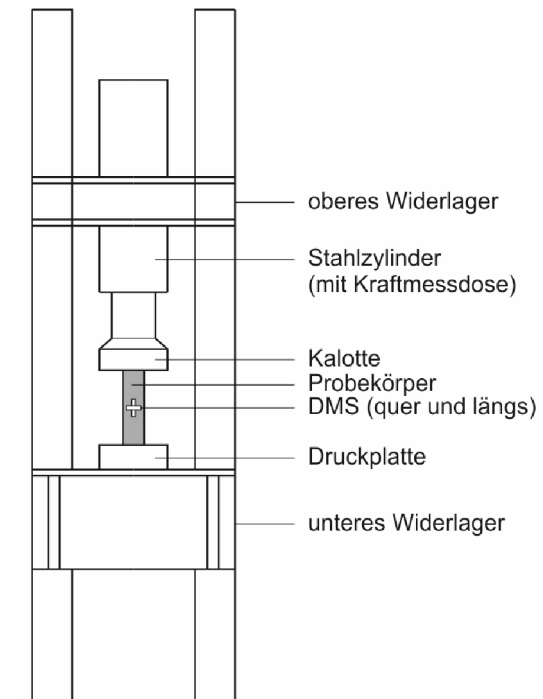
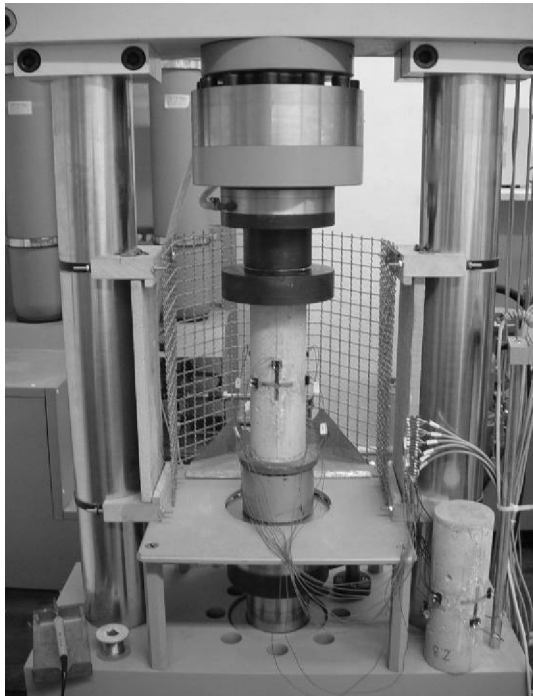
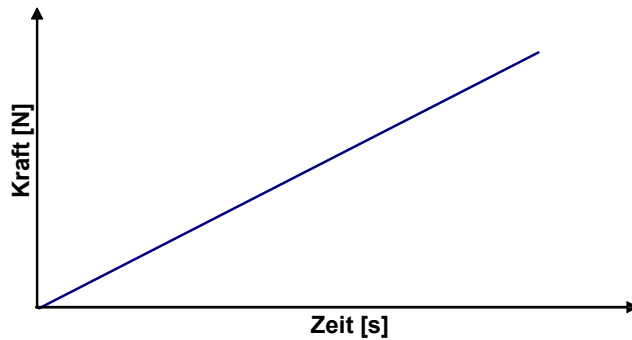


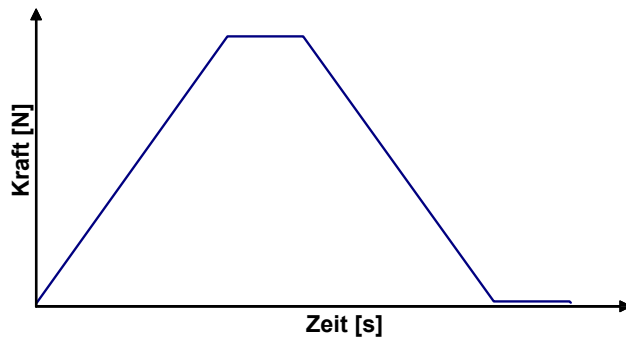
Abb. 3.4: Belastungseinrichtung und Versuchsaufbau des Druckversuches

Zur Charakterisierung des Last-Verformungsverhaltens der Betone wurden drei verschiedene Lastregime angewendet. Für die Festlegung der Lastregime wurden die Belastungsversuche von Schwabach [69], Tartsch [70] und Heidolf [71, 118] zu Grunde gelegt.

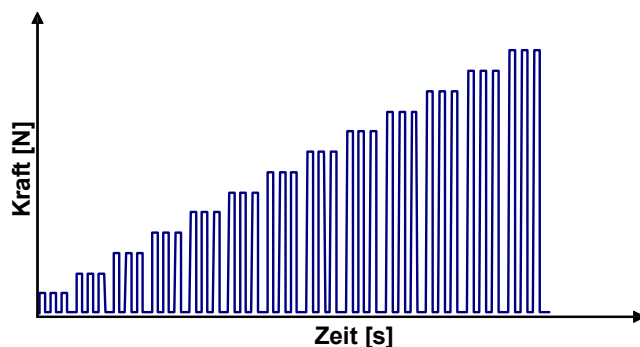
Bei Lastregime 1 (LR 1) wurden die Druckzylinder mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,6 kN/s bis zum Bruch belastet (Abb. 3.5). Die Arbeitslinien der Längsstauchung und der Querdehnung dieses Lastregimes ermöglichten die Ermittlung der Dilatation und Querdehnzahl in Abhängigkeit von der aufgetragenen Belastung bis zum Bruch. Damit ließen sich die Gefügestandbereiche ermitteln und miteinander vergleichen. Darüber hinaus konnte die Steifigkeitsdegradation bis zum Eintreten des Bruches beschrieben werden.

**Abb. 3.5: Lastregime 1 (LR 1)**

Nach Auswertung der Versuche des Lastregimes 1 wurden Proben bis zu 70 % ihrer jeweiligen Druckfestigkeit belastet. Die aufgebrauchte Last wurde 180 s gehalten, danach wurde entlastet und weitere 180 s eine Last von 1 kN gehalten. Für das Lastregime 2 (LR 2) betrug die Be- und Entlastungsgeschwindigkeit ebenfalls 0,6 kN/s (Abb. 3.6). Dieses Lastregime ermöglichte die Ermittlung der Verformungsanteile im Kurzzeitversuch.

**Abb. 3.6: Lastregime 2 (LR 2)**

Das Lastregime 3 (Abb. 3.7) sah eine mehrfach wiederholte Belastung mit mehreren Laststufen vor. Die Belastung wurde in Schritten von 20 kN gesteigert. Innerhalb jeder Laststufe wurden die Proben mit drei Lastzyklen beansprucht. Die Be- und Entlastungsgeschwindigkeit wurde mit 5 kN/s festgelegt. Die Haltezeit zwischen den Lastzyklen betrug 180 s, die zwischen den Laststufen jeweils 480 s. Mit dem Probenbruch war das Versuchsende erreicht. Das Lastregime 3 ermöglichte die Ermittlung der Verformungsanteile bei unterschiedlichen Laststufen unter Berücksichtigung der Ermüdungserscheinungen, die durch die mehrfach wiederholten Be- und Entlastungen hervorgerufen werden. Desweiteren war eine differenzierte laststufenabhängige Bewertung der Steifigkeitsdegradation möglich.

**Abb. 3.7: Lastregime 3 (LR 3)**

Die einzelnen Messwerte wurden über eine Vielstellenmessanlage erfasst. Die Messung und Protokollierung erfolgte in Intervallen von 0,2 s. Die eingeleitete Kraft wurde mittels Kraftmessdose gemessen.

3.4.6 Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens bei Zugbelastung

Zur Untersuchung des Bruch- und Verformungsverhaltens der Betone bei Zugbelastung wurden Zugversuche ohne Querbelastung am F. A. Finger-Institut der Bauhaus-Universität Weimar an einer Universalprüfmaschine durchgeführt. Der Versuchsstand ist in Abb. 3.8 dargestellt.

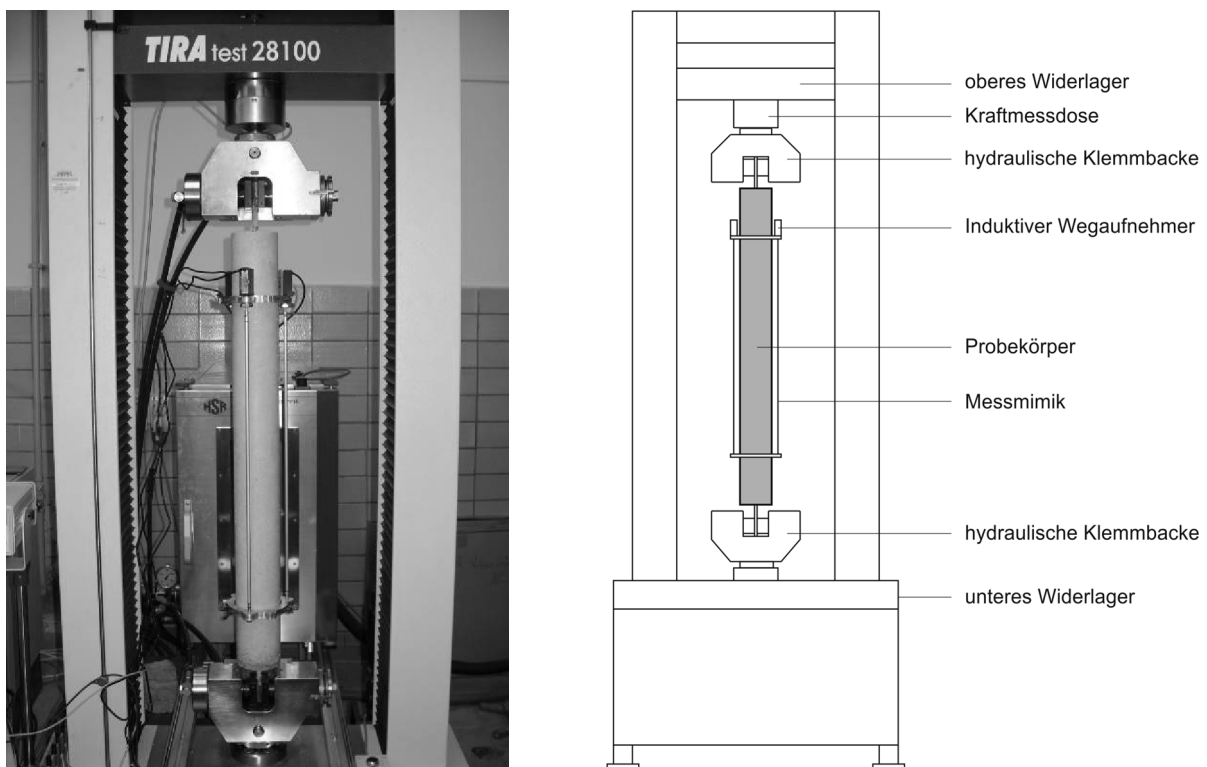


Abb. 3.8: Belastungseinrichtung und Versuchsstand des Zugversuches

Zunächst wurden die unbewehrten Betonzylinder kontinuierlich mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,1 kN/s bis zum Bruch belastet (LR 1). Der prinzipielle Verlauf der Belastungsfunktion entspricht dem des Druckversuches (Abb. 3.5). Die Dehnungen wurden mit zwei induktiven Wegaufnehmern erfasst, die gegenüberliegend an den Mantelflächen der Zugzylinder befestigt wurden.

Die bewehrten Probekörper wurden im Alter von 28 Tagen in den Prüfraumen eingehängt und lastgesteuert bis zum Erreichen einer Zugkraft von 50 kN belastet. Die Maximalzugkraft war für alle Proben gleich. Die Höchstlast wurde wie beim Druckversuch für 180 s gehalten bevor entlastet wurde. Die Be- und Entlastungsgeschwindigkeit betrug beim Zugversuch 0,1 kN/s. Nach dem Entlastungsvorgang wurde 180 s lang eine Grundlast von 1 kN gehalten und die Rückverformung gemessen (LR 2). Der prinzipielle Kraftverlauf entspricht dem der Druckversuche (Abb. 3.6).

Der prinzipielle Verlauf der Zugversuche mit mehrfach wiederholter Belastung (Lastregime 3) entspricht ebenfalls dem der Druckversuche (Abb. 3.7). Die Be- und Entlastungsgeschwin-

digkeit betrug 0,5 kN/s. Die Laststufen wurden alle 5 kN mit jeweils drei Lastzyklen gewählt. Zwischen den Lastzyklen und den Laststufen wurde die Kraft für 180 s konstant gehalten. Wie beim einfachen Belastungsversuch wurde eine Höchstlast von 50 kN festgelegt. Nach dem Durchlaufen der drei Lastzyklen mit Höchstlast wurde auf das Grundlastniveau entlastet und die Rückverformung über einen Zeitraum von 180 s aufgezeichnet.

Zur Ermittlung der Dehnungen wurde am Prüfkörper eine dafür entwickelte Messmimik appliziert, die es ermöglichte, die Dehnungen der Probekörper im Bereich mit vollständiger Kraftübertragung mit drei induktiven Wegaufnehmern (IWT) zu bestimmen (Abb. 3.9). Die Lasteinleitungslänge l_{es} wurde dazu nach Glg. 2.15 (Kap. 2.4.2) berechnet. Dabei ergab sich ein mittlerer Wert von 115 mm. Die Messmimik erfasst die Dehnungen auf einer Länge von 700 mm, so dass jeweils 150 mm am oberen und unteren Ende des Zugzylinders zur Kraftübertragung zur Verfügung stehen.

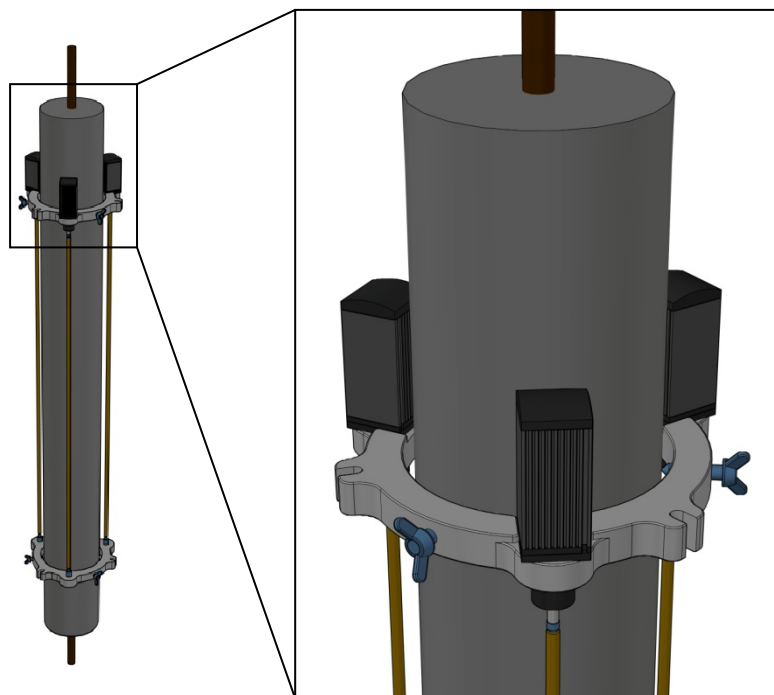


Abb. 3.9: Messmimik zur Erfassung der Verformungen der Zugzylinder

3.4.7 Untersuchung des Last-Verformungsverhaltens bei Biegezugbelastung

Die Biegezugfestigkeiten der Sandwichelemente wurde in Anlehnung an DIN EN 12390 - 5 [117] im 4-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Der Auflagerabstand betrug dabei 60 cm, die Lasteintragung erfolgte in den Drittelpunkten. Dieser Aufbau hat im Vergleich zum 3-Punkt-Biegeversuch den Vorteil, dass der Balken zwischen den Lasteinleitungspunkten über eine Länge von 20 cm mit einem konstanten Biegemoment belastet wird.

Der Versuchsaufbau der Lastwechselversuche entspricht dem des Biegezugversuches. Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurden die Versuche für alle Proben gleichermaßen mit dem in Abb. 3.7 schematisch dargestellten Lastwechselregime durchgeführt. Als Laststufen wurden 2, 4, 6, 8 und 10 N/mm² gewählt. Die Haltezeit beim Erreichen der jeweiligen Laststufe und zwischen den einzelnen Laststufen betrug jeweils 180 s. Zur Aufzeichnung der Durchbiegung wurden zwischen den Lasteinleitungspunkten induktive Wegaufnehmer angebracht.

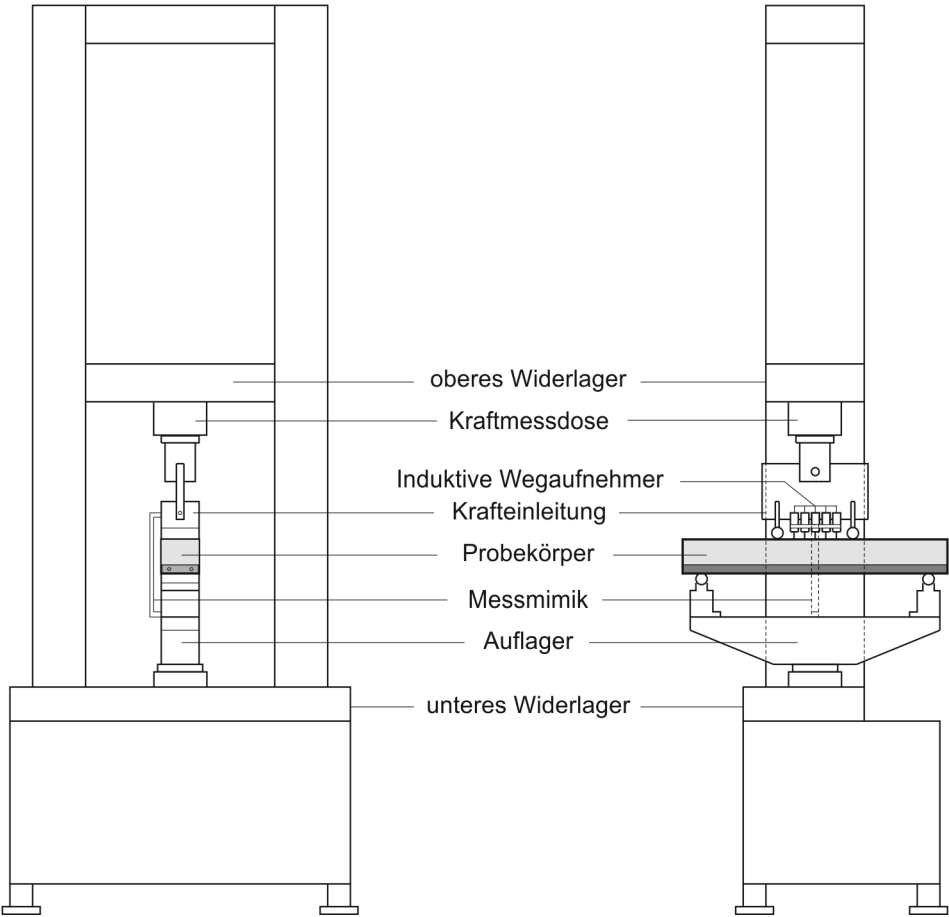


Abb. 3.10: Versuchsaufbau der Biegezugversuche

4 Ergebnisse

4.1 Voruntersuchungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Voruntersuchungen dargestellt. In Tab. 4.1 sind die ermittelten Festigkeitskennwerte, die mittleren Dichten und Porositäten der untersuchten Proben aufgeführt. Um repräsentative Kennwerte zu erhalten, wurden bei den Voruntersuchungen mindestens fünf Einzelwerte bestimmt aus denen der Mittelwert, die Standardabweichung und der Variationskoeffizient berechnet wurden. Standardabweichung und Variationskoeffizient wurden bei der Interpretation der Messergebnisse berücksichtigt.

Tab. 4.1: Ergebnisse der Voruntersuchungen

Probe	Rohdichte [g/cm ³]	Porosität [Vol.-%]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Durchbiegung (Bruch) [mm]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Bruchstauchung [mm]
0-P	1,22	53,6	0,2	0,09	0,4	0,55
PP 1/5	1,12	56,0	1,3	0,33	2,5	1,25
PP 1/10	1,23	50,2	2,8	0,74	7,0	1,74
PP 1/10 MPL	1,26	48,9	2,9	0,82	9,4	1,72
PP 1/10 BM 2	1,22	50,8	2,9	0,40	7,4	1,72
PP 1/15	1,25	47,6	4,3	1,01	10,8	1,68
PP 2/5	1,54	48,4	1,3	0,16	2,0	0,46
PP 2/10	1,45	41,4	4,1	0,27	9,6	0,70
PP 2/10 MPL	1,21	51,2	2,2	0,15	10,2	0,50
PP 2/10 BM 2	1,37	44,4	2,4	0,24	5,4	0,61
PP 2/10-WB	1,47	40,5	10,1	0,48	22,3	1,11
PP 2/15	1,60	34,2	9,8	0,43	26,3	1,28
PP 2/15-1	1,50	37,4	6,6	0,39	19,7	1,17
PP 2/15-2	1,57	33,3	9,1	0,52	26,5	1,24
PP 3/5	1,34	47,6	1,2	0,12	2,0	0,44
PP 3/10	1,45	41,4	3,8	0,21	10,5	1,03
PP 3/10 MPL	1,36	45,1	4,0	0,23	11,6	1,00
PP 3/10 BM 2	1,35	45,4	1,7	0,19	4,3	0,54
PP 3/15	1,59	33,5	10,5	0,54	26,4	1,32
PP 4/5	1,65	31,0	1,8	0,47	8,0	1,04
PP 4/10	1,63	31,3	3,3	1,04	13,1	1,37
PP 4/10 MPL	1,64	33,7	3,1	1,12	13,5	1,12
PP 4/10 BM 2	1,55	35,6	3,2	1,00	10,0	1,05
PP 4/15	1,97	17,6	6,4	1,53	28,6	1,59

Die Festigkeitskennwerte der 0-Probe (0-P) zeigen deutlich, dass es sich bei dem Betonmehl um inertes Material ohne Restreaktionspotential handelt. Die kaum messbaren Festigkeiten sind im Wesentlichen auf die Agglomeration der feinen Betonmehlpartikel zurückzuführen. Daraus wird ersichtlich, dass der Festigkeitszuwachs als auch die Zunahme des Verformungsvermögens der Proben auf die Polymere zurückzuführen sind.

4.1.1 Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses

Mit Polymer 2 und Betonmehl BM 1 wurden Versuche durchgeführt, um den Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses auf die Festigkeitskennwerte zu ermitteln. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in den Abb. 4.1 und Abb. 4.2 dargestellt.

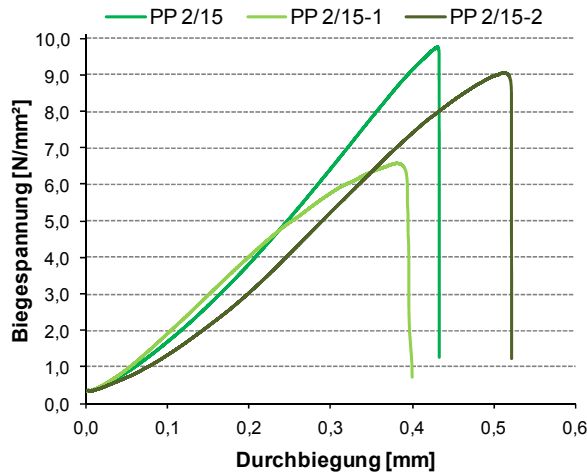


Abb. 4.1: Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses bei Biegezugbelastung

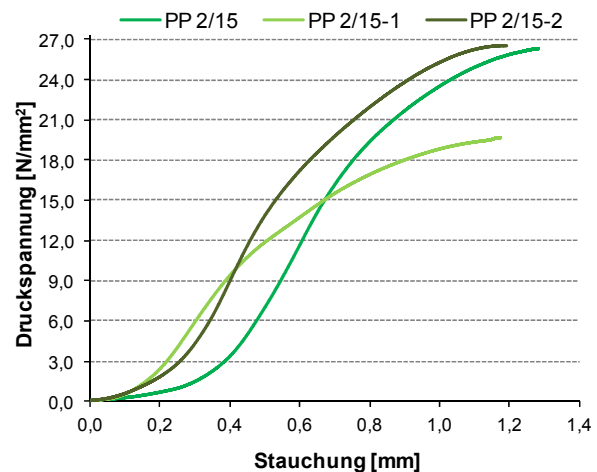


Abb. 4.2: Einfluss des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses bei Druckbelastung

Für die Untersuchungen wurde für PP 2/15-1 ein Wasser-Betonmehl-Verhältnis von 0,27 und für PP 2/15-2 ein Wasser-Betonmehl-Verhältnis von 0,39 gewählt. Diese Verhältnisse entsprechen den Wasser-Betonmehl-Verhältnissen von PP 2/5 bzw. PP 2/10. Des Weiteren sollte die Frage geklärt werden, ob sich die Porosität über das Wasser-Betonmehl-Verhältnis gezielt einstellen und somit als Einflussfaktor eliminieren lässt.

Die Steigerung des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses von 0,20 auf 0,27 führt zu einer Zunahme der Porosität, was wiederum einen Abfall der Festigkeit zur Folge hat. Eine weitere Steigerung des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses auf 0,39 führt zu einer enormen Verflüssigung, so dass das Betonmehl-Polymergemisch sedimentiert und entlüftet. Dies verursacht eine geringere Porosität und damit größere Dichte der Probe PP 2/15-2, was eine Erhöhung der Festigkeiten zur Folge hat. Bei dieser Probe war eine Schichtenbildung infolge des Sedimentationsprozesses festzustellen.

Die Versuche zeigen, dass die Porosität der Proben mit steigendem Wassergehalt zunimmt, solange die Suspension nicht sedimentiert. Die erhöhte Porosität führt zu einem Abfall der Festigkeiten. Die Beeinflussung der Porosität über das Wasser-Betonmehl-Verhältnis ist nicht zielführend, da bei den Wasser-Betonmehl-Verhältnissen der Proben mit 5 % Polymer bei größeren Polymerzugabemengen zwangsläufig Sedimentationserscheinungen auftreten. Somit kann geschlossen werden, dass bei der Betrachtung der Festigkeiten die Porositäten berücksichtigt werden müssen, da sich keine einheitlichen Porositäten über die Veränderung des Wasser-Betonmehl-Verhältnisses einstellen lassen.

4.1.2 Einfluss des Polymers

Um die Unterschiede zwischen den einzelnen Kunststoffen deutlich hervorzuheben, werden im Folgenden die Ergebnisse der Druck- und Biegezugversuche der Rezepturen mit gleichem Kunststoffgehalt miteinander verglichen (Abb. 4.3 bis Abb. 4.8).

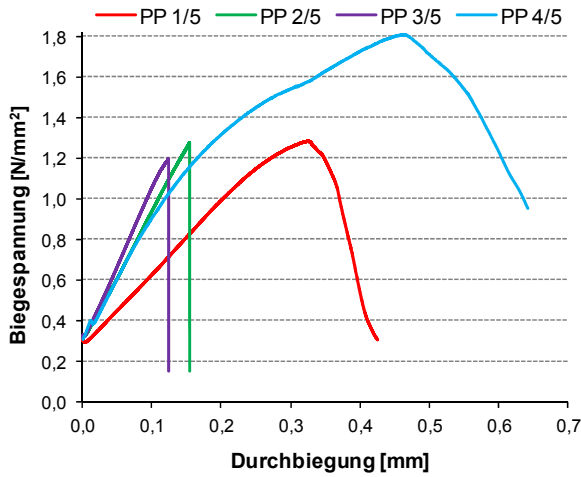


Abb. 4.3: Verhalten der Proben mit 5 % Polymeranteil bei Biegezugbelastung

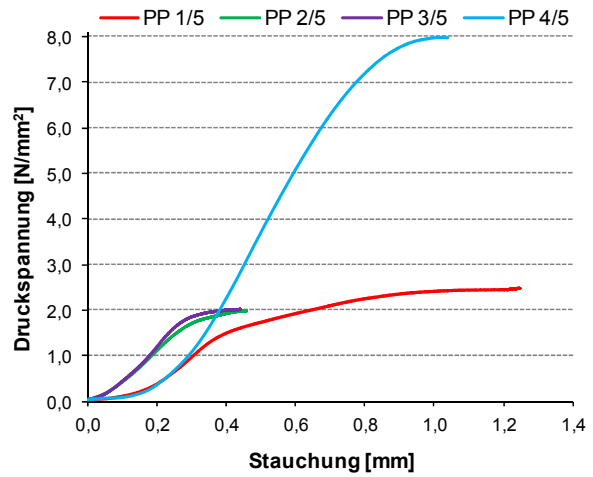


Abb. 4.4: Verhalten der Proben mit 5 % Polymeranteil bei Druckbelastung

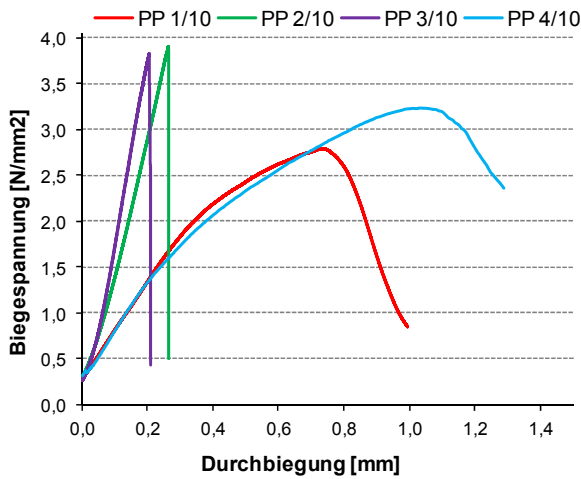


Abb. 4.5: Verhalten der Proben mit 10 % Polymeranteil bei Biegezugbelastung

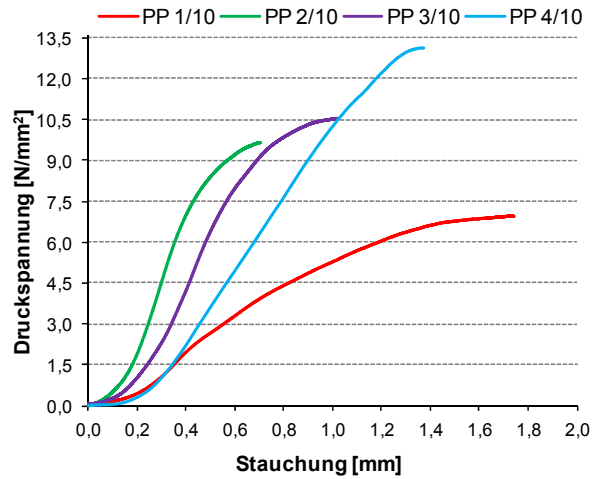


Abb. 4.6: Verhalten der Proben mit 10 % Polymeranteil bei Druckbelastung

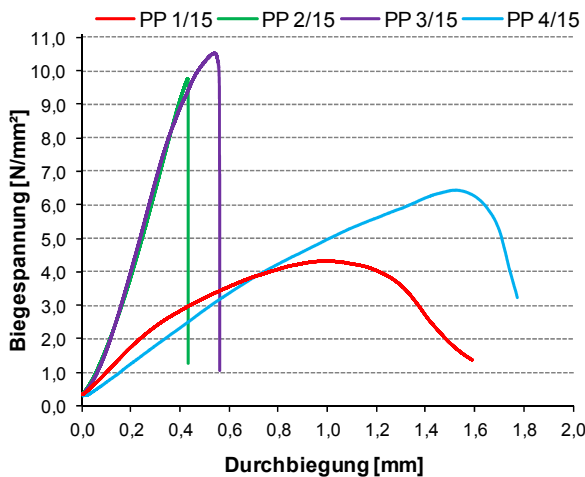


Abb. 4.7: Verhalten der Proben mit 15 % Polymeranteil bei Biegezugbelastung

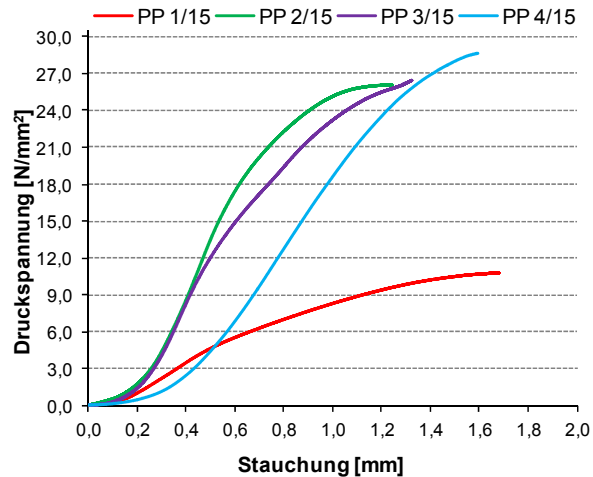


Abb. 4.8: Verhalten der Proben mit 15 % Polymeranteil bei Druckbelastung

Wie in Abb. 4.3 bis Abb. 4.8 zu erkennen ist, zeigen die Proben in Abhängigkeit vom jeweiligen Polymer deutliche Unterschiede in ihrem Verhalten bei Druck- bzw. Biegezugbeanspruchung. Während die Proben mit Polymer 2 und 3 ein relativ sprödes Verhalten aufweisen, können die Proben mit Polymer 1 und 4 eher als spröduktile bis duktil bezeichnet

werden. Diese Unterschiede werden bei Biegezugbelastung besonders deutlich. Bei 5 % Polymeranteil erreicht die Probe mit Polymer 4 (PP 4/5) die höchsten Festigkeiten. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass es sich bei Polymer 4 im Gegensatz zu den anderen Polymeren um ein Styren-Butadien-Copolymer handelt. Bei höheren Polymeranteilen steigen die Biegezug- und Druckfestigkeiten aller Proben. Dies geht mit einer Erhöhung der Durchbiegung bzw. der Stauchung bis zum Erreichen des Bruches einher. Die Steigerung der Festigkeiten ist bei den Proben mit Polymer 2 und 3 wesentlich ausgeprägter als bei den Proben mit Polymer 1 und 4. Dieser Effekt kann nicht auf die chemische Basis der verwendeten Polymere zurückgeführt werden, da diese bei Polymer 1, 2 und 3 gleich ist, wobei berücksichtigt werden muss, dass sich die Anteile der Monomere im jeweiligen Copolymer unterscheiden. Die genauen Anteile der Monomere sind nicht bekannt und wurden im Rahmen dieser Arbeit nicht ermittelt.

Die Proben wurden wie bei 20 °C verarbeitet und gelagert. Da Polymer 2 eine Mindestfilmbildungstemperatur von 30 °C aufweist, kann davon ausgegangen werden, dass keine Verfilmung eingetreten ist. Trotzdem weisen die Proben ein nahezu identisches Verhalten zu den Proben mit Polymer 3 auf, welches eine Mindestfilmbildungstemperatur von 5 °C besitzt. Folglich ist eine Filmbildung nicht zwingend erforderlich, um Kräfte übertragen zu können. Die Festigkeit der Proben mit Polymer 2 wird also durch ein Verkleben der Betonmehlpartikel mit dem Polymer verursacht. Auch Bode [50] kommt im Ergebnis seiner Untersuchungen zu dem Schluss, dass nicht filmbildene Polymere eine Steigerung der Zug- und Biegezugfestigkeit von Mörtel und Beton über die adhäsive Anbindung der einzelnen Gefügebestandteile verursachen können. Zurückgeführt wird dieser Effekt vorrangig auf die Erhöhung der spezifischen Adhäsion.

4.1.3 Einfluss des Polymergehaltes

An dieser Stelle soll der Einfluss unterschiedlicher Polymergehalte auf das Verhalten der Proben bei Belastung verglichen werden (Abb. 4.9 bis Abb. 4.16).

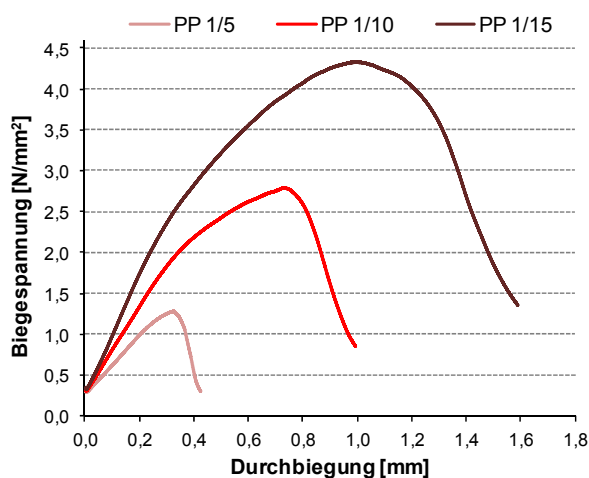


Abb. 4.9: Verhalten der Proben mit Polymer 1 bei Biegezugbelastung

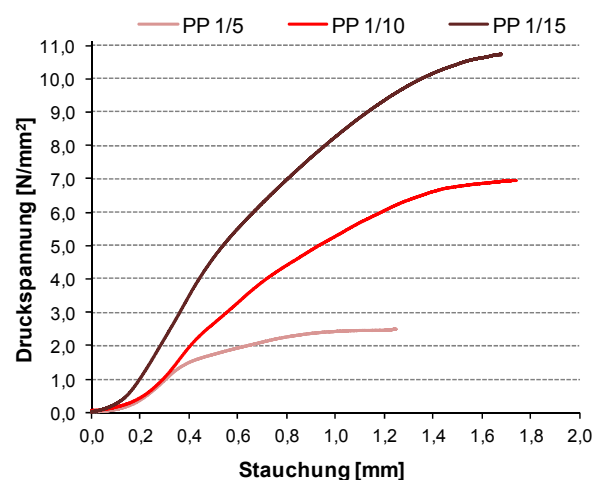


Abb. 4.10: Verhalten der Proben mit Polymer 1 bei Druckbelastung

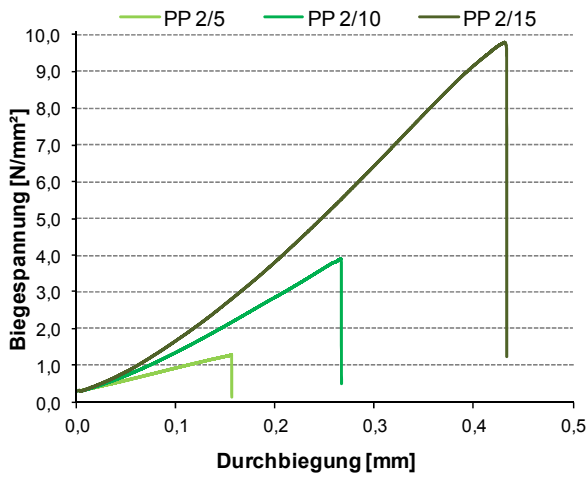


Abb. 4.11: Verhalten der Proben mit Polymer 2 bei Biegezugbelastung

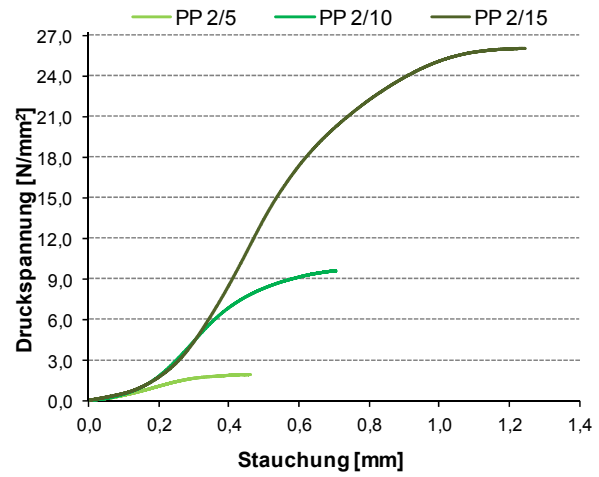


Abb. 4.12: Verhalten der Proben mit Polymer 2 bei Druckbelastung

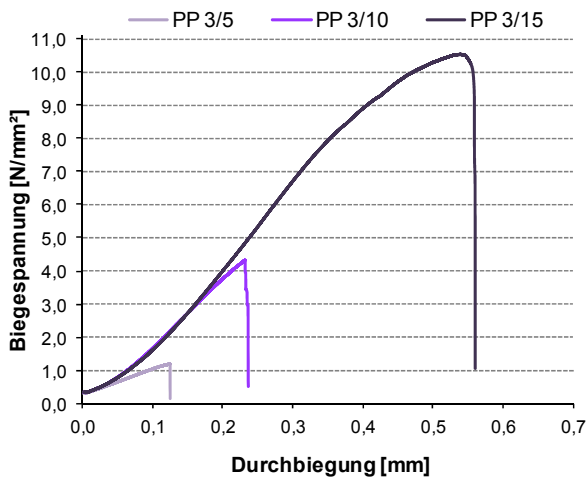


Abb. 4.13: Verhalten der Proben mit Polymer 3 bei Biegezugbelastung

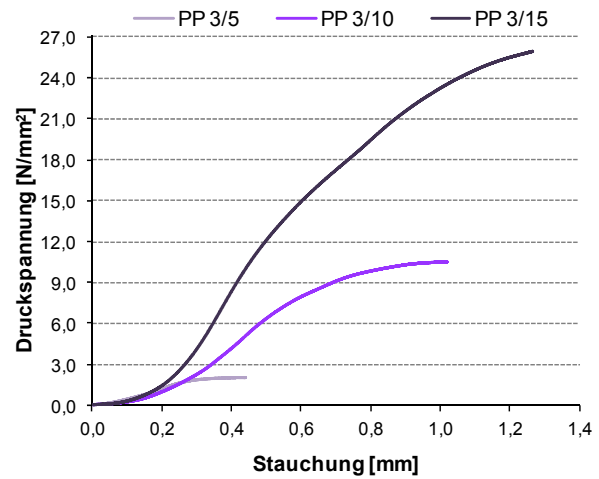


Abb. 4.14: Verhalten der Proben mit Polymer 3 bei Druckbelastung

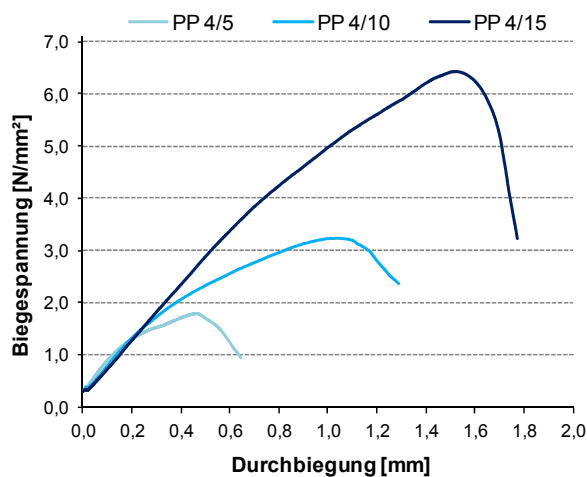


Abb. 4.15: Verhalten der Proben mit Polymer 4 bei Biegezugbelastung

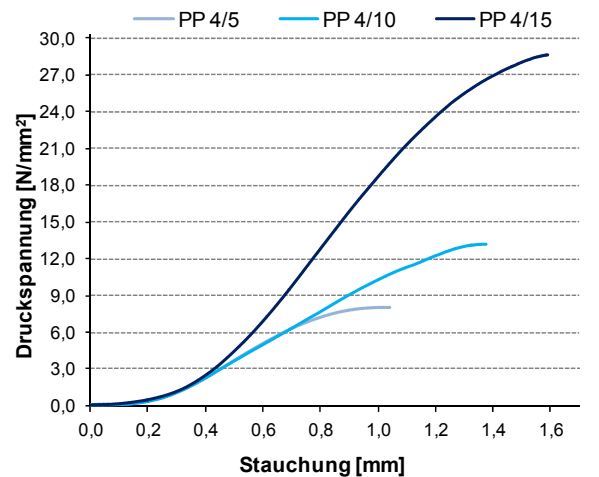


Abb. 4.16: Verhalten der Proben mit Polymer 4 bei Druckbelastung

Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss des Polymergehaltes zeigen, dass bei steigendem Kunststoffgehalt die Festigkeiten und das Verformungsvermögen der Proben relativ gleichmäßig zunehmen, wobei die Porosität der Proben abnimmt, was bei der Einschätzung der Festigkeitssteigerung zu berücksichtigen ist. Des Weiteren ist erkennbar, dass

bereits bei einem Polymeranteil von 5 % bei den filmbildenden Polymeren ein Netzwerk ausgebildet wird, welches in der Lage ist, die Betonmehlpartikel miteinander zu verkleben bzw. bei den nichtfilmbildenden Polymeren die Oberflächen der Betonmehlpartikel so dicht belegt sind, dass die Gefügebestandteile adhäsiv miteinander verbunden sind und somit Lasten abgetragen werden können.

Der Festigkeitszuwachs der Proben mit Polymer 2 und 3 gestaltet sich sehr ähnlich. Die Zunahme der Festigkeit ist bei einer Steigerung des Polymeranteils von 5 % auf 10 % bei beiden Polymeren nicht so ausgeprägt, wie bei der Steigerung von 10 % auf 15 %. Dahingegen steigen die Festigkeiten der Proben mit Polymer 1 und 4 kontinuierlich mit steigendem Polymergehalt.

4.1.4 Einfluss der Mahlfineinheit

Der Einfluss der Mahlfineinheit auf die Festigkeit und das Verformungsverhalten wurde exemplarische an Proben mit 10 % Polymeranteil ermittelt. Wie in den Abb. 4.17 bis Abb. 4.24 zu erkennen ist, wirkt sich die Mahlfineinheit des Betonmehls unterschiedlich auf die Festigkeiten und das Verformungsverhalten der Proben aus.

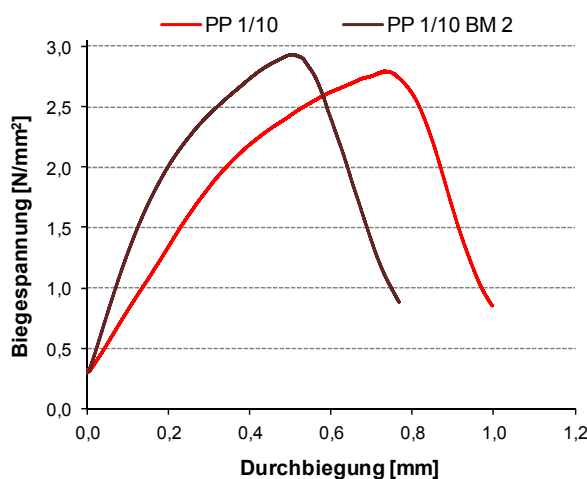


Abb. 4.17: Einfluss der Mahlfineinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 1

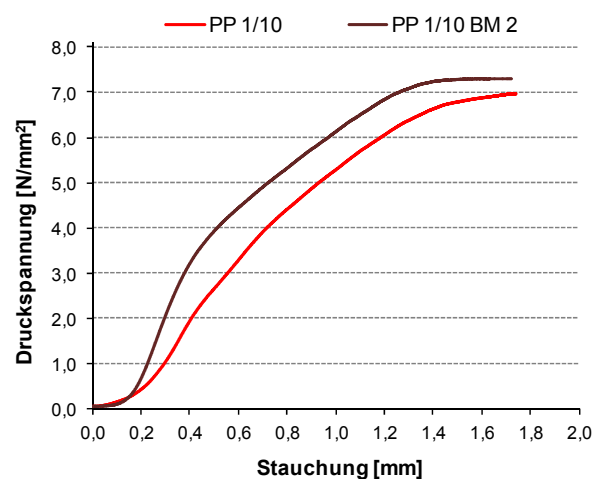


Abb. 4.18: Einfluss der Mahlfineinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 1

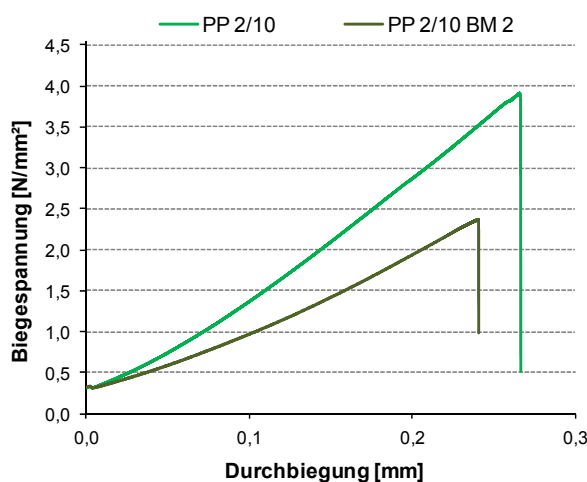


Abb. 4.19: Einfluss der Mahlfineinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 2

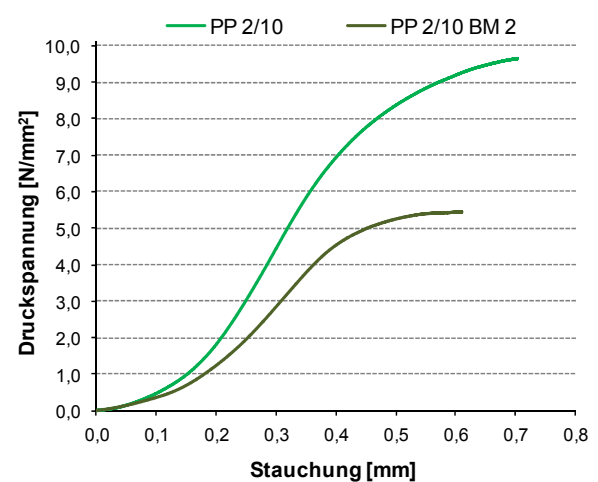


Abb. 4.20: Einfluss der Mahlfineinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 2

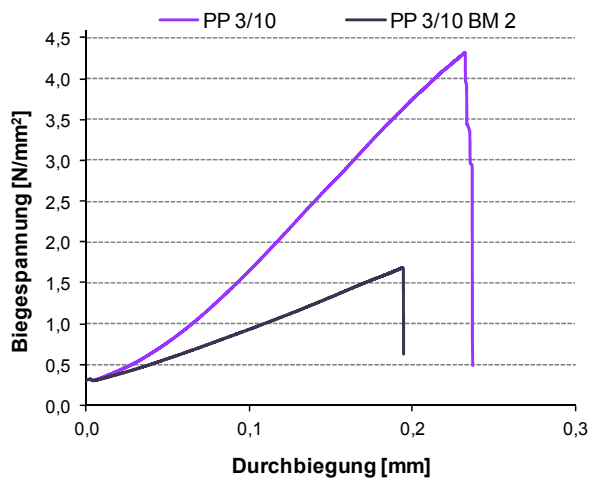


Abb. 4.21: Einfluss der Mahlfeinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 3

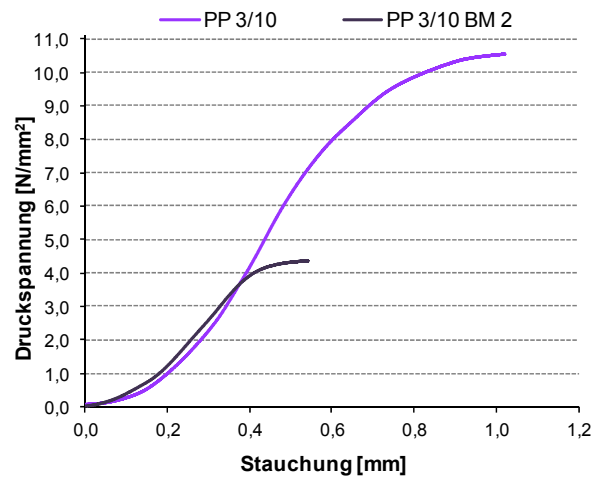


Abb. 4.22: Einfluss der Mahlfeinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 3

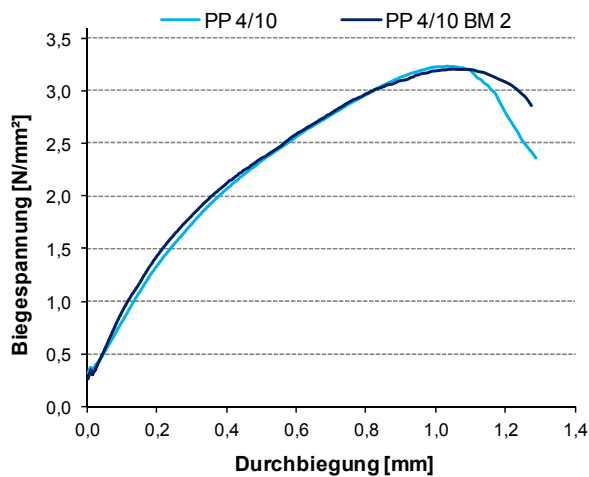


Abb. 4.23: Einfluss der Mahlfeinheit bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 4

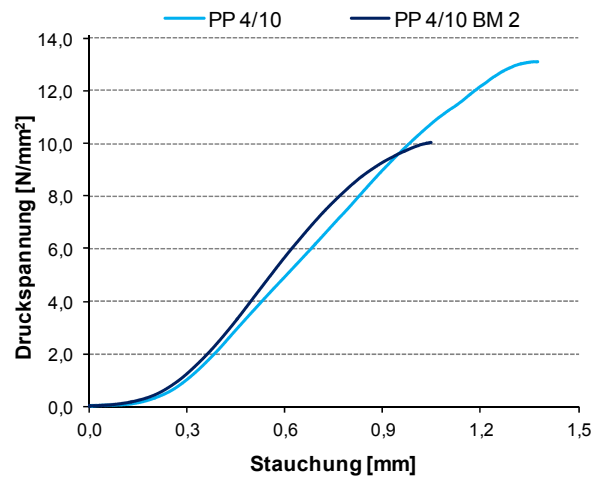


Abb. 4.24: Einfluss der Mahlfeinheit bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 4

Während die Proben mit Polymer 1 und 4 kaum Veränderungen zeigen, führt die höhere Mahlfeinheit von BM 2 bei den Proben mit Polymer 2 und 3 zu deutlichen Festigkeitsabnahmen. Auch das Verformungsvermögen wird verringert, wobei dieser Effekt bei PP 3/10 BM 2 am deutlichsten ausgeprägt ist. Die Abnahme der Festigkeit und des Verformungsvermögens der Proben PP 2/10 BM 2 und PP 2/10 BM 2 lässt sich wahrscheinlich auf die Belegungsrate der Polymere auf den Betonmehlparkeln zurückführen. Je feiner aufgemahlen diese Partikel sind, desto größer wird die Oberfläche, die von den Polymeren belegt werden muss, um alle Betonmehlpartikel miteinander zu verkleben. Aufgrund der unterschiedlichen Partikelgrößen der Polymere (siehe Tab. 3.2, S. 32) wirkt sich die Mahlfeinheit des Betonmehls ungleich aus. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass nicht ausschließlich die Zugabemenge des Polymers entscheidend ist für dessen Wirksamkeit im Gefüge. Bei der Polymermodifizierung von Beton sind demnach nicht nur der p/z-Wert ausschlaggebend, sondern auch die Partikelgrößen und Partikelgrößenverteilung des Zementes, der Polymere und anderer Feinstbestandteile des Betons. Das heißt, je feiner der verwendete Zement ist, desto größer ist die benetzbare Oberfläche und desto mehr Polymere werden benötigt, um ein wirksames Polymeres Netzwerk auszubilden.

4.1.5 Einfluss des alkalischen Milieus

Die Abb. 4.25 bis Abb. 4.32 zeigen die Last-Verformungskurven der Proben, die mit Porenlösung hergestellt wurden im Vergleich zur jeweiligen Referenz. Es soll aufgezeigt werden wie das alkalische Milieu der Porenlösung die Filmbildungsprozesse beeinflusst. Die Auswirkung der Porenlösung auf die Filmbildung bzw. die adhäsive Anbindung der Polymere an die Gefügebestandteile wird dabei anhand des Last-Verformungsverhaltens beurteilt. Damit kann beurteilt werden, ob die Ergebnisse der Voruntersuchungen das Verhalten der Polymere im Gefüge des Betons widerspiegeln oder ob Abweichungen vom hier beobachteten Verhalten auf Grund der im Beton vorliegenden Umgebungsbedingungen zu erwarten sind.

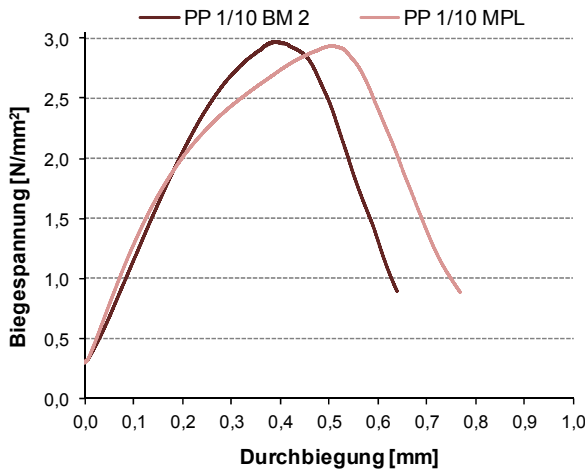


Abb. 4.25: Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 1

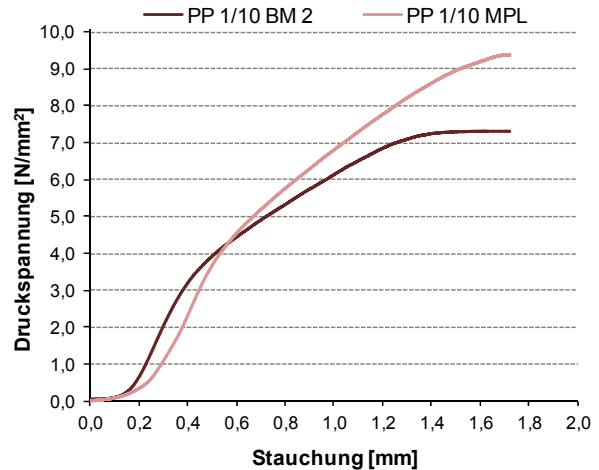


Abb. 4.26: Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 1

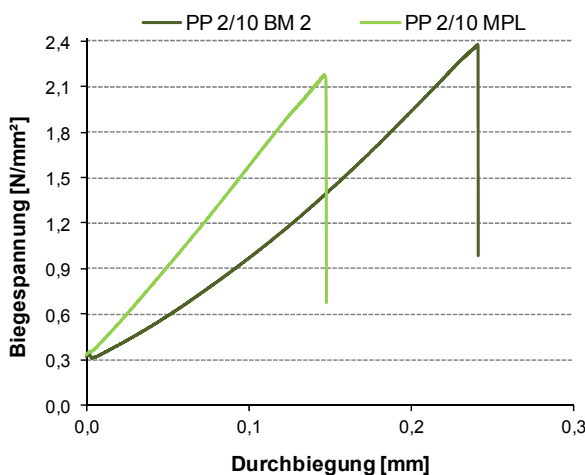


Abb. 4.27: Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 2

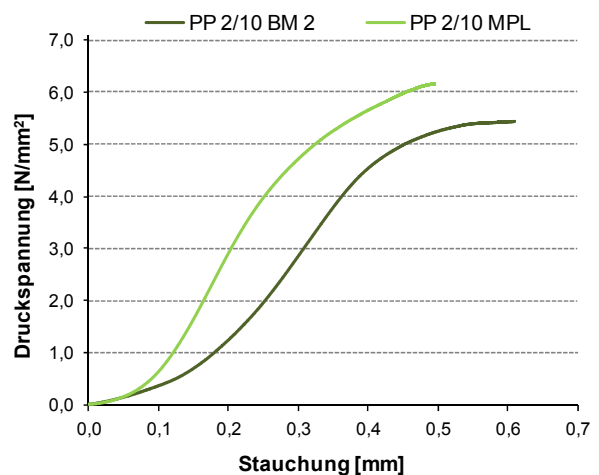


Abb. 4.28: Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 2

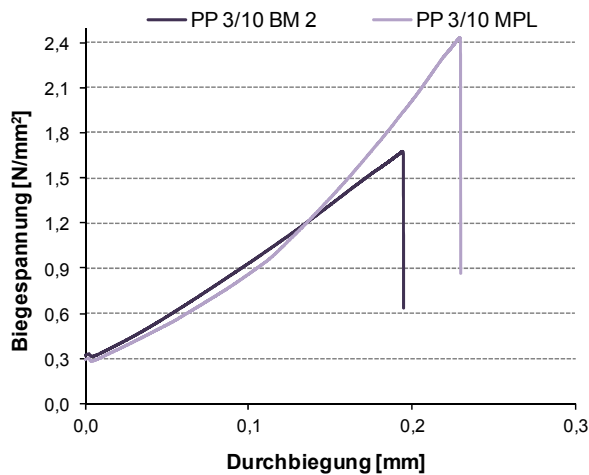


Abb. 4.29: Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 3

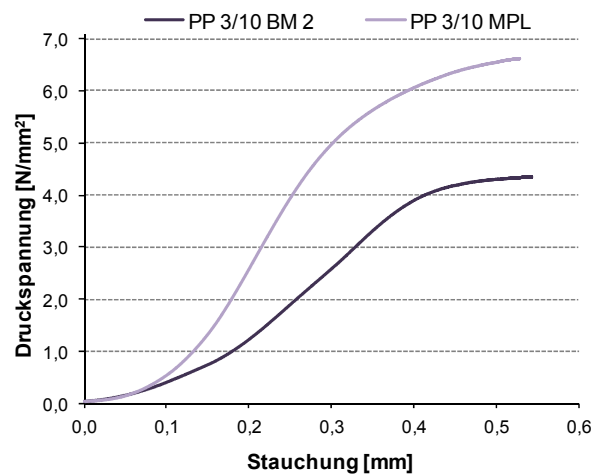


Abb. 4.30: Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 3

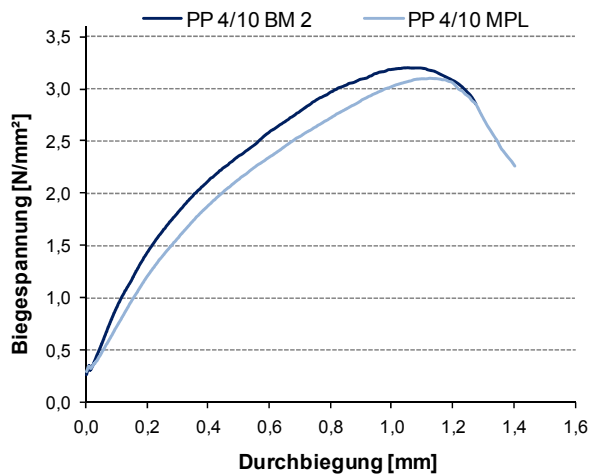


Abb. 4.31: Einfluss des alkalischen Milieus bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 4

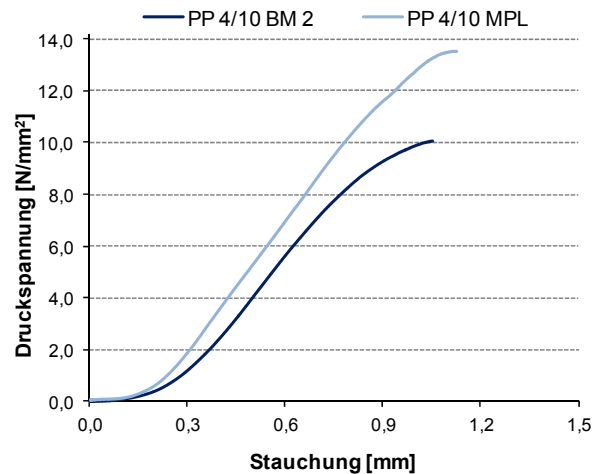


Abb. 4.32: Einfluss des alkalischen Milieus bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 4

Anhand der vorliegenden Ergebnisse zum Einfluss des alkalischen Milieus auf die Festigkeiten und das Verformungsvermögen der Proben, sind keine einheitlichen Effekte ablesbar. Es kann jedoch eindeutig festgestellt werden, dass sich das alkalische Milieu nicht negativ auf die Festigkeiten auswirkt, auch unter Berücksichtigung der Porositäten der Proben. Die Druckfestigkeiten der Proben, die mit Porenlösung hergestellt wurden, sind generell größer als die der Referenzproben. Dieser Effekt ist bei den Biegezugfestigkeiten nicht gleichermaßen zu beobachten. Während bei den Proben mit Polymer 1 und 4 die Biegezugfestigkeit quasi unverändert bleibt, ist bei den Proben mit Polymer 2 eine Abnahme und bei den Proben mit Polymer 3 eine Zunahme der Biegezugfestigkeit ermittelt worden. Die Kurvenverläufe der Proben mit und ohne Porenlösung unterscheiden sich kaum voneinander. Es wird davon ausgegangen, dass das Verformungsverhalten durch die Porenlösung nicht beeinflusst wird.

4.1.6 Einfluss der Filmbildung

Um den Einfluss der Filmbildung untersuchen zu können, wurde ein Teil der Proben PP 2/10 bei 40 °C gelagert. Wie in den Abb. 4.33 und Abb. 4.34 zu sehen ist, führt die Lagerung oberhalb der Mindestfilmbildungstemperatur von Polymer 2 (30 °C) zu einer deutlichen Steigerung der Festigkeiten und des Verformungsvermögens der Proben. Da die Proben annähernd gleiche Porositäten aufweisen, kann die Porosität als Einflussgröße hier ausgeschlossen werden. Somit wird festgestellt, dass die Filmbildung einen erheblichen Einfluss auf die Festigkeit und das Verformungsvermögen von Polymeren im Gefüge von PCC hat. Des Weiteren wird ersichtlich, dass die analogen Effekte bei den Proben mit Polymer 2 und 3 bei Belastung (siehe Kap. 4.1.2) nicht auf die Polymerart und Lieferform zurückzuführen sind, da Polymer 3 bei 20 °C Lagerungstemperatur verfilmt, wohingegen Polymer 2 erst bei 30 °C verfilmt.

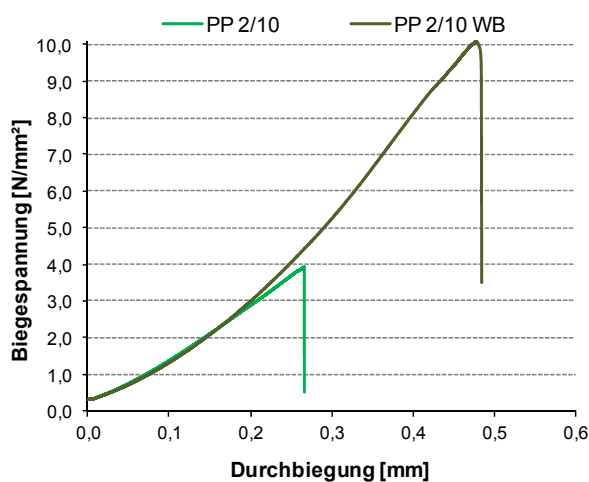


Abb. 4.33: Einfluss der Filmbildung bei Biegezugbelastung auf die Proben mit Polymer 2

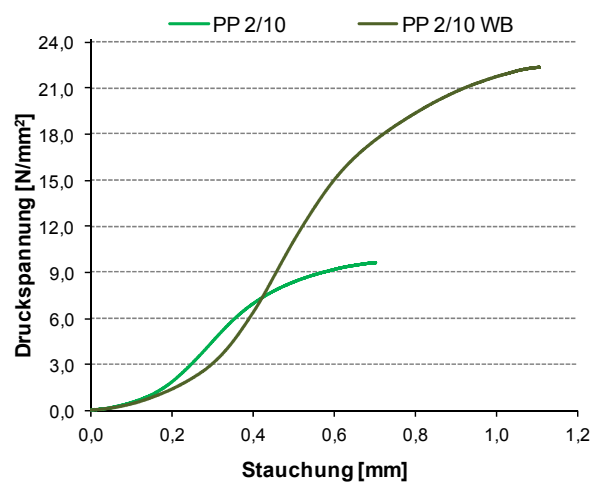


Abb. 4.34: Einfluss der Filmbildung bei Druckbelastung auf die Proben mit Polymer 2

4.1.7 Einfluss der Polymere im Gefüge

Zur Analyse der polymeren Bindemittelmatrix der Proben wurden REM-Untersuchungen durchgeführt. Damit sollte das Gefüge hinsichtlich des Verbundes der Kunststoffmatrix zu den Betonmehlparkeln charakterisiert werden. Bei den Proben mit 5 % Polymeranteil konnten keine eindeutigen Polymerdomänen oder Polymerfilme lokalisiert werden, auch wenn die Bindemittelwirkung der Polymere durch die Voruntersuchungen nachgewiesen werden konnte. Erst ab einem Polymergehalt von 10 % konnte die Polymermatrix der Proben detektiert werden. Verstreckte Polymerfilme, wie sie in Rissen von polymermodifizierten Mörteln oder Betonen beobachtet werden können, wurden auch bei den Proben mit 10 % und 15 % Polymergehalt nicht gefunden, ansonsten gestaltete sich die Formation der Polymere im Gefüge der Proben sehr ähnlich. Auch die Verwendung von Modellporenlösung zur Probenherstellung hatte keinen Einfluss auf die Gefügeausbildung. Aus diesen Gründen werden an dieser Stelle exemplarisch die Bilder der Proben mit 10 % Polymergehalt gezeigt. Bei den Darstellungen (Abb. 4.35 bis Abb. 4.38) ist die adhäsive Anbindung der Polymere an die Betonmehlparkeln erkennbar, allerdings richtet sich die Formation nach der Art der verwendeten Polymere. Auch die Proben mit Polymer 2, die oberhalb der MFT gelagert wurden, zeigen

keine erkennbaren Unterschiede in der Mikrostruktur im Vergleich zu den Proben, die unterhalb der MFT gelagert wurden.

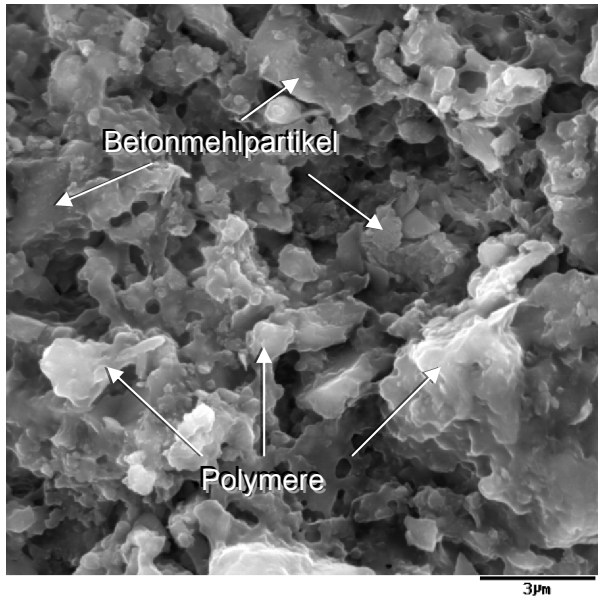


Abb. 4.35: Gefügeausbildung mit Polymer 1

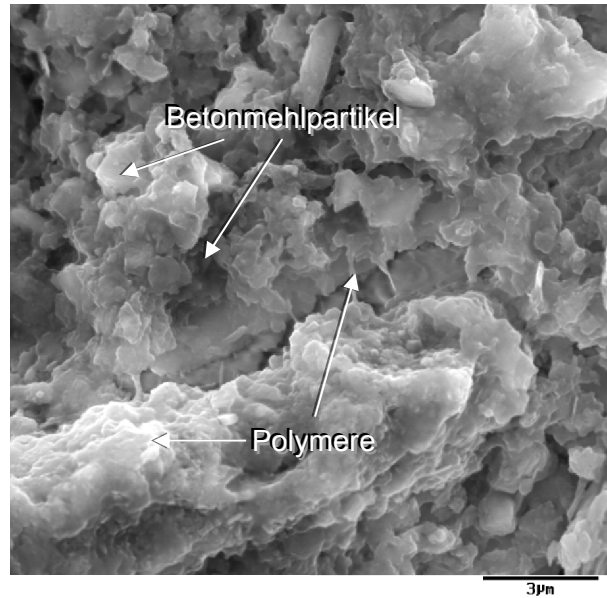


Abb. 4.36: Gefügeausbildung mit Polymer 2

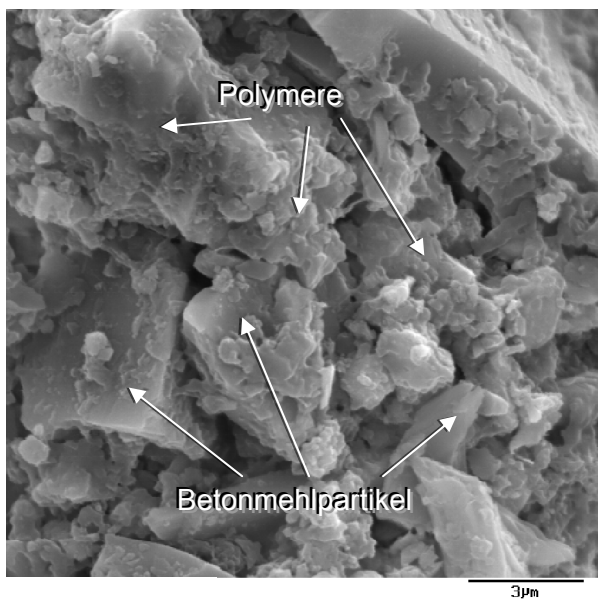


Abb. 4.37: Gefügeausbildung mit Polymer 3

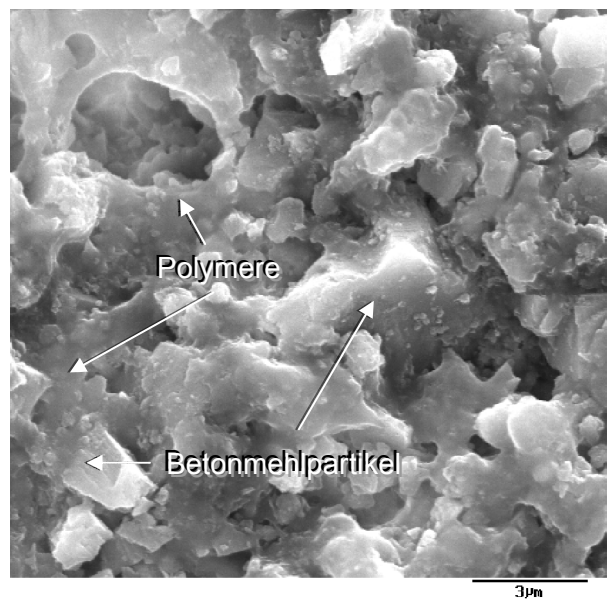


Abb. 4.38: Gefügeausbildung mit Polymer 4

4.2 Charakterisierung der Betone

Nachfolgend werden die ermittelten Frisch- und Festbetonkennwerte dargestellt. Die Frischbetonmerkmale wurden aus je zwei Einzelversuchen ermittelt. Um repräsentative Festbetonkennwerte zu erhalten, wurden mindestens drei Einzelwerte bestimmt, aus denen der Mittelwert, die Standardabweichung und der Variationskoeffizient berechnet wurden. Standardabweichung und Variationskoeffizient wurden bei der Interpretation der Messergebnisse berücksichtigt.

Zur übersichtlichen Darstellung der ermittelten Ergebnisse werden die grundlegenden Kennwerte aller Betone in den Tab. 4.2 und Tab. 4.3 gezeigt. Bei den vergleichenden Untersuchungen werden die Proben systematisch kategorisiert und entsprechend der jeweiligen Kategorie untereinander verglichen.

Es kann davon ausgegangen werden, dass bei den gegebenen Verarbeitungs- und Lagerungsbedingungen (20 °C, 65 % relative Luftfeuchte) die Polymere 1, 3 und 4 durchgängige Kunststofffilme im Festbeton ausbilden. Polymer 2 verfilmt unter diesen Bedingungen nicht bzw. nur teilweise, weist aber einen adhäsiven Verbund zu Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix auf, wie die Untersuchungsergebnisse in Kap. 4.1 zeigen.

4.2.1 Frischbetoneigenschaften

In Tab. 4.2 sind die Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen aufgeführt. Zur Auswertung der Ergebnisse sollen die Betone der Konsistenzklasse F3, die selbstverdichtenden Betone und die PCC mit 15 % Polymer 1 (PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5) mit der dazugehörigen Referenz (CC_0,5) gesondert betrachtet werden.

Da bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 gleiche Ausbreitmaße eingestellt wurden, äußert sich die verflüssigende Wirkung der Polymere in den reduzierten w/z-Werten der polymermodifizierten Betone im Vergleich zum Referenzbeton (Tab. 3.7). Dahingegen ist die verflüssigende Wirkung der Polymere beim Vergleich der Ausbreitmaße von CC_0,5 und PCC 1/15_0,5 offensichtlich. Der Einfluss der Polymere auf die Rohdichte wird teilweise durch die w/z-Wertreduzierung überlagert, dadurch ist kaum eine Veränderung erkennbar, trotz der geringen Dichte der Polymere. Lediglich PCC 1/15_0,5, PCC 4/7 p und PCC 4/10 p weisen deutlich geringere Rohdichten als der jeweilige Referenzbeton auf, was in erster Linie durch die erhöhten Luftgehalte verursacht wird.

Weder die unterschiedlichen Gesteinskörnungen noch die Substitutionsmaterialien haben einen Einfluss auf die Konsistenz. Im Gegensatz dazu wird durch den Einsatz des Substitutionsmaterials die Frischbetonrohichte deutlich herabgesetzt, was zum einen auf die geringere Dichte der Substitutionsmaterialien im Vergleich zur Gesteinskörnung und zum anderen auf den erheblichen Luftporeneintrag speziell bei den Proben mit Gummimehl zurückzuführen ist.

Bei den selbstverdichtenden Betonen wurde ein Zielwert von 720 mm \pm 20 mm für das Setzfließmaß gewählt. Der w/z-Wert ist bei allen Rezepturen gleich und richtet sich nach dem Wasseranspruch der Mehlkornkomponente. Die angestrebten Setzfließmaße wurden durch Anpassen der Fließmittelmenge eingestellt. Die benötigte Fließmittelmenge war bei den polymermodifizierten Mischungen geringer und sank mit steigendem p/z-Wert. Dieser Effekt

ist wiederum auf die verflüssigende Wirkung der eingesetzten Polymere zurückzuführen. Die Trichterauslaufzeiten werden durch die Polymerzugabe deutlich reduziert. Die Unterschiede bei den einzelnen Kunststoffgehalten sind aber eher gering. Ein signifikanter Unterschied zwischen Polymer 2 und 3 kann nicht festgestellt werden. Folglich wirken die Polymere nicht nur verflüssigend, sondern senken gleichzeitig die Viskosität des Frischbetons und verändern damit die rheologischen Eigenschaften des Frischbetons in sehr komplexer Art und Weise, was auch die Untersuchungsergebnissen von Kubens [44] zeigen. Trotz der niedrigen Viskosität der polymermodifizierten Betone waren diese genau wie der unmodifizierte Beton sedimentationsstabil, was am Sägeschnitt nachgewiesen wurde. Die Frischbetonrohichte der selbstverdichtenden Betone sinkt mit steigendem Polymergehalt, was auf die erhöhten Luftgehalte der polymermodifizierten Betone, aber auch auf die geringe Dichte der Polymere zurückzuführen ist. Die Polymerart hat dabei keinen signifikanten Einfluss.

Tab. 4.2: Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen

Probe	Ausbreitmaß	Luftgehalt	Frischbetonrohichte	Frischbetontemperatur	Setzfließmaß	Setzfließmaß mit Blockier-ring	Trichterauslaufzeit
	[mm]	[Vol-%]	[g/cm ³]	[°C]	[mm]	[mm]	[s]
CC p	480	1,7	2,31	22	-	-	-
CC p RG	480	1,5	2,21	19	-	-	-
CC p RM	480	8,0	2,11	20	-	-	-
CC d	480	2,0	2,34	20	-	-	-
CC_0,5	405	1,5	2,41	20	-	-	-
SCC	-	1,5	2,51	20	720	630	30
PCC 1/7 p	490	1,3	2,29	21	-	-	-
PCC 1/10 p	480	2,0	2,25	21	-	-	-
PCC 1/15_0,4	410	4,9	2,36	20	-	-	-
PCC 1/15_0,5	600	5,9	2,28	20	-	-	-
PCC 2/7 p	480	1,8	2,28	20	-	-	-
PCC 2/10 p	480	1,5	2,29	21	-	-	-
PSCC 2/15	-	2,6	2,44	20	690	680	17
PSCC 2/25	-	2,5	2,43	20	720	710	11
PSCC 2/30	-	2,7	2,42	20	720	700	11
PCC 3/7 p	470	1,9	2,27	20	-	-	-
PCC 3/10 p	490	1,2	2,28	19	-	-	-
PCC 3/10 d	470	2,3	2,33	21	-	-	-
PCC 3/10 p RG	460	3,1	2,21	20	-	-	-
PSCC 3/15	-	2,7	2,44	20	720	720	14
PSCC 3/25	-	2,3	2,43	20	690	690	15
PSCC 3/30	-	2,0	2,42	20	710	710	12
PCC 4/7 p	460	9,5	2,08	21	-	-	-
PCC 4/10 p	470	11,5	2,05	20	-	-	-

4.2.2 Festbetoneigenschaften

Zur Charakterisierung der Festbetone wurden Rohdichte, Druckfestigkeit, Biegezugfestigkeit, Querdehnzahl, statischer und dynamischer Elastizitätsmodul ermittelt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in Tab. 4.3 aufgeführt.

Tab. 4.3: Ergebnisse der Festbetonuntersuchungen

Probe	Würfel- druck- festig- keit	Zyl.- druck- festig- keit	Biege- zug- festig- keit	stat. E- Mod.	dyn. E- Mod.	Quer- dehn- zahl	Roh- dichte	Rein- dichte	Poro- sität
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[%]
CC p	42,4	35,6	5,4	23600	33900	0,26	2,28	2,58	11,6
CC p RG	26,4	24,0	4,5	19800	25000	0,28	2,18	2,50	12,8
CC p RM	20,3	18,7	3,7	17600	22900	0,22	2,05	2,55	19,6
CC d	42,9	34,7	4,4	30000	40100	0,22	2,33	2,66	12,4
CC_0,5	48,0	40,4	4,4	35700	45900	0,22	2,45	2,71	9,6
SCC	46,9	41,0	5,8	39200	49300	0,18	2,45	2,79	12,1
PCC 1/7 p	37,0	31,9	5,5	22200	31200	0,25	2,25	2,54	11,4
PCC 1/10 p	38,4	33,0	6,2	20000	30600	0,24	2,23	2,53	11,9
PCC 1/15_0,4	50,7	39,6	8,5	25200	42200	0,21	2,39	2,63	9,1
PCC 1/15_0,5	40,6	31,9	6,9	25000	40600	0,21	2,29	2,63	12,9
PCC 2/7 p	44,7	38,7	5,1	21400	31300	0,26	2,25	2,55	11,8
PCC 2/10 p	48,6	45,9	5,8	22800	33000	0,25	2,26	2,53	10,7
PSCC 2/15	33,4	30,4	4,6	30100	38500	0,17	2,36	2,69	12,1
PSCC 2/25	33,5	29,0	4,3	28900	37000	0,17	2,31	2,68	13,8
PSCC 2/30	32,6	28,4	4,8	25300	35300	0,18	2,26	2,65	14,7
PCC 3/7 p	42,9	36,1	5,8	21800	30500	0,26	2,23	2,55	12,5
PCC 3/10 p	52,5	47,4	6,2	23600	32700	0,25	2,28	2,53	9,8
PCC 3/10 d	50,1	45,5	6,2	30200	39400	0,20	2,32	2,62	11,5
PCC 3/10 p RG	33,4	31,0	5,5	18900	25300	0,25	2,18	2,46	11,4
PSCC 3/15	38,1	31,0	4,7	29400	42400	0,18	2,35	2,69	12,7
PSCC 3/25	31,6	29,1	4,4	28500	40800	0,18	2,31	2,67	13,5
PSCC 3/30	30,3	27,7	4,5	26700	38700	0,18	2,29	2,66	13,9
PCC 4/7 p	27,1	25,8	5,2	20900	25100	0,24	2,09	2,55	18,0
PCC 4/10 p	33,4	31,7	6,0	21000	25600	0,30	2,06	2,54	18,9

Die Variation der Gesteinskörnung führt zu keiner Veränderung der Druckfestigkeit, da die Matrixfestigkeit niedriger ist als die der eingesetzten Gesteinskörnung. Anders verhält es sich bei der Biegezugfestigkeit. Der unmodifizierte Beton mit der porösen Gesteinskörnung (CC p) weist eine höhere Biegezugfestigkeit als der Referenzbeton mit dichter Gesteinskörnung (CC d) auf, was auf den höheren adhäsiven Verbund zwischen porösen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix zurückzuführen ist. Der adhäsive Verbund ist bei Verwendung von dichten Gesteinskörnung in der Regel geringer als bei poröser Gesteinskörnung, da sich bei dichten Gesteinskörnungen ein Wasserfilm um das Gesteinskorn bildet, der eine w/z-Verterhöhung in diesem Bereich bewirkt, sodass dort die Porosität erhöht wird [119-121].

Die Substitutionsmaterialien verursachen einen offensichtlichen Druckfestigkeitsverlust. Bei der Verwendung von Gummimehl wird dieser Effekt besonders deutlich. Die Ursache dafür ist aber nicht nur das Gummimehl selbst, sondern auch die hohe Porosität dieser Probe. Die Biegezugfestigkeit wird durch die Substitutionsmaterialien nicht so stark verringert, wie der Abfall der Druckfestigkeit vermuten lässt.

Bei der Beurteilung des Einflusses der Polymere auf die Festigkeit sind außer bei CC_0,5 und PCC 1/15_05, die sich direkt vergleichen lassen, die unterschiedlichen w/z-Werte der einzelnen Rezepturen zu berücksichtigen. Bei den Proben PCC 4/7 p und PCC 4/10 p dürfen darüber hinaus die hohen Porositäten nicht außer Acht gelassen werden. Um die Betone miteinander vergleichen zu können, wurden auf Grundlage der Festigkeit des Referenzbetons zunächst die theoretischen Festigkeiten der Betone ermittelt, die sich entsprechend des jeweiligen w/z-Wertes nach der Walz-Kurve [122] errechnen lassen. Zur Berücksichtigung der erhöhten Porosität der Proben PCC 4/7 p und PCC 4/10 p wurde die Annahme getroffen, dass zusätzlich eingebrachte Luftporen annähernd den gleichen festigkeitsmindernden Einfluss haben wie die volumengleiche Menge Wasser [123]. Dabei wurde der am Frischbeton ermittelte Luftporengehalt zu Grunde gelegt. Der Vergleich der berechneten Festigkeiten und der experimentell ermittelten ist in Abb. 4.39 dargestellt. Es wird deutlich, dass die Festigkeit durch die Polymerzugabe gesenkt wird. Ein eindeutiger Einfluss des Polymergehaltes ist jedoch nicht feststellbar.

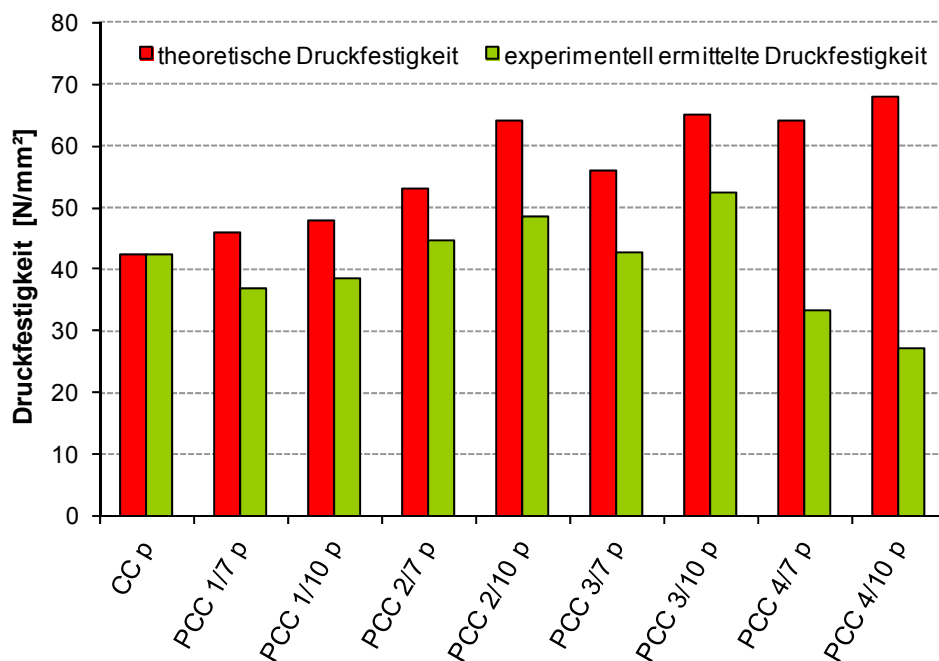


Abb. 4.39: Vergleich der Druckfestigkeit der PCC

Die Variation der Gesteinskörnung hat auch bei den polymermodifizierten Betonen keinen Einfluss auf die Druckfestigkeit wie bei Betrachtung der Proben PCC 3/10 p und PCC 3/10 d deutlich wird. Im Gegensatz zu den unmodifizierten Proben ist hier keine Veränderung der Biegezugfestigkeit zu beobachten, was auf die Verbesserung des adhäsiven Verbundes zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix infolge der Polymerzugabe zurückzuführen ist, sodass unabhängig von der Art der Gesteinskörnung ein gleich guter Verbund vorliegt. Der Vergleich der Biegezugfestigkeiten der polymermodifizierten Betone mit denen der Referenzbetone zeigt, dass die Biegezugfestigkeit durch die Polymerzugabe erhöht wird.

renzprobe gestaltet sich schwierig. Der direkte Vergleich ist aufgrund der w/z-Wertvariation nicht möglich. Lediglich bei den Proben PCC 1/7 p, PCC 1/10 p, PCC 4/7 p und PCC 4/10 p ist, unter Berücksichtigung der geringeren Druckfestigkeiten dieser Proben, eine Erhöhung der Biegezugfestigkeit im Vergleich zu CC p feststellbar. Der Einsatz von Substitutionsmaterialien im PCC (PCC 3/10 p RG) verursacht die gleichen Effekte, wie sie beim unmodifizierten Beton beobachtet werden konnten.

Der Einfluss der Polymere auf die Festigkeit der selbstverdichtenden Betone ist offensichtlich. Die Druckfestigkeit wird durch die Polymerzugabe deutlich gesenkt. Bei Verwendung von Polymer 2 ist durch die Erhöhung des Polymergehaltes keine weitere Festigkeitsreduzierung beobachtbar, wohingegen die Erhöhung des Gehaltes von Polymer 3 zu einer weiteren Verringerung der Festigkeit führt. Die Biegezugfestigkeit der selbstverdichtenden Betone konnte durch die Polymerzugabe nicht erhöht werden. Sie ist bei allen modifizierten Proben geringer als die der Referenz, was mehrere Ursachen haben kann. Einerseits ist es möglich, dass aufgrund des hohen Mehlkorngehalts der Polymeranteil nicht ausreichend ist, um die Biegezugfestigkeit zu erhöhen (siehe dazu auch Kap. 4.1.4, S. 53). Wie die Untersuchungen von [25, 50, 53] andererseits zeigen, können die Schwindmaße von polymermodifizierten Betonen deutlich größer sein, als die nicht modifizierter Vergleichsbetone, woraus erhöhte Spannungen im PCC resultieren. Diese lastunabhängigen Spannungen reduzieren letztlich die aufnehmbaren Biegespannungen und können darüber hinaus sogar Schwindrisse verursachen, die zu einer Verkleinerung der lastabtragenden Fläche führen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Schwindverhalten der Betone nicht untersucht.

Die statischen und dynamischen Elastizitätsmoduln werden durch die Gesteinskörnung maßgeblich beeinflusst (Tab. 4.3). Der Einsatz der dichten Gesteinskörnung verursacht höhere Elastizitätsmoduln als die Verwendung der porösen Gesteinskörnung. Die Substitutionsmaterialien bewirken einen erheblichen Abfall des Elastizitätsmoduls, was sich mit den Ergebnissen in [96-103] deckt. Die Senkung der Elastizitätsmoduln bei der Verwendung der poröser Gesteinskörnung bzw. der Substitutionsmaterialien ist auf die geringen E-Moduln dieser Materialien selbst zurückzuführen.

Die Polymermodifikationen haben bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Elastizitätsmoduln als die Gesteinskörnung oder die Substitutionsmaterialien. Die alleinige Senkung des Elastizitätsmoduls ist also durch eine geeignete Auswahl der Gesteinskörnung bzw. den Einsatz von geeignetem Substitutionsmaterial eher realisierbar, als durch eine Polymermodifikation mit den hier verwendeten Polymergehalten, wenn die verflüssigende Wirkung der Polymere zur w/z-Wertreduzierung genutzt wird.

Bei den selbstverdichtenden Betonen kann eine deutliche Senkung der Elastizitätsmoduln infolge Polymerzugabe beobachtet werden, die mit steigendem Polymergehalt zunimmt. Dabei müssen aber auch die geringeren Druckfestigkeiten der modifizierten Betone berücksichtigt werden, da diese unmittelbar mit den Elastizitätsmoduln zusammenhängen.

4.2.3 Hydratationsgrad und Porenstruktur

Neben dem w/z-Wert und der Porosität darf der Hydratationsgrad der Proben beim Vergleich der Festigkeiten nicht außer Acht gelassen werden. Die Abb. 4.40 zeigt die Hydratationsgra-

de der Bindemittel zum Zeitpunkt der Belastungsversuche, d. h. den Hydratationsgrad nach 28 Tagen der der Bindemittel der Betone der Konsistenzklasse F3 und den Hydratationsgrad nach 56 Tagen der Bindemittel der selbstverdichtenden Betone. Wie zu erwarten war [24, 38, 83], wird die Hydratation des Zementes durch die Polymerzugabe verzögert. Dieser Effekt ist bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 wesentlich stärker ausgeprägt als bei den selbstverdichtenden Betonen. Desweiteren ist ein Einfluss des Polymergehaltes erkennbar. Die Reaktionsverzögerung steigt mit zunehmendem Polymergehalt, was insbesondere bei den selbstverdichtenden Betonen deutlich wird.

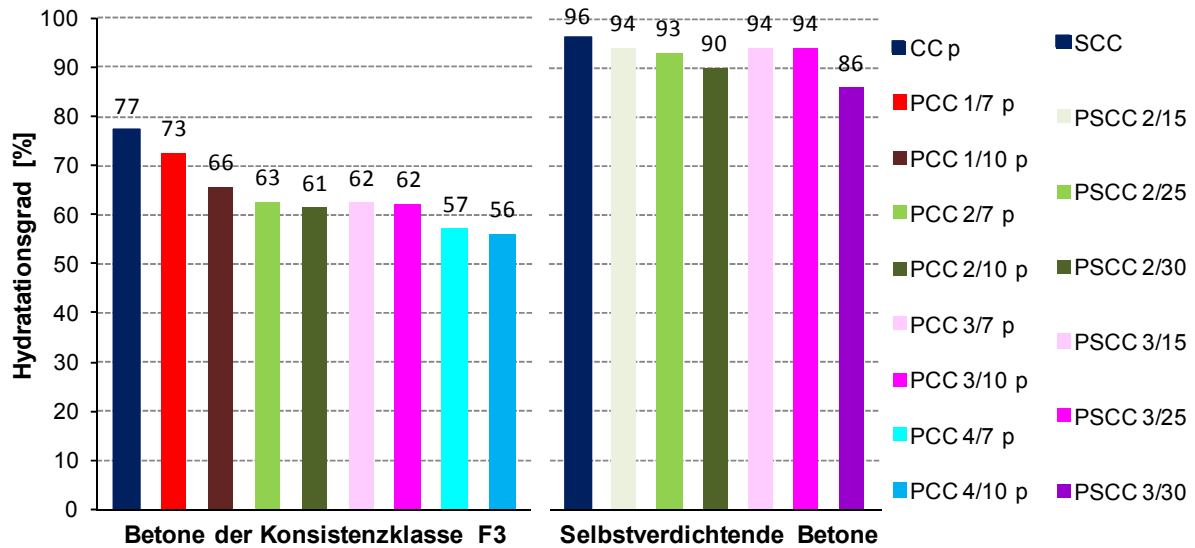


Abb. 4.40: Hydratationsgrade der Bindemittel der Betone zum Zeitpunkt der Belastungsversuche

Zur Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Hydratation wurde die Hydratationsgradentwicklung bis 90 d der Bindemittel der Betone der Konsistenzklasse F3 ermittelt.

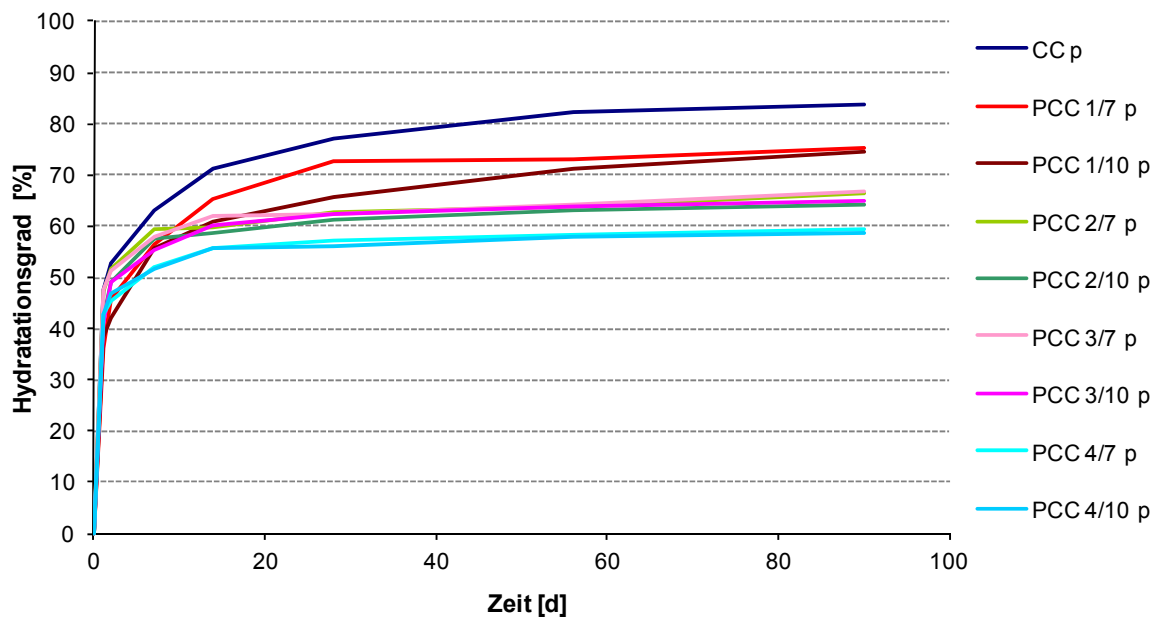


Abb. 4.41: Hydratationsgradentwicklung der Bindemittel der Betone der Konsistenzklasse F3

Es ist zu erkennen, dass die Reaktionsverzögerung durch Polymer 1 am geringsten und durch Polymer 4 am stärksten ausgeprägt ist. Die Polymere 2 und 3 verhalten sich sehr ähnlich. Die Verzögerungswirkung liegt hier zwischen der von Polymer 1 und 4. Die unterschiedliche Beeinflussung der Hydratation durch die Polymere kann u. a. auf die Partikelgrößenverteilungen und damit auf die verschiedenen Belegungsgrade zurückgeführt werden [37]. Desweiteren führen die in den Dispersionen (Polymer 2, 3 und 4) und in der Redispersion (Polymer 1) enthaltenen Additive zu Veränderungen im Reaktionsverhalten des Zementes. Alle Prozesse, die im Einzelnen dafür verantwortlich sind, lassen sich wegen der Verschiedenartigkeit der verwendeten Polymere und der Unkenntnis der exakten Zusammensetzung, derzeit nicht genau klären. Nach 56 Tagen ist unter den gegebenen Bedingungen die Reaktion aller Proben weitestgehend abgeschlossen und die Kurven verlaufen nahezu parallel. Dementsprechend kann davon ausgegangen werden, dass die Differenzen zwischen den Hydratationsgraden zwischen den Proben konstant bleiben, bzw. die Angleichung des Reaktionsfortschrittes extrem langsam erfolgt. Bei den polymermodifizierten Betonen der Konsistenzklasse F3 ist bereits nach 28 Tagen kaum noch eine Veränderung des Hydratationsgrades zu beobachten.

Die reaktionsverzögernde Wirkung der Polymere im Gefüge des Zementsteines ist auch aus den Ergebnissen der differentialkalorimetrischen Messungen ersichtlich, die in Abb. 4.42 dargestellt sind.

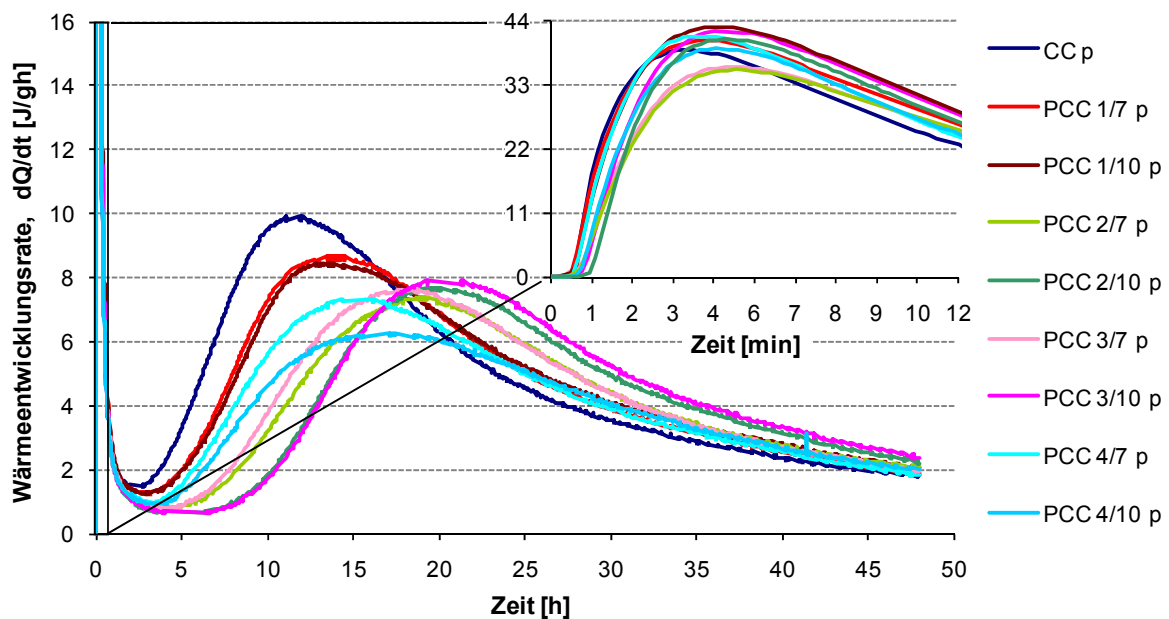


Abb. 4.42: Wärmeentwicklungsrate der Bindemittel der Betone der Konsistenzklasse F3

Bereits in der Induktionsperiode ist eine zeitliche Verschiebung des Maximalpeaks bei den modifizierten Proben zu beobachten. Noch offensichtlicher wird die Beeinflussung bei Betrachtung der dormanten Periode, die bei den PCC deutlich länger andauert. Dadurch ist die Accelerationsperiode im Vergleich zur Referenz zeitlich nach hinten verschoben. Bei PCC 2/10 p und PCC 3/10 p ist dieser Effekt am stärksten und bei den Betonen mit Polymer 1 am schwächsten ausgeprägt. Des Weiteren ist die Wärmefreisetzung während dieser Phase bei allen PCC geringer als bei der unmodifizierten Probe. PCC 4/10 p weist dabei die

geringste Wärmeentwicklungsrate auf. Die Unterschiede bei den Wärmeentwicklungsraten sind auf die gleichen Ursachen wie die Differenzen beim Hydratationsgrad zurückzuführen.

Weder die Ergebnisse der Hydratationsgradbestimmung noch die der differentialkalorimetrischen Messungen zeigen einen signifikanten Einfluss des Polymergehaltes auf die Hydratation. Lediglich tendenziell zeigt sich eine stärkere Reaktionsverzögerung bei höheren Polymergehalten.

Für die weiteren Versuche, speziell die Belastungsversuche, erfolgte eine Auswahl der charakterisierten Betone. Bei den nicht polymermodifizierten Betonen wurden die Proben mit Gummimehl als Substitutionsmaterial nicht weiter betrachtet, da eine Vergleichbarkeit aufgrund der hohen Porosität nicht gewährleistet ist. Die polymermodifizierten Betone mit $p/z = 0,07$ wurden für weitere Untersuchungen ebenso nicht mit herangezogen. Zum einen sind die Unterschiede zu den Proben mit $p/z = 0,10$ nicht sehr ausgeprägt, zum anderen zeigen die bisherigen Untersuchungsergebnisse, dass bei der geringen Zugabemenge an Polymer keine großen Auswirkungen auf das Lastverformungsverhalten zu erwarten sind. Die Betone der Konsistenzklasse F3 mit Polymer 3 wurden ebenfalls nicht weiter untersucht, da das Verhalten von Polymer 2 und 3 sehr ähnlich ist und keine signifikanten Unterschiede im Last-Verformungsverhalten vermutet werden.

Ein wichtiges Strukturmerkmal zur Beurteilung der Festigkeitskennwerte der Betone ist die Porengrößenverteilung, die mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie ermittelt wurde. Die Porengrößenverteilung der Betone der Konsistenzklasse F3 zeigt Abb. 4.43, die der selbstverdichtenden Betone ist in Abb. 4.44 dargestellt.

Weil bei dieser Methode in erster Linie die gesteinskörnungsfreie Matrix der Betone untersucht wird und nicht alle Porenanteile für das Quecksilber zugänglich sind, unterscheiden sich die mit dieser Methode ermittelte Gesamtporosität (HG) von der Gesamtporosität (ρ), welche aus Roh- und Reindichte berechnet wurde (Tab. 4.4).

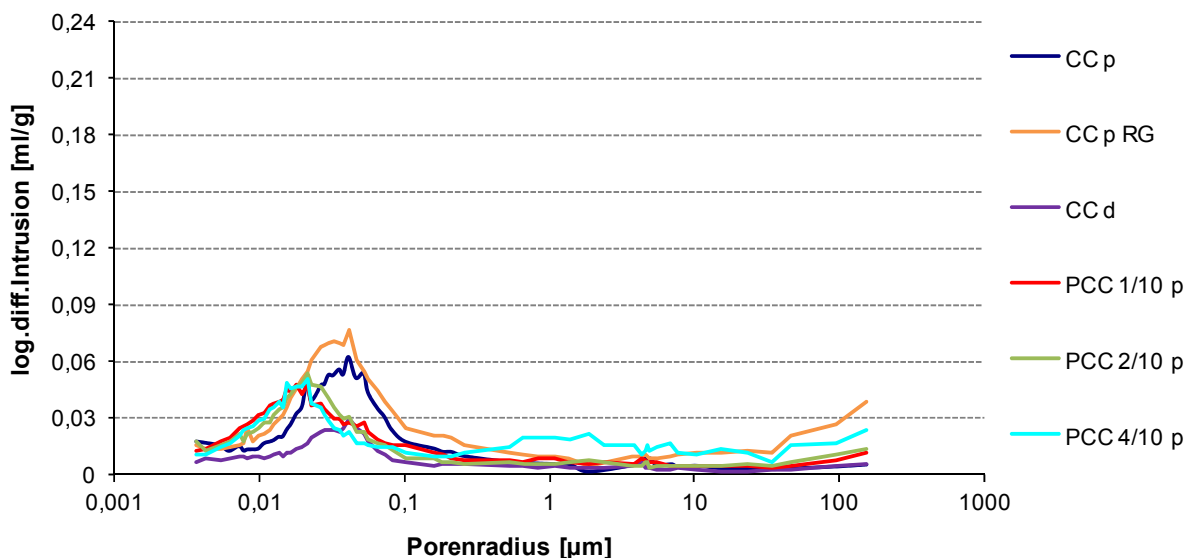


Abb. 4.43: Porengrößenverteilung der Betone der Konsistenzklasse F3

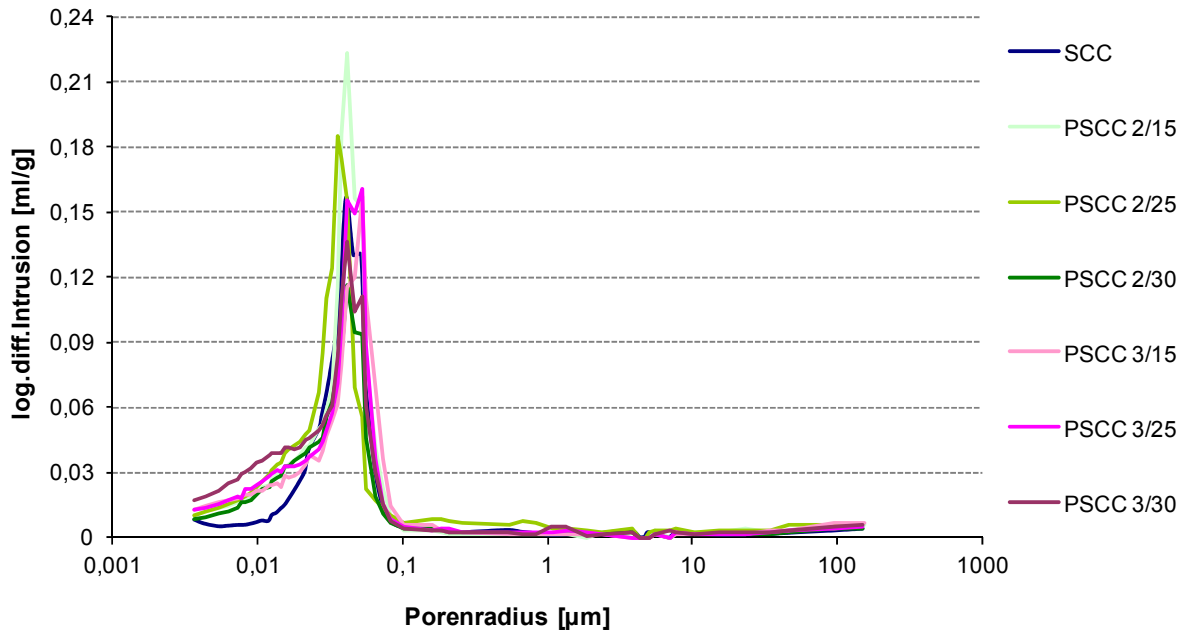


Abb. 4.44: Porengrößenverteilung der selbstverdichtenden Betone

Um einen quantitativen Vergleich der Porenanteile vornehmen zu können, wurden diese nach Romberg [124] klassifiziert (Tab. 4.4). Zur Vermeidung von Überschneidungsbereichen wurde für die Kapillarporen ein Bereich von 0,01 µm bis 1 µm festgelegt und für die Luftporen dementsprechend ein Bereich von 1 µm bis 1000 µm.

Tab. 4.4: Porositätskennwerte der Betone

Probe	Gelporen ($< 0,01 \mu\text{m}$)	Kapillarporen ($0,01 \mu\text{m} \dots 1 \mu\text{m}$)	Luftporen ($1 \mu\text{m} \dots 1000 \mu\text{m}$)	Gesamt- porosität (HG) ¹⁾	Gesamt- porosität (ρ) ²⁾
	[Vol.-%]	[Vol.-%]	[Vol.-%]	[Vol.-%]	[Vol.-%]
CC p	1,4	10,8	1,0	13,2	11,6
CC p RG	1,7	15,1	2,6	19,5	12,8
CC d	1,0	5,7	0,9	7,6	12,4
SCC	0,5	12,5	0,3	13,4	12,1
PCC 1/10 p	2,4	10,4	1,4	14,2	11,9
PCC 2/10 p	2,0	9,6	1,4	13,0	10,7
PCC 4/10 p	2,3	10,9	3,7	16,9	18,9
PSCC 2/15	1,4	14,8	0,6	16,8	12,2
PSCC 2/25	1,3	14,5	0,3	16,1	13,8
PSCC 2/30	1,6	12,6	0,3	14,5	14,7
PSCC 3/15	1,2	11,0	0,3	12,5	12,7
PSCC 3/25	1,6	13,0	0,3	14,9	13,5
PSCC 3/30	2,2	12,6	0,4	15,2	13,9

¹⁾ mit der Quecksilberhochdruckporosimetrie ermittelte Gesamtporosität

²⁾ aus Roh- und Reindichte berechnete Gesamtporosität

CC p RG weist erhöhte Porenanteile über den gesamten Betrachtungsbereich auf. Dies ist auf die Kompressibilität des Gummigranulates zurückzuführen, die zu einer Messwertbeeinflussung geführt hat. Die Beeinflussung wird beim Vergleich der Gesamtporosität (HG) mit

der Gesamtporosität (ρ) besonders deutlich. Während die aus Roh- und Reindichte berechnete Porosität in etwa der der Referenzprobe (CC p) entspricht, ist die mit der Quecksilberhochdruckporosimetrie ermittelte Porosität wesentlich höher. Aufgrund der gleichen w/z-Werte von CC p, CC d und CC p RG sind aber keine signifikanten Unterschiede bei der Porengrößenverteilung und Gesamtporosität zu erwarten gewesen.

Der erhöhte Anteil Kapillarporen von CC p im Vergleich zu CC d kann nur auf die unterschiedlich porösen Gesteinskörnungen zurückzuführen sein, da sich ansonsten die Betone in ihrer Zusammensetzung nicht unterscheiden.

Die Verringerung des w/z-Wertes zur Angleichung der Konsistenz führte zu einer Reduzierung des Kapillarporenanteils, was sich auch in den Festigkeitskennwerten widerspiegelt. Die erhöhte Porosität von PCC 4/10 p wird auch bei der Betrachtung der Porengrößenverteilung ersichtlich. Im Bereich von 1 bis ca. 1000 μm ist bei PCC 4/10 p der Anteil an Poren deutlich gesteigert.

4.3 Druckversuche

Die Messung der Längsstauchung bzw. Querdehnung im Druckversuch erfolgte jeweils mit drei Dehnmessstreifen. Zur Auswertung der Verformungsanteile wurden aus den Einzelwerten die entsprechenden Mittelwerte berechnet. Um die Untersuchungsergebnisse vergleichen zu können, war es notwendig, die aufgebrachten Kräfte in Spannungen und anschließend in eine Belastung umzurechnen, wobei 100 % Belastung der Kurzzeitdruckfestigkeit der jeweiligen Probe entspricht. Der Sekantenmodul $E_{i, LR 1}$ wurde in Anlehnung an die E-Modulermittlung nach DIN 1048 [115] an den Spannungs-Stauchungskurven bei den Spannungen $\sigma_{\min} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{\max} = 0,33 \cdot f_c$ berechnet. Die Ermittlung des Bruchmoduls $E_{u, LR 1}$ erfolgte analog dazu, wobei σ_{\max} hier der Bruchspannung der Proben entspricht.

Tab. 4.5: Ergebnisse der Druckversuche (LR 1)

Probe	Bruchspannung [N/mm ²]	max. Längsstauchung [‰]	max. Querdehnung [‰]	max. Dilatation [‰]	Sekantenmodul $E_{i, LR 1}$ [N/mm ²]	Bruchmodul $E_{u, LR 1}$ [N/mm ²]	$\frac{E_{i, LR 1}}{E_{u, LR 1}}$ [-]
CC p	34,9	3,08	1,74	0,91	25000	11200	2,22
CC p RG	23,0	2,32	1,01	0,81	19100	9800	1,96
CC d	37,7	2,07	1,07	0,76	31700	18100	1,76
CC_0,5	45,6	2,71	1,25	0,78	34500	17200	2,01
SCC	43,0	3,23	2,69	0,76	40200	13200	3,05
PCC 1/10 p	37,5	4,16	2,55	1,11	21200	8900	2,37
PCC 1/15_0,4	47,3	4,24	1,91	1,04	30500	11100	2,76
PCC 1/15_0,5	37,9	4,21	1,98	0,99	26900	9200	2,90
PCC 2/10 p	41,4	3,66	1,88	1,24	23900	11200	2,13
PSCC 2/15	31,5	3,83	2,98	0,85	29600	8100	3,68
PSCC 2/25	29,9	4,28	2,55	1,12	27500	6900	3,98
PSCC 2/30	29,0	5,12	3,01	1,03	27100	5600	4,85
PSCC 3/15	34,9	3,92	2,56	0,88	32200	8800	3,65
PSCC 3/25	30,8	5,07	3,02	1,06	28000	6000	4,67
PSCC 3/30	28,8	5,40	4,06	0,92	26400	5300	5,01
PCC 4/10 p	27,1	2,93	1,40	1,00	17600	9100	1,93

Die untersuchten Betone zeigen deutliche Unterschiede in ihrem Verformungsverhalten. Einhergehend mit der Verringerung des E-Moduls infolge der Polymermodifizierung nehmen die Verformungsanteile zu. Die ermittelten Sekantenmoduln entsprechen verhältnismäßig genau den nach DIN 1048 [115] bestimmten E-Moduln. Demnach lassen sich die elastischen Verformungsanteile unabhängig von der verwendeten Gesteinskörnung, dem Einsatz von Substitutionsmaterial oder einer Polymermodifizierung mit dem statischen Elastizitätsmodul beschreiben.

4.3.1 Riss- und Bruchverhalten

Die Entwicklung der Querdehnzahl und der Dilatation der Betone bei Belastung bis zum Bruch (LR 1) wurde aus den Mittelwerten der gemessenen Quer- und Längsdehnung der

entsprechenden Proben nach (Glg. 2.1) und (Glg. 2.2) (siehe S. 4) berechnet. Für die Auswertung des Riss- und Bruchverhaltens werden die in Kap. 2.1.1 (S. 4 ff) beschriebenen Ansätze zur Unterscheidung der einzelnen Gefügestandsbereiche zu Grunde gelegt und erweitert. Die grundsätzliche Einteilung in 4 Bereiche wurde beibehalten. Für die Übergänge zwischen den Bereichen wurden die Arbeitslinien der Querdehnzahl und der Dilatation gegenübergestellt und an Hand von Wende- und Maximalpunkten dieser Kurven die Übergänge zwischen den Bereichen definiert (Abb. 4.45). Somit ist es möglich, die Übergänge zwischen den Bereichen exakt zu ermitteln und die Proben anhand der Ausprägung dieser Bereiche miteinander zu vergleichen. Die Strukturveränderungen, die innerhalb der einzelnen Bereiche auftreten, werden so angenommen, wie in [3] und [4] beschrieben. Es wird also davon ausgegangen, dass bei linearem Verlauf von Quer- und Längsdehnung und damit der Dilatation das Betongefüge kontinuierlich verdichtet wird, ohne dass Risse durch die Belastung verursacht werden. Die Querdehnzahl bleibt in diesem Bereich nahezu konstant bzw. nimmt geringfügig ab. Mit Zunahme der Querdehnzahl entstehen erste Verbundrisse zwischen Gesteinskörnung und Matrix (Bereich 2). Ab einer bestimmten Belastung finden entscheidende Veränderungen im strukturellen Zusammenhalt des Gefüges statt. An dieser Stelle weist die Dilatationskurve einen Wendepunkt auf. Dieser Punkt kennzeichnet den Moment, in dem die Querdehnung im Vergleich zur Längsdehnung stärker zunimmt, verursacht durch die Entstehung von Gefügerissen. Mit dem Ende des Bereichs 2 ist eine Belastungsstufe erreicht, bei der die Zerstörung des Gefüges durch Risse so weit fortgeschritten ist, dass nach Überschreitung dieses Wendepunktes (Bereich 3) der Beton bei gleich bleibender Belastung dieser auf Dauer nicht standhalten kann. Bei weiterer Belastung erreicht die Dilatation ihr Maximum, die entstandenen Verbund- und Gefügerisse vereinigen sich und verursachen letztendlich den Bruch (Bereich 4). Zur Ermittlung der Maxima und der Wendepunkte der Dilatationskurven wurden diese nach (Glg. 4.1) und (Glg. 4.2) differenziert.

$$f'(y) = \frac{f(y_n) - f(y_{n-1})}{y_n - y_{n-1}} \quad (\text{Glg. 4.1})$$

$$f''(y) = \frac{f'(y_n) - f'(y_{n-1})}{y_n - y_{n-1}} \quad (\text{Glg. 4.2})$$

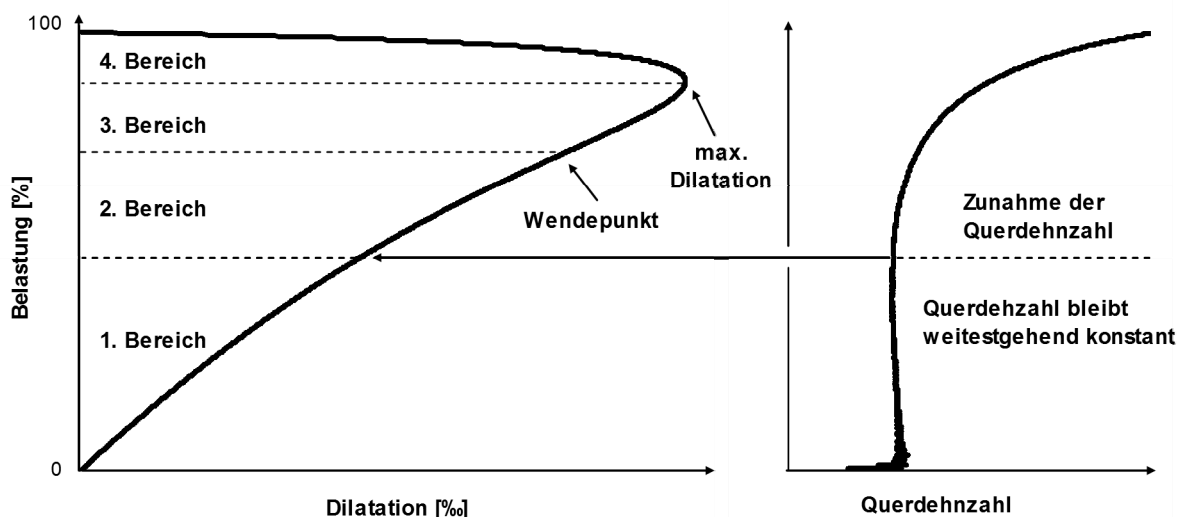


Abb. 4.45: Einteilung der Gefügestandsbereiche

Bei der Unterscheidung der vier Bereiche ist es beim Vergleich der Betone nicht möglich, exakte Angaben zur Quantität der strukturellen Veränderung zu machen. Unter der Annahme, dass mit Erreichen der gekennzeichneten Grenzwerte eine neue Qualitätsstufe der Gefügeveränderung eintritt, lässt sich feststellen, wie sich die untersuchten Betone in ihrem Verformungs- und Bruchverhalten unterscheiden. In Tab. 4.6 ist vergleichend dargestellt, bei welcher Belastung die Betone die oben beschriebenen Gefügeveränderungen erfahren.

Tab. 4.6: Ausbildung der Gefügestandsbereiche der einzelnen Betone

Probe	Übergang von Bereich 1 zu Bereich 2	Übergang von Bereich 2 zu Bereich 3	Übergang von Bereich 3 zu Bereich 4
	[% der Belastung]	[% der Belastung]	[% der Belastung]
CC p	31	75	91
CC p RG	45	78	94
CC d	26	67	90
CC_0,5	45	73	87
SCC	35	71	87
PCC 1/10 p	33	72	86
PCC 1/15_0,4	35	70	92
PCC 1/15_0,5	35	70	90
PCC 2/10 p	49	79	96
PSCC 2/15	49	73	88
PSCC 2/25	55	82	94
PSCC 2/30	53	80	92
PSCC 3/15	53	79	92
PSCC 3/25	51	81	93
PSCC 3/30	52	75	89
PCC 4/10 p	45	74	91

Die Abb. 4.46 zeigt die Längsstauchung und Querdehnung von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5. Der Vergleich dieser Proben soll aufzeigen, welchen Einfluss der w/z-Wert auf das Lastverformungsverhalten hat und wie im weiteren Verlauf die unterschiedlichen w/z-Werte der Betone bei der Interpretation der Messergebnisse zu berücksichtigen sind.

Die Verläufe von Querdehnung bzw. Längsstauchung der modifizierten Proben unterscheiden sich nur geringfügig. Beide Proben weisen jeweils erheblich größere Verformungen auf als der Referenzbeton. Die größeren Verformungen der polymermodifizierten Betone sind ein erstes Indiz für ein duktileres Verformungsverhalten.

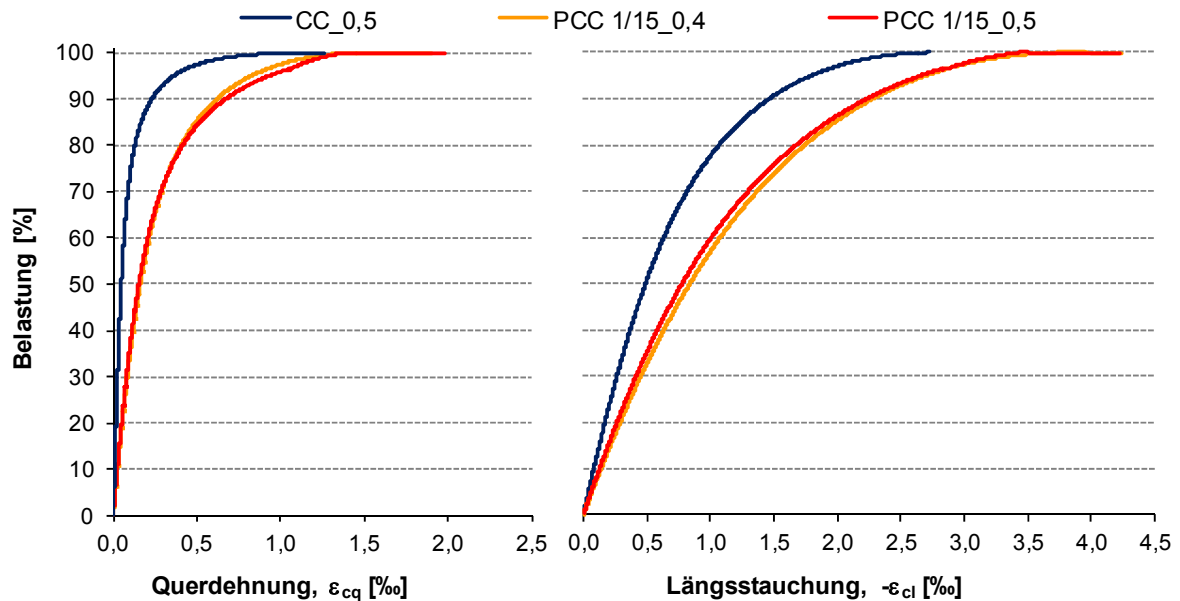


Abb. 4.46: Querdehnung und Längsstauchung von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 (LR 1)

Das Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul (Tab. 4.5) soll die Einschätzung der Duktilität ermöglichen und damit der bis zum Bruch auftretenden plastischen Verformungen. Steigt dieses Verhältnis, kann nach dem Ansatz von Curbach und Speck [19] davon ausgegangen werden, dass die Duktilität zunimmt (siehe Kap. 2.3, S. 14 f). Die PCC zeigen demnach ein duktileres Verhalten als der Referenzbeton. Im Gegensatz zur reinen Betrachtung von Querdehnung und Längsstauchung lässt sich an dieser Stelle ein Unterschied zwischen PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 feststellen. Das deutet darauf hin, dass der w/z -Wert das belastungsbezogene Verformungsverhalten nicht beeinflusst, wohl aber die Duktilität.

Folglich werden die belastungsbezogenen Verformungen unabhängig vom w/z -Wert und damit vom Elastizitätsmodul, hauptsächlich durch die Polymere determiniert. Der Vergleich von Querdehnung und Längsstauchung ermöglicht zunächst lediglich eine erste Analyse zum Verhalten der Betone unter Druckbelastung. Viel mehr als ein qualitativer Vergleich ist dabei allerdings nicht möglich. Einen genaueren Einblick in das Last-Verformungsverhalten gewähren die Arbeitslinien der Querdehnzahl und der Dilatation.

In Abb. 4.47 sind die Verläufe von Dilatation und Querdehnzahl während des Belastungsvorgangs bis zum Erreichen der Bruchlast dargestellt. Es wird ersichtlich, dass die Polymermodifikation eine Veränderung im Lastverformungsverhalten verursacht. Die Dilatation der PCC ist größer als die der Referenz, wobei der Arbeitslinienverlauf der PCC bis zu einer Belastung von 80 % nahezu identisch ist. Die mittleren Querdehnzahlen von polymermodifiziertem und unmodifiziertem Beton bei Belastung sind sehr ähnlich, allerdings unterscheidet sich der Verlauf der Arbeitslinie des unmodifizierten Betons von denen der PCC.

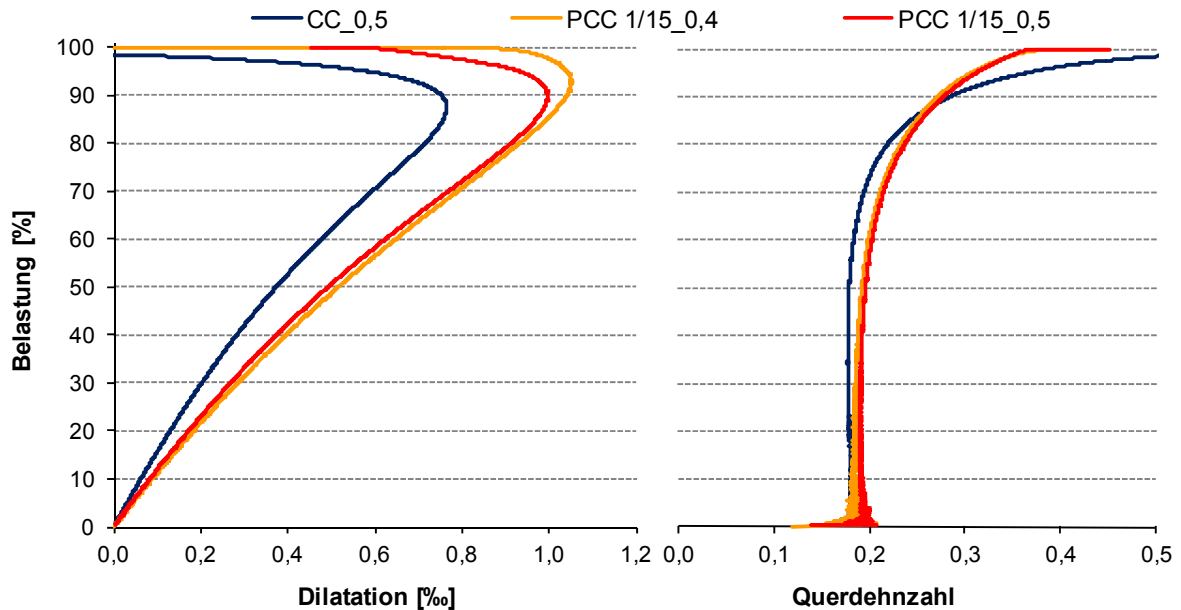


Abb. 4.47: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 (LR 1)

Die Ausprägung der einzelnen Gefügestandsbereiche wird ebenfalls durch die Polymermodifizierung beeinflusst. PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 weisen unabhängig vom w/z-Wert bis zu einer Belastung von 35 % eine konstante Querdehnzahl auf und der Verlauf der Dilatation ist nahezu linear. Beim unmodifizierten Beton ist das bis zu einer Belastung von 45 % zu beobachten. Dies bedeutet, dass sich der unmodifizierte Beton bis zu diesem Belastungsgrad weitestgehend elastisch verhält, während die PCC bei 45 % Belastung bereits erste bleibende Gefügeveränderungen aufweisen. Ist der Bereich mit konstanter Querdehnzahl überschritten, nimmt diese bis zum Bruch exponentiell zu. Die schnellere Zunahme der Querdehnzahl des unmodifizierten Betons weist darauf hin, dass die Polymere im Gefüge des Betons auch nach einer strukturellen Schädigung infolge der Belastung eine größere innere Kohäsion verursachen, hervorgerufen durch die Rissüberbrückungsfähigkeit der Polymere und der Verbesserung des adhäsiven Verbundes der einzelnen Gefügebestandteile, wie schon in [50] und [105] beschrieben.

Bei Erreichen des Wendepunktes der Dilatationskurve, der den Übergang von Bereich 2 zu 3 kennzeichnet, ist die Belastung bei den modifizierten Betonen mit 70 % geringfügig niedriger als beim Referenzbeton, der diesen Wendepunkt bei 73 % Belastung aufweist (Tab. 4.6). Unter Berücksichtigung der Streuung der Versuchsergebnisse kann an dieser Stelle lediglich von einer Tendenz und nicht von einem signifikanten Unterschied ausgegangen werden. Der Bereich 2 ist bei den PCC größer als bei der unmodifizierten Probe, was auf die Wirkung der Polymere zurückzuführen ist. Trotz der früher eintretenden bleibenden Gefügeveränderungen, können die Polymere die weitere Gefügezerstörung hemmen, indem sie die Rissufer entstandener Mikrorisse so miteinander verbinden, dass mehr Energie als beim Referenzbeton notwendig ist, um diese Risse aufzuweiten.

Die maximale Dilatation ist bei den PCC deutlich größer und tritt bei etwas größeren Belastungen auf. Der Maximalwert stellt sich bei der Referenz nach 87 % Belastung ein, wohingegen die PCC bei 90 - 92 % Belastung diesen Wert erreichen (Tab. 4.6).

Zum Vergleich der beanspruchungsabhängigen Entwicklung der Belastungssteifigkeit werden die Funktionsverläufe des Sekantenmoduls mit der jeweiligen Anfangssteifigkeit $E_{c,0}$ normiert. Die Steifigkeitsdegradation, d. h. die Abnahme der Steifigkeit bei zunehmender Belastung, wird durch die Polymerzugabe nicht beeinflusst, wie Abb. 4.48 deutlich zeigt. Auch an dieser Stelle kann kein Einfluss des w/z-Wertes auf das belastungsabhängige Verformungs-, Riss- und Bruchverhalten festgestellt werden.

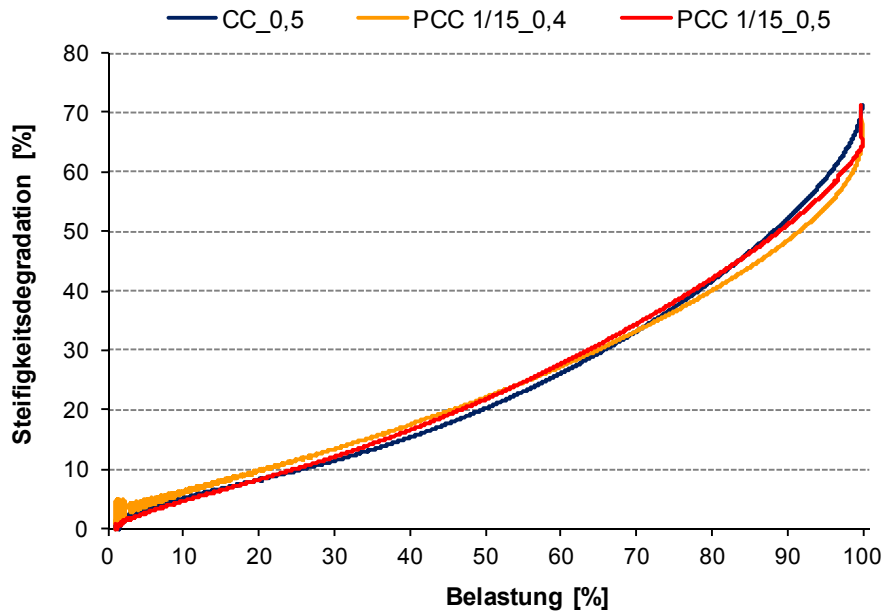


Abb. 4.48: Steifigkeitsdegradation von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 (LR 1)

Die Polymere wirken im Gefüge wie „Mikroelastomerlager“ mit adhäsivem Verbund zu Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung. Dadurch werden bei Belastung zunächst generell größere Verformungen ermöglicht. Die PCC verhalten sich dabei, unabhängig vom w/z-Wert nahezu identisch. Somit wird davon ausgegangen, dass der w/z-Wert im Gegensatz zur Polymermodifikation keinen signifikanten Einfluss auf das Last-Verformungsverhalten bei Kurzzeitbelastung hat, allerdings bei der Einschätzung der Duktilität über das Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul berücksichtigt werden muss.

Der Vergleich der Proben CC p, CC d und CC p RG (Abb. 4.49 und Abb. 4.50) soll aufzeigen, wie das Riss- und Bruchverhalten von Beton durch die Gesteinskörnung bzw. durch den Einsatz von Substitutionsmaterialien beeinflusst wird.

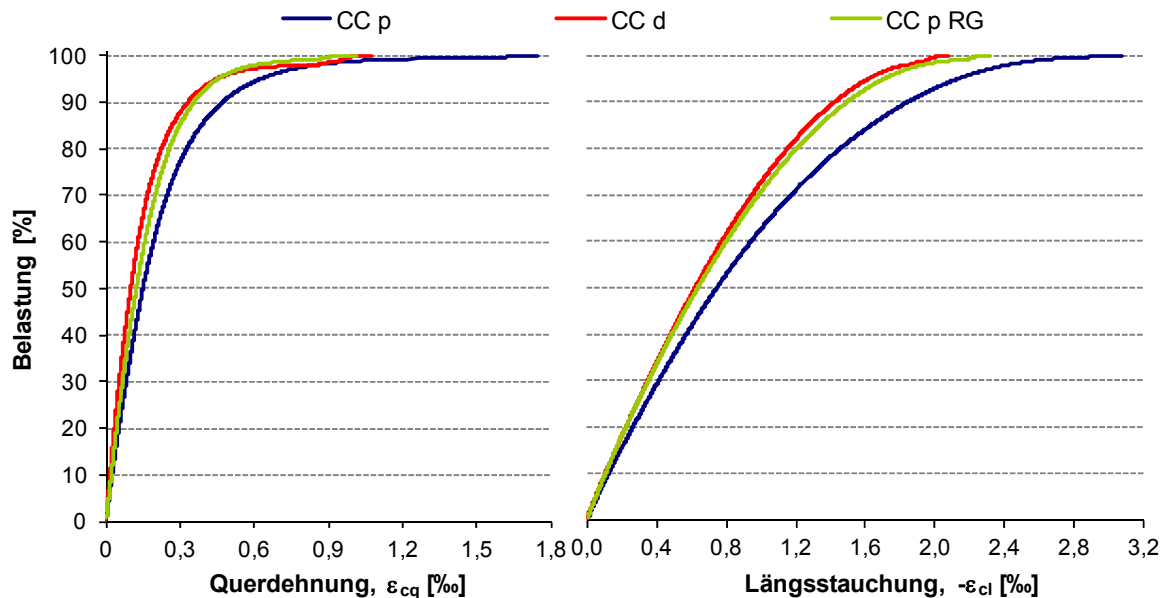


Abb. 4.49: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG (LR 1)

Aus dem Verlauf der Arbeitslinien von Querdehnung und Längsstauchung ist ersichtlich, dass die Verwendung einer porösen Gesteinskörnung (CC p) mit einem entsprechend geringen Elastizitätsmodul größere Verformungen verursacht, die letztendlich größere Bruchdehnungen hervorrufen. Das Verhältnis von Anfangselastizitätsmodul zu Bruchelastizitätsmodul (siehe Tab. 4.5, S. 69), als Indikator für die Duktilität, spiegelt dieses Verhalten wieder. Die Kurvenverläufe von CC d und CC p RG sind sehr ähnlich. Trotz der Verwendung poröser Gesteinskörnung und Substitutionsmaterial konnten die belastungsbezogenen Verformungsanteile des Betons (CC p RG) nicht gesteigert werden und bleiben weit hinter denen von CC p zurück. Dies ist ein Indiz dafür, dass durch den Einsatz des Gummigranulates durchaus ein niedriger Elastizitätsmodul generiert wird, aber die Duktilität nicht dementsprechend zunimmt. Das geringe Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul verdeutlicht diesen Umstand nochmals.

Die Abb. 4.50 zeigt den Verlauf von Dilatation und Querdehnzahl in Abhängigkeit von der Belastung. Der unmodifizierte Beton mit der dichten Gesteinskörnung (CC d) weist die geringste mittlere Querdehnzahl auf, wobei ein direkter Zusammenhang zwischen Festigkeit und Querdehnzahl nicht zu erkennen ist. Die Bereiche mit konstanter Querdehnzahl unterscheiden sich deutlich voneinander. CC p RG zeigt bis zu einem wesentlich höheren Belastungsgrad als CC p und CC d quasi-linearelastisches Verhalten. Dass das Gefüge des Betons CC p RG bis zu einem so hohen Belastungsgrad dem Gefügestandbereich 1 zugeordnet werden kann, liegt in erster Linie am Substitutionsmaterial. Es wird davon ausgegangen, dass die Zementsteinfestigkeiten der betrachteten Proben identisch sind und dass die geringe Druckfestigkeit von CC p RG durch das Gummigranulat hervorgerufen wird, welches praktisch nicht am Lastabtrag beteiligt ist. Somit determiniert bei geringer Belastung zunächst der Zementstein das Verformungsverhalten und ist maßgeblich für den Lastabtrag verantwortlich. Da aber das Gummigranulat kaum Verformungswiderstand aufweist, wird

nach Überschreitung des Tragvermögens der verbleibenden Bestandteile sehr schnell ein Versagen der kompletten Struktur eingeleitet.

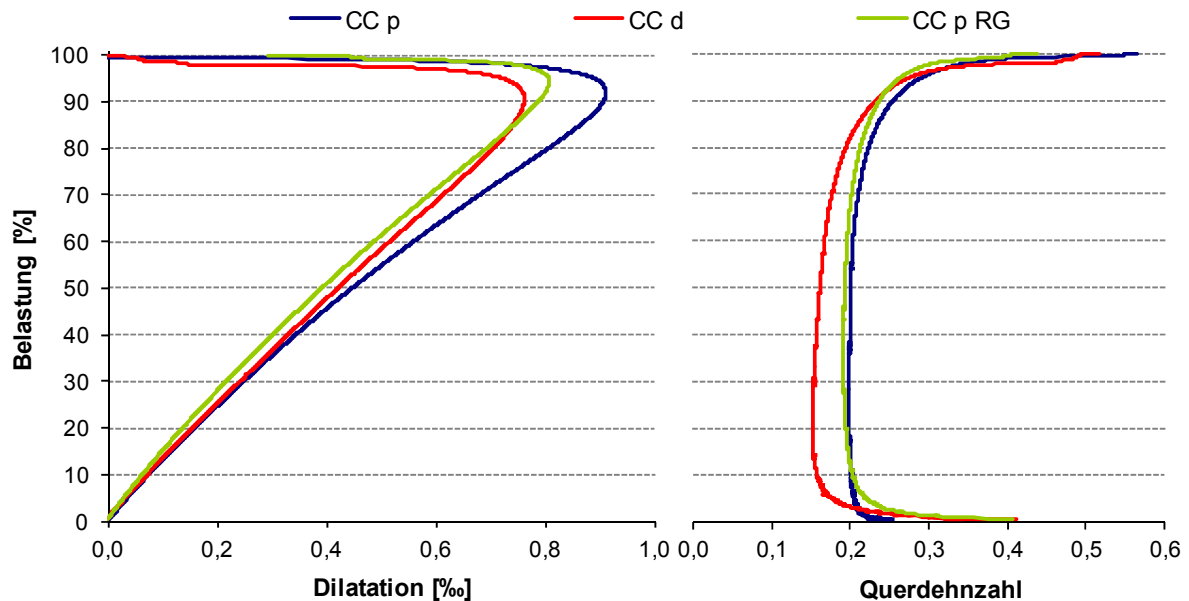


Abb. 4.50: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, CC d und CC p RG (LR 1)

Quasi-linearelastisches Verhalten wurde beim Beton CC p bis zu 31 %, von CC d bis zu 26 % und von CC p RG bis zu 45 % Belastung beobachtet (Tab. 4.6). Der Beton mit dichter Gesteinskörnung erreicht demnach am ehesten das Stadium, bei dem es zu ersten irreversiblen Veränderungen der Mikrostruktur kommt. Neben dem geringeren adhäsiven Verbund von Matrix und Gesteinskörnung kann dafür auch ein ungünstiges Verhältnis der Verformungswiderstände von Zementstein und Gesteinskörnung verantwortlich sein.

Der Belastungsbereich, bei dem erste Verbundrisse zwischen Gesteinskörnung und Matrix entstehen (Bereich 2), unterscheidet sich bei den Proben sowohl in der absoluten Belastung beim Erreichen des Übergangs zu Bereich 3, als auch in seiner Ausdehnung. Auch diese Unterschiede können aufgrund der Streubreite der Messergebnisse nicht als signifikant eingestuft werden.

Der Wendepunkt der Dilatationskurve liegt für CC p bei 75 %, für CC d bei 67 % und für CC p RG bei 78 % (Tab. 4.6). Folglich wird beim Beton mit der dichten Gesteinskörnung bei der geringsten Belastung ein Grad der Strukturveränderung erreicht, bei dem Gefügerisse das Versagen des Betons einleiten. Der hohe Elastizitätsmodul und damit das spröde Verhalten von CC d kann dafür ursächlich sein. Die maximale Volumenänderung ist für CC p am größten und tritt bei 91 % Belastung auf. Für CC d und CC p RG unterscheidet sich der Wert nur geringfügig. Bei der Verwendung von Gummigranulat ist das Belastungsniveau, welches letztendlich zum Strukturversagen bei Kurzzeitbelastung führt, am höchsten.

Auch beim Vergleich der Steifigkeitsentwicklung der Betone (Abb. 4.51) wird der Einfluss der Gesteinskörnung auf das Verformungs- und Bruchverhalten der Betone ersichtlich. Während CC p und CC p RG einen sehr ähnlichen Kurvenverlauf zeigen, wird bei CC d deutlich, dass trotz geringerer Steifigkeitsdegradation beim Erreichen des Bruches, speziell bei niedrigen

Belastungen, zunächst eine starke Steifigkeitsabnahme zu beobachten ist. Dieses Verhalten spiegelt sich auch in dem gering ausgeprägten quasi-linearelastischen Bereich wider. Dieser Umstand legt die Vermutung nahe, dass bei der Verwendung einer dichten Gesteinskörnung mit hohem Elastizitätsmodul bereits bei geringen Belastungen eine Veränderung im Mikrogefüge eintritt.

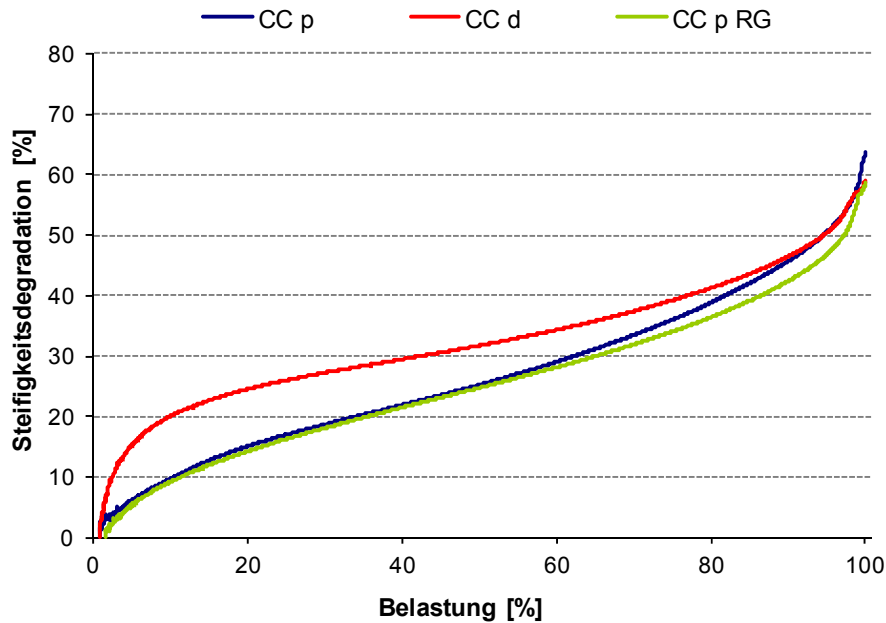


Abb. 4.51: Steifigkeitsdegradation von CC p, CC d und CC p RG (LR 1)

Die Abb. 4.52 und Abb. 4.53 zeigen die Verläufe der Arbeitslinien von Querdehnung, Längsstauchung, Dilatation und Querdehnzahl der polymermodifizierten Betone der Konsistenzklasse F3 im Vergleich zum Referenzbeton (CC p).

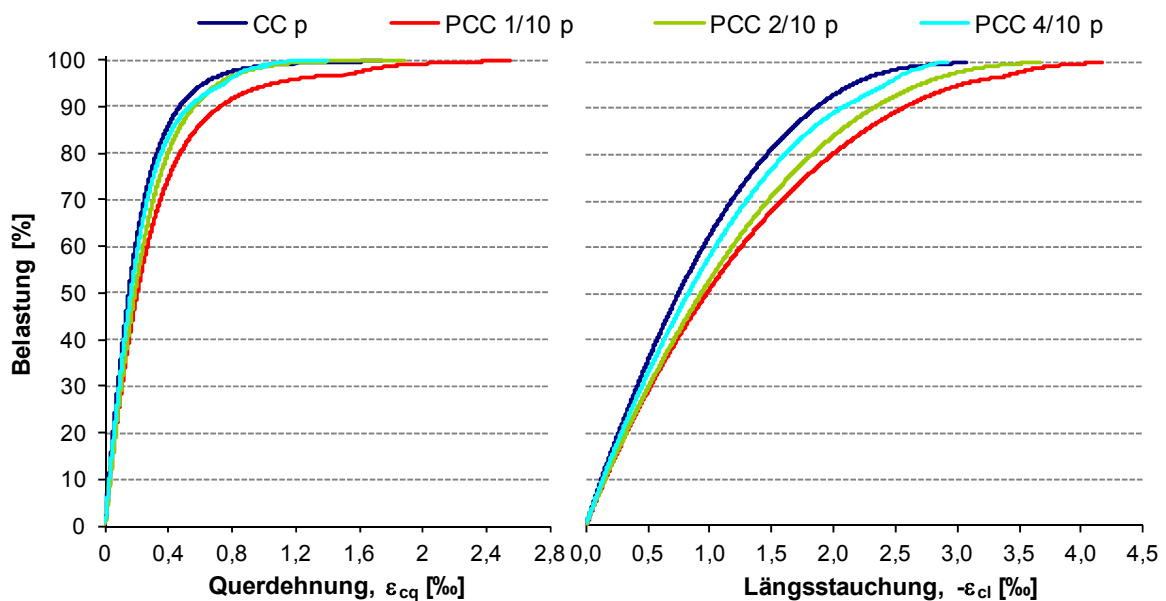


Abb. 4.52: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 1)

Es wird ersichtlich wie das Last-Verformungs- und Bruchverhalten von Beton durch die Polymermodifizierungen verändert wird. Die Querdehnung und Längsstauchung sind von Versuchsbeginn an bei den polymermodifizierten Betonen größer. Trotzdem sind bei PCC 4/10 p die maximale Längsstauchung und Querdehnung zum Zeitpunkt des Probenbruchs geringer als bei CC p. Dieses Verhalten kann zum einen durch den erhöhten Luftporengehalt von PCC 4/10 p oder zum anderen durch das verwendete Polymer verursacht werden. Während es sich bei Polymer 1 und 2 um ein Copolymer auf Basis von Styren-Acrylat handelt, ist die chemische Basis von Polymer 4 Styren-Butadien. Ursachenunabhängig bleibt festzustellen, dass in diesem Fall durch den Einsatz von Polymer 4 die Duktilität des Betons nicht erhöht wird, was sich auch in dem geringen Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul äußert. Die hohen Bruchdehnungen von PCC 1/10 p und PCC 2/10 p weisen darauf hin, dass das Verhältnis der Elastizitätsmoduln nicht alleine zur Einschätzung der Duktilität herangezogen werden kann. Bereits bei Betrachtung des Verformungsverhaltens von PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 wurde deutlich, dass trotz annähernd gleich großer Bruchdehnungen dieses Verhältnis differieren kann.

Die bezogenen Volumenänderung und die Verläufe der Querdehnzahlen geben zusätzlich Aufschluss über die Veränderung des Riss und Bruchverhaltens des Betons (Abb. 4.53).

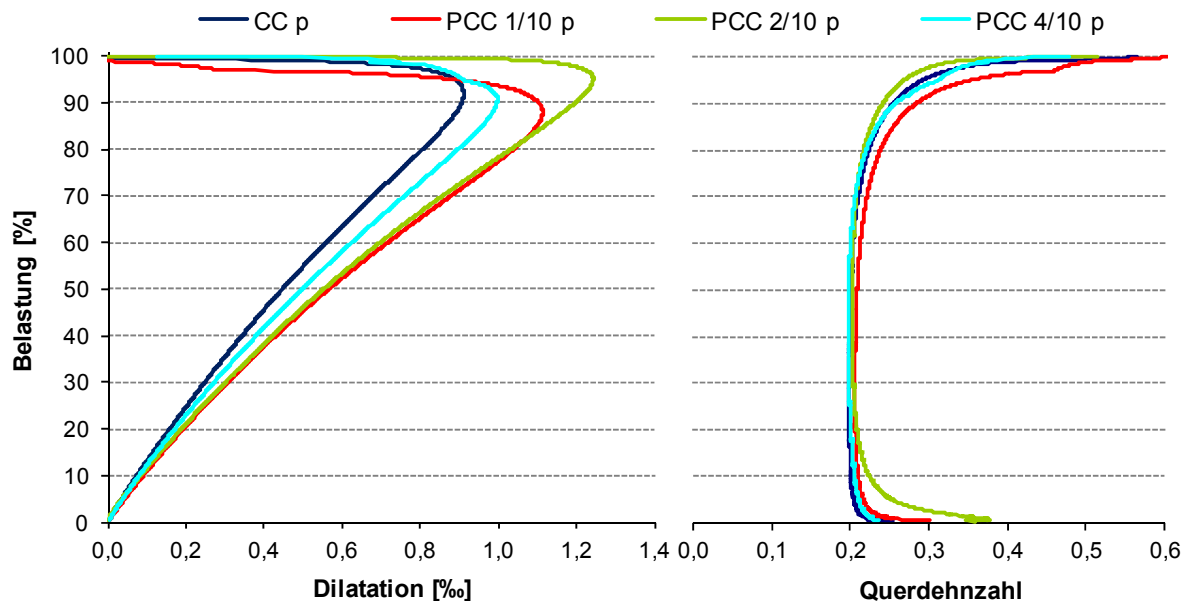


Abb. 4.53: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 1)

Durch die Polymermodifizierungen werden größere bezogene Volumenabnahmen verursacht. Die mittleren Querdehnzahlen unterscheiden sich hingegen kaum voneinander. Die Gefügestandsbereiche sind bei den Betonen ungleich stark ausgeprägt. Die Übergänge vom Gefügestandsbereich 1 zum Bereich 2, die durch einen Anstieg der Querdehnzahl gekennzeichnet sind, unterscheiden sich dabei deutlich voneinander. Bei CC p und PCC 1/10 p ist dieser Übergang bei einer Belastung von 31 % bzw. 33 % zu beobachten. PCC 2/10 p zeigt bis 49 % der maximalen Belastung quasi-linearelastisches Verhalten, PCC 4/10 p bis 45 % (Tab. 4.6). Unter der Annahme, dass nach Überschreitung dieser Belastung erste bleibende Gefügeveränderungen eintreten, kann davon ausgegangen werden,

dass Polymere im Gefüge eine Verlagerung dieses Prozesses in höhere Belastungsbereiche bewirken können. Der Wendepunkt der Dilationskurve liegt bei PCC 1/10 p am niedrigsten bei einer Belastung von 72 %. Genau wie die maximale Dilation, bei 89 % Belastung zu beobachten ist. Das bedeutet, dass infolge der Zugabe von Polymer 2 zum Beton die zu erwartende Dauerstandsfestigkeit im Vergleich zu den anderen Betonen verringert wird. Der Verlauf der Dilatationskurve von PCC 2/10 p hingegen zeigt, dass durch eine Polymermodifizierung der Wendepunkt (80 %) und das Maximum (96 %) durchaus in höhere Belastungsbereiche verschoben werden und somit scheinbar die Dauerstandsfestigkeit erhöht wird. Der Wendepunkt der Dilatationskurve von PCC 4/10 p liegt leicht unterhalb von dem der Referenz, das Maximum unterscheidet sich kaum. Ein eindeutiger Effekt ist also durch die Modifizierung mit Styren-Butadien an dieser Stelle nicht erkennbar.

Die vermeintliche Abnahme der Duktilität der polymermodifizierten Betone (Tab. 4.5, S. 69) ist in erster Linie auf die Senkung des w/z-Wertes zur Angleichung der Konsistenzen zurückzuführen und nicht auf die Polymermodifizierung, wie die Auswertung der Belastungsversuche von CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 zeigte.

Die Abb. 4.54 zeigt, dass die Steifigkeitsdegradation der PCC sich nicht signifikant von der der Referenz unterscheidet. Lediglich tendenziell kann eine größere Steifigkeitsabnahme der Betone PCC 1/10 p und PCC 2/10 p bei gleichem Belastungsniveau festgestellt werden. PCC 4/10 p hingegen zeigt keinen Unterschied zu CC p.

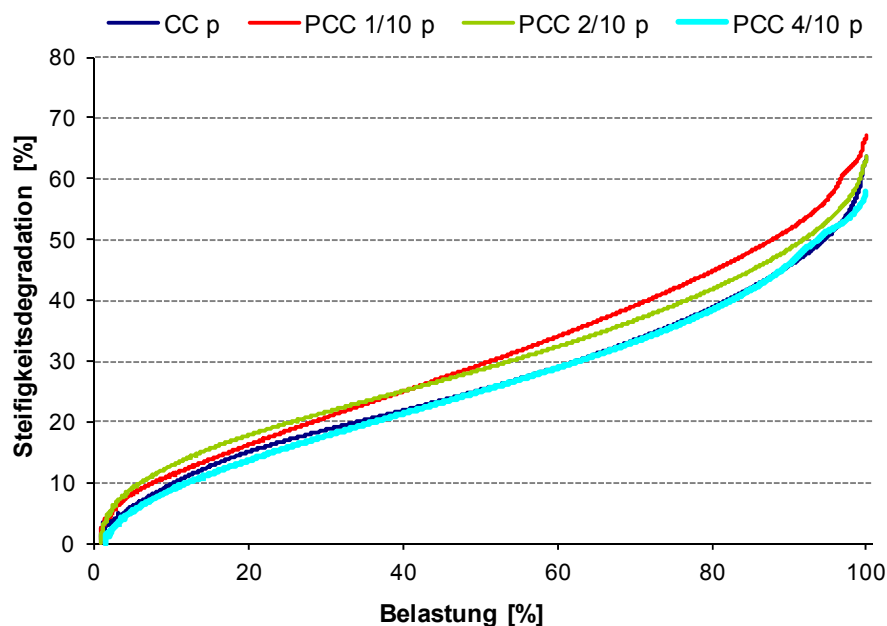


Abb. 4.54: Steifigkeitsdegradation von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 1)

Die Abb. 4.55 und Abb. 4.56 zeigen die Ergebnisse der Belastungsversuche (Lastregime 1) der selbstverdichtenden Betone. Bis zu einem Belastungsgrad von ca. 40 % ist der Verlauf der Verformungskurven nahezu identisch. Von da an fächert die Kurvenschar etwas auf. Deutlichere Unterschiede sind bei den erreichten Bruchverformungen erkennbar. Mit steigendem Polymergehalt steigen die Bruchdehnungen und damit auch das Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul. Dies bedeutet, dass die Erhöhung der Polymerzugabemenge ein duktileres Verhalten des Betons verursacht. Der Vergleich der Querdehnungen

und der Längsstauchungen des SCC und der verschiedenen PSCC ermöglicht eine erste Analyse des Verhaltens der Betone unter Druckbelastung. Einen tieferen Einblick in das Lastverformungsverhalten gewähren die Arbeitslinien der Querdehnzahl und der Dilatation.

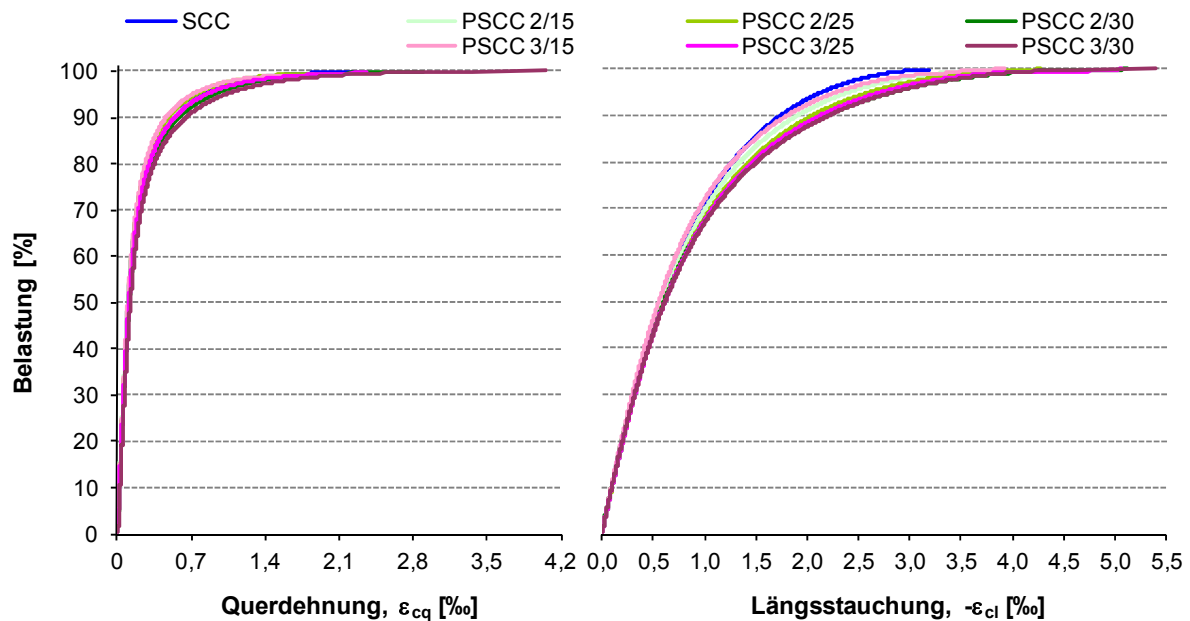


Abb. 4.55: Querdehnung und Längsstauchung von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 1)

Die Kurvenverläufe der Arbeitslinien der Querdehnzahlen zeigen kaum Unterschiede. Die Querdehnzahlen im Gebrauchslastbereich (bis ca. $0,4 \cdot f_c$) liegen bei allen Betonen zwischen 0,17 und 0,19. Diese minimalen Unterschiede reichen nicht aus, um damit Unterschiede im Last-Verformungsverhalten zu erklären. Eine Besonderheit ist bei der Entwicklung der Querdehnzahlen der selbstverdichtenden Betone erkennbar. Während bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 die Querdehnzahlen bis zu einer bestimmten Belastung weitestgehend konstant blieben, ist in Abb. 4.55 zu erkennen, dass mit zunehmender Belastung die Querdehnzahlen stetig abnehmen bis sie ein Minimum erreichen und ab da wieder zunehmen. Die Abnahme der Querdehnzahlen ist im Vergleich zu der Zunahme im höheren Lastbereich allerdings äußerst gering. Für die Auswertung soll die Belastung, bei der die Querdehnzahl ihr Minimum erreicht, den Grenzwert für den Übergang vom 1. Bereich in den 2. Bereich der Strukturveränderung kennzeichnen.

Die polymermodifizierten Betone erreichen das Minimum der Querdehnzahl bei höheren Belastungsgraden als der Referenzbeton (Abb. 4.56). Ist dieses Minimum überschritten, nimmt die Querdehnzahl exponentiell bis zum Bruch zu.

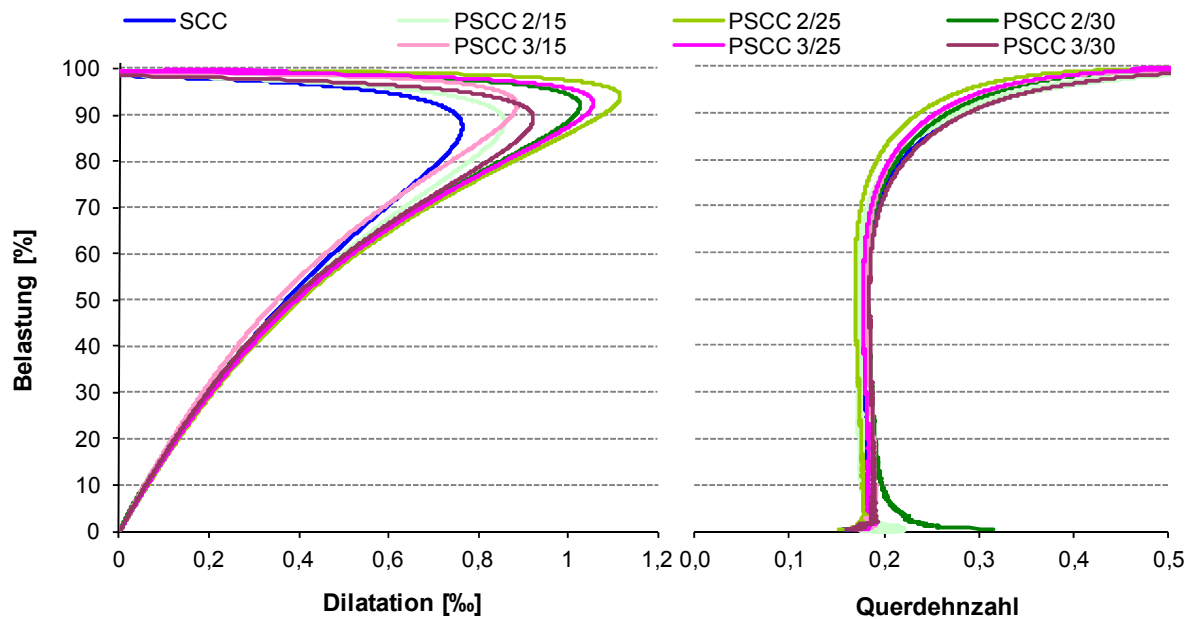


Abb. 4.56: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 1)

Des Weiteren lässt sich in Abb. 4.56 gut erkennen, dass die polymermodifizierten Betone eine deutlich größere Volumenverkleinerung erfahren als der Referenzbeton, was auf ein duktileres, also weniger sprödes Verformungsverhalten schließen lässt. Ursächlich dafür sind die Polymere im Beton, die zunächst die Rissbildung verzögern und auf schon entstandene Risse bzw. Risse in der Entstehungsphase rissüberbrückend wirken und somit die weitere Gefügezerstörung hemmen. Die Struktur der PSCC wird quasi komprimierbar, da die Polymere besser „gequetscht“ werden können als die kristallinen Phasen des reinen Zementsteines des Referenzbetons.

Die Unterschiede im Riss- und Bruchverhalten in Abhängigkeit vom verwendeten Polymer sind gering und ermöglichen keine Differenzierung. Ebenso ist keine lineare Abhängigkeit vom Kunststoffgehalt erkennbar. Die modifizierten Betone erreichen den Übergang von Gefügestandbereich 1 zu Bereich 2 zwischen 49 % und 55 % und somit bei einer höheren Belastung als der Referenzbeton (Tab. 4.6).

Der zweite Bereich ist dadurch gekennzeichnet, dass in dieser Phase die Unterschiede beim Verformungsverhalten deutlich zunehmen. Dieser Bereich ist bei allen untersuchten Betonen der mit der betragsmäßig größten Volumenabnahme. Während bei SCC die Rissbildung immer weiter fortschreitet, wird bei den PSCC die Rissaufweitung, durch die rissüberbrückende Wirkung der Kunststoffe, im Gefüge erschwert. Aus diesem Grund erreicht die unmodifizierte Probe schneller einen Grad der Strukturzerstörung, welcher dann, markiert durch den Wendepunkt in der Dilatationskurve, den dritten Bereich definiert.

Im Gefügestandbereich 3 nehmen die Querdehnungen bei allen Betonen überproportional zu. Die Zerstörung des Gefüges ist bereits so weit vorangeschritten, dass bei gleich bleibender Last der Bruch der Probe unausweichlich eintreten würde. Dieser Bereich endet mit Erreichen des Maximums der Dilatation. Die Belastungsgrade der unterschiedlichen Betone beim Erreichen des Maximums unterscheiden sich zwar, jedoch sind die Unterschiede

nicht mehr so groß wie beim Erreichen der früheren Grenzwerte. Die Referenz (SCC) weist nach wie vor beim Erreichen des Maximums mit 87 % (Tab. 4.6) den niedrigsten Belastungsgrad auf. Die Betone mit einem Polymergehalt von 25 % erfahren ihre größte Volumenabnahme bei den vergleichsweise größten Belastungen. Dass die Belastungsgrade für das Einleiten des letzten Bereiches sich betragsmäßig weniger unterscheiden, lässt darauf schließen, dass in dieser Phase die Wirkung der Kunststoffe im Gefüge erschöpft ist. Die weitere Rissbildung und Rissaufweitung wird deutlich weniger durch die Polymere im Gefüge gehemmt als bei geringeren Belastungen.

Spätestens mit Erreichen des vierten Bereiches sind die Gefügezerstörungen so stark, dass der Probekörper, bei sofortiger Entlastung, zwar äußerlich intakt erscheint, aber erhebliche Einbußen in Bezug auf die Resttragfähigkeit zu erwarten wären. Haben die Kunststoffe im Gefüge bis zu diesem Zeitpunkt eine Gefügezerstörung behindert, ist ihr Potential diesbezüglich mit Erreichen des Maximums verbraucht. Das Volumen der Probekörper nimmt wieder zu. Dies geschieht bei den kunststoffmodifizierten Betonen deutlich schneller als bei der Referenz. Versagen die Polymere, welche im ersten und zweiten Gefügestandbereich offenbar die Gefügestörung behindert haben, kann die jetzt schon geschädigte Matrix keine weiteren Kräfte mehr aufnehmen.

Im Vergleich zum Referenzbeton (SCC) ist die Steifigkeitsabnahme der PSCC höher und steigt mit zunehmendem Polymergehalt (Abb. 4.57). Die Kurven verlaufen dabei weitestgehend parallel. Die ähnlichen Kurvenverläufe sind ein weiteres Indiz dafür, dass die Steifigkeitsdegradation maßgeblich durch die Gesteinskörnung beeinflusst wird. Der deutlichere Unterschied als bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 ist auf den wesentlich höheren Bindemittelanteil der selbstverdichtenden Betone zurückzuführen.

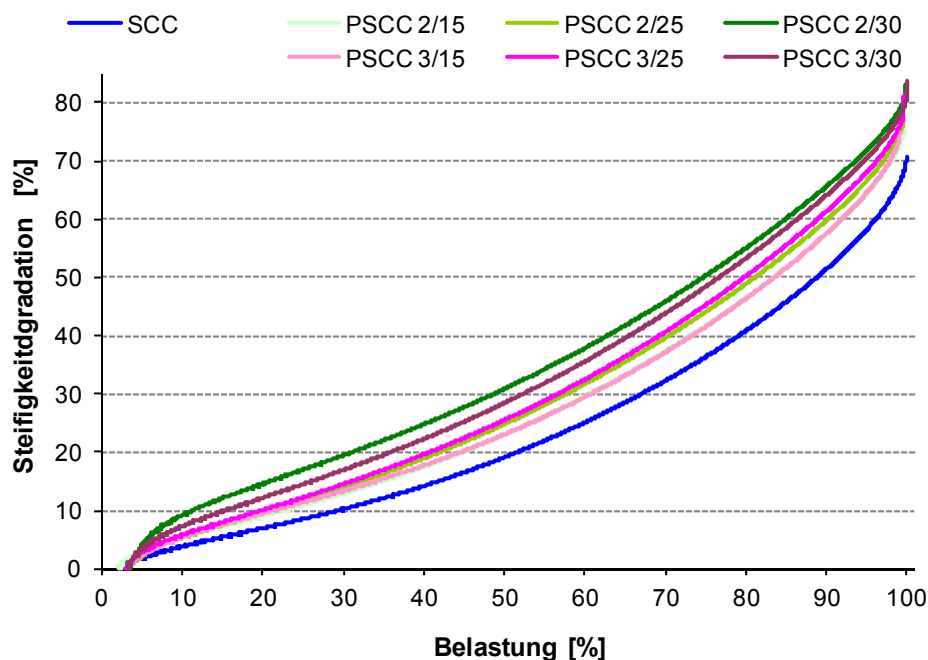


Abb. 4.57: Steifigkeitsdegradation von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 1)

Abschließend wird festgestellt, dass die Dilatation bei den modifizierten Betonen immer größer ist als bei der dazugehörigen Referenz. Die Polymere im Gefüge bewirken also eine größere Volumenverdichtbarkeit. Des Weiteren findet der Übergang von Gefügestandsbereich 1 zu Bereich 2 bei den PCC und PSCC i. d. R. bei höheren Belastungsgraden statt als bei den entsprechenden Referenzbetonen, so dass davon ausgegangen wird, dass die Polymermodifizierung die Mikrorissbildung zunächst hemmt und sich damit die PCC länger quasi-linearelastisch verhalten.

In Kap. 4.1.2 (S. 49 ff) wurde gezeigt, wie polymere Netzwerke in Abhängigkeit von der Polymerart bei Belastung reagieren. In Abb. 4.6, Abb. 4.8 (S. 50) und in Tab. 4.1 (S. 48) ist einerseits zu sehen, dass die Proben mit Polymer 2 (PP 2/10 und PP 2/15) eine höhere Druckfestigkeit aufweisen als die Proben mit Polymer 1 (PP 1/10 und PP 1/15). Dementsprechend finden bei den Betonen der Konsistenzklasse F3 die Übergänge von einem zum nächsten Gefügestandsbereich bei PCC 2/10 p bei höheren Belastungen als bei PCC 1/10 p statt (Tab. 4.6). Andererseits sind die maximalen Stauchungen beim Erreichen der Bruchkraft bei den Proben mit Polymer 1 größer als die der Proben mit Polymer 2. Auch dieser Effekt spiegelt sich im Verhalten der polymermodifizierten Betone der Konsistenzklasse F3 wider. So ist die maximale Längsstauchung zum Zeitpunkt des Probenbruchs bei PCC 1/10 p größer als bei PCC 2/10 p (Abb. 4.52 und Tab. 4.5). Bei den selbstverdichtenden Betonen sind die Zusammenhänge zwischen den Druckfestigkeiten der „mikrostrukturierten“ Polymere und der Ausprägung der Gefügestandsbereiche der Betone nicht erkennbar, was auf den geringen Unterschied zwischen den Druckfestigkeiten der Proben mit Polymer 2 (PP 2/10 und PP 2/15) und der Proben mit Polymer 3 (PP 3/10 und PP 3/15) zurückgeführt wird (Abb. 4.6, Abb. 4.8 und Tab. 4.1). Im Bezug auf die Bruchstauchungen ist wiederum eine Abhängigkeit vorhanden. Die Proben mit Polymer 3 (PP 3/10 und PP 3/15) zeigen größere Stauchungen bei Probenbruch als die Proben mit Polymer 2 (PP 2/10 und PP 2/15). Übereinstimmend damit sind die maximalen Längsstauchungen der mit Polymer 2 modifizierten selbstverdichtenden Betone (PSCC 2/15, PSCC 2/25 und PSCC 2/30) kleiner als die der mit Polymer 3 modifizierten (PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30) beim Vergleich der Betone mit gleichem Polymergehalt. Die Betone, die mit Polymer 4 modifiziert wurden, können in diese Betrachtungen nicht mit einbezogen werden, da durch den deutlich erhöhten Luftporenanteil im Beton die Matrixstruktur zu stark verändert wurde. Diese Betrachtungen zeigen, dass hinsichtlich bestimmter Eigenschaften Korrelationen zwischen den untersuchten „mikrostrukturierten“ Polymernetzwerken (ab Polymeranteilen von 10 %) und den mit den entsprechenden Polymeren modifizierten Betonen vorhanden sind.

Die Verwendung von dichter Gesteinskörnung führt zu deutlichen Veränderungen der Verteilung der Gefügestandsbereiche. Die Übergänge zwischen den Bereichen werden auf Grund dieser Rezepturveränderung in niedrigere Belastungsbereiche verschoben.

4.3.2 Verformungsverhalten

Für die Kurzzeitbelastungsversuche (LR 2) zur Ermittlung des Verformungsverhaltens wurde eine weitere Auswahl an Betonen getroffen. Da an den Betonen CC_0,5, PCC 1/15_0,4 und PCC 1/15_0,5 bereits anhand der Belastungsversuche bis zum Bruch (LR 1) nachgewiesen

werden konnte, dass der Einfluss des w/z-Wertes auf die Quer- und Längsverformung äußerst gering ist, wurden diese Betone nicht weiter betrachtet.

Die Tab. 4.7 zeigt ausgewählte Ergebnisse der Kurzzeitbelastungsversuche (LR 2). Zur Berechnung des Sekantenmoduls $E_{u,LR 2}$ wurden die Spannungen und Dehnungen am Ende der Lathaltezeit zu Grunde gelegt. Die in Tab. 4.8 dargestellten Verformungsanteile wurden an den Längsstauungskurven nach (Glg. 2.7) - (Glg. 2.10) (siehe Kap. 2.1.4, S. 8) ermittelt.

Tab. 4.7: Ergebnisse der Druckversuche (LR 2)

Probe	max. Spannung	max. Längsstauchung	max. Querdehnung	max. Dilatation	Sekantenmodul $E_{i,LR 2}$	Sekantenmodul $E_{u,LR 2}$	$\frac{E_{i,LR 2}}{E_{u,LR 2}}$
	[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
CC p	24,5	1,33	0,29	0,74	25000	18300	1,37
CC p RG	16,1	1,10	0,24	0,63	19500	14500	1,34
CC d	26,5	1,02	0,21	0,60	32900	25900	1,27
SCC	30,2	1,14	0,23	0,68	40400	26400	1,53
PCC 1/10 p	26,4	1,75	0,37	1,02	22200	14900	1,48
PCC 2/10 p	29,1	1,66	0,35	0,97	23900	17300	1,38
PSCC 2/15	22,1	1,37	0,28	0,81	28900	16000	1,81
PSCC 2/25	21,0	1,44	0,29	0,86	27100	14500	1,87
PSCC 2/30	20,5	1,43	0,30	0,83	27200	14300	1,91
PSCC 3/15	24,1	1,15	0,23	0,68	35400	20800	1,71
PSCC 3/25	21,5	1,35	0,29	0,76	29500	15800	1,87
PSCC 3/30	20,4	1,44	0,31	0,81	26700	14000	1,91
PCC 4/10 p	19,1	1,35	0,28	0,79	18900	14000	1,35

Zunächst sollen der Einfluss der Gesteinskörnung und des Substitutionsmaterials auf das Verformungsverhalten des Betons analysiert werden. Die Abb. 4.58 zeigt Querdehnung und Längsstauung von CC p, CC d und CC p RG beim Kurzzeitbelastungsversuch (LR 2).

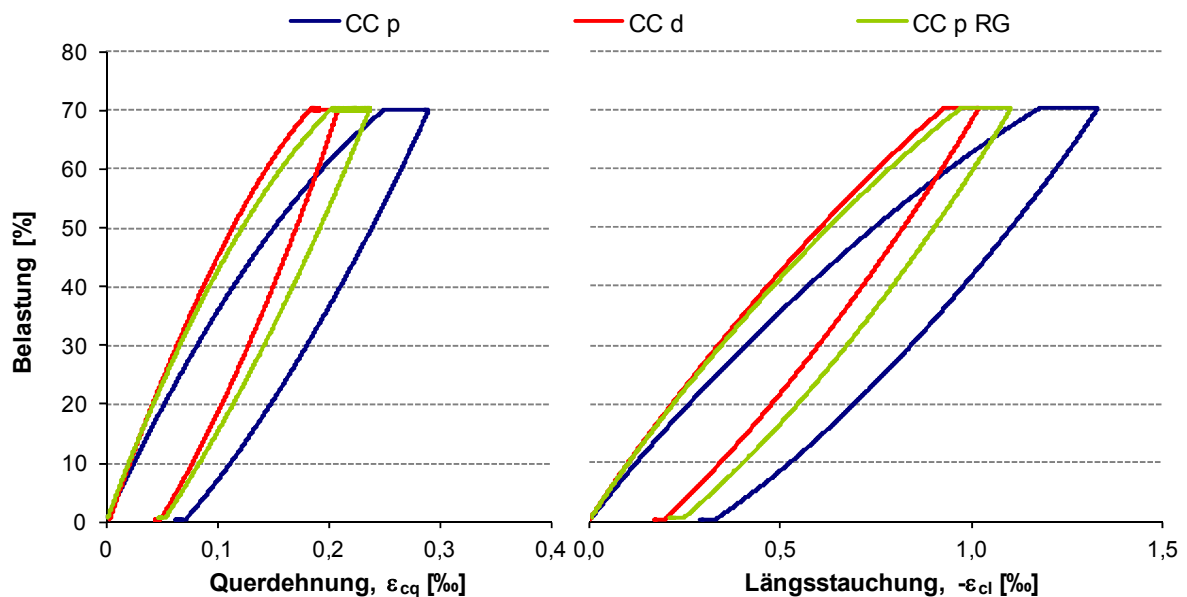


Abb. 4.58: Querdehnung und Längsstauung von CC p, CC d und CC p RG (LR 2)

Anhand der in Abb. 4.58 dargestellten Messdaten kann bei monoton steigender Belastung eine verstärkte Nichtlinearität der Belastungs-Verformungsbeziehung bei der Verwendung poröser Gesteinskörnung festgestellt werden. Im Vergleich zu CC d und CC p RG nehmen Längs- und Querverformung von CC p mit steigender Belastung deutlich schneller zu. Zwar wurde CC p RG ebenfalls mit poröser Gesteinskörnung hergestellt, allerdings ist hier das Substitutionsmaterial für das Verformungsverhalten determinierend. Dabei fällt auf, dass trotz der gleichzeitigen Verwendung von Gummigranulat und poröser Gesteinskörnung das Verformungsvermögen des Betons nicht gesteigert werden kann. Dieser Effekt ist auf die geringe Beteiligung des Gummigranulats am Lastabtrag zurückzuführen. In Tab. 4.8 (siehe S. 89) sind die Verformungsanteile aufgeführt, aus denen sich die Gesamtverformung zusammensetzt. Es wird ersichtlich, dass sämtliche Verformungsanteile von CC p größer sind als von CC d und CC p RG. Durch den geringeren E-Modul und die ausgeprägte Duktilität der porösen Gesteinskörnung wird bei CC p eine deutlich größere Kriechverformung (ϵ_{cr}) verursacht als bei CC d, obwohl beide Betone im Bezug auf die Bindemittelzusammensetzung identisch sind und nahezu gleiche Druckfestigkeiten aufweisen.

Die Abb. 4.59 zeigt den Vergleich der Querdehnzahlen und der Dilatationen von CC p, CC d und CC p RG.

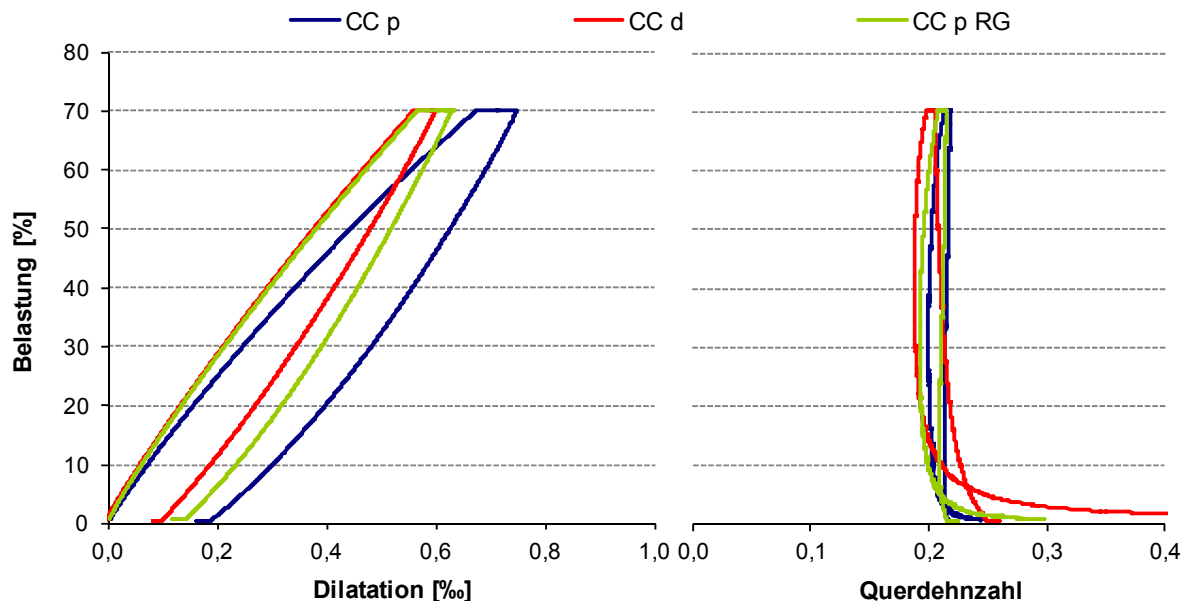


Abb. 4.59: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, CC d und CC p RG (LR 2)

Über den gesamten Beanspruchungsbereich liegen die Querdehnzahlen der Proben in einem für Normalbeton typischen Bereich von ca. 0,2, wobei CC d wie beim Belastungsversuch bis zum Bruch (LR 1) die geringste Querdehnzahl aufweist. Die größeren Verformungsanteile von CC p spiegeln sich im Verlauf der Dilatation wider. So zeigen CC d und CC p RG einen deutlich lineareren Verlauf mit einer wesentlich geringeren Volumenabnahme während der Belastung und der Lasthaltephase. Dementsprechend ist auch die bleibende Dilatation bei CC p am Ende des Lastregimes am höchsten. Der Vergleich der Versuchsergebnisse zeigt also, dass das Verformungsverhalten durch die Verwendung poröser Ge-

steinskörnung maßgeblich beeinflusst wird. Die Verwendung von Substitutionsmaterial mit einem hohen Verformungsvermögen führt nicht zwangsläufig zu gesteigerten Verformungskennwerten beim Beton. Es muss beachtet werden, ob das Material überhaupt am Lastabtrag beteiligt ist und einen aktiven Beitrag leisten kann.

In Abb. 4.60 sind die Querdehnung und Längsstauchung der PCC im Vergleich zum Normalbeton dargestellt. Die Verformungen der mit Copolymeren auf Basis von Styren und Acrylsäureester modifizierten Betone (PCC 1/10 p und PCC 2/10 p) sind deutlich größer als die der Referenz. Im Gegensatz dazu unterscheidet sich der mit Copolymer auf Basis von Styren, Butadien und Acrylnitril modifizierte Beton (PCC 4/10 p) kaum von der Nullprobe. Ob dabei die stark erhöhte Porosität von PCC 4/10 p ursächlich ist oder Polymer 4 nicht zur Erhöhung der Verformungsanteile geeignet ist, kann unter den gegebenen Versuchsbedingungen nicht geklärt werden.

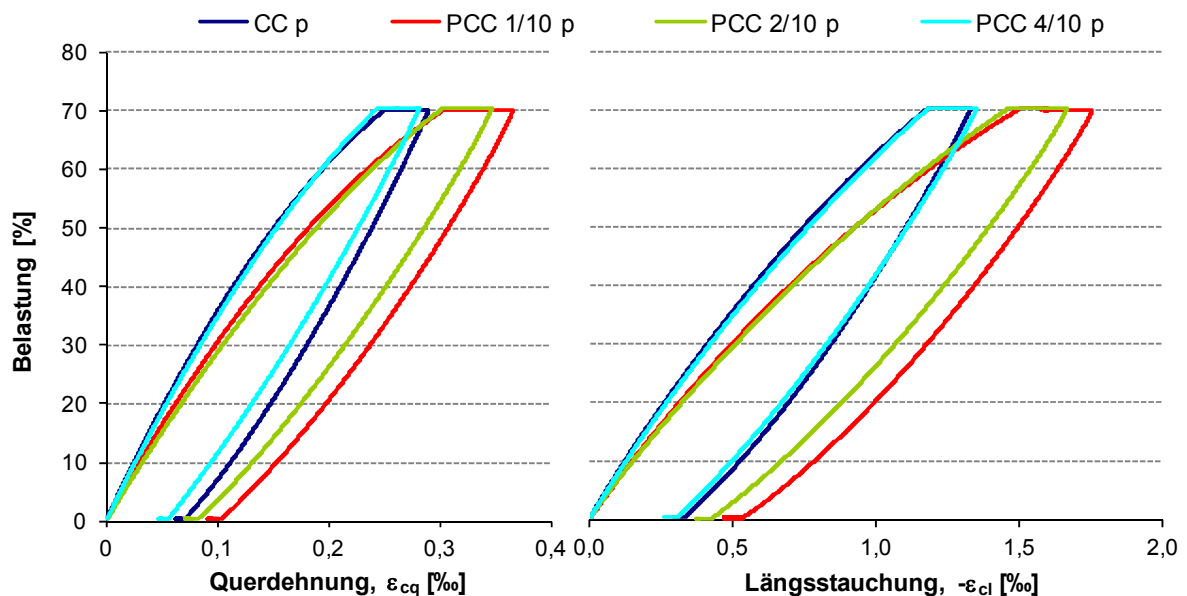


Abb. 4.60: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 2)

Durch das polymere Netzwerk der Betone PCC 1/10 p und PCC 2/10 p sind die Verformungen sowohl in Längs- als auch in Querrichtung wesentlich größer als bei der Referenz. Das betrifft sämtliche Verformungsanteile, wobei speziell die viskosen und plastischen Anteile deutlich erhöht sind (siehe Tab. 4.8, S. 89).

Bei der Betrachtung der Querdehnzahlen (Abb. 4.61) der kunststoffmodifizierten Betone sind keine signifikanten Unterschiede im Vergleich zum Referenzbeton erkennbar. Das Verhältnis von Querdehnung zu Längsstauchung wird demnach durch die Polymere im Gefüge nur geringfügig verändert. Die Beeinflussung des Verformungsverhaltens durch die Polymere 1 und 2 ist deutlich im Verlauf der Dilatation zu erkennen. Äquivalent zu Querdehnung und Längsstauchung ist bei PCC 1/10 p und PCC 2/10 p eine verstärkte Nichtlinearität zu beobachten, die mit einer wesentlich größeren Volumenabnahme einhergeht. Polymer 4 weist keinen nennenswerten Unterschied zur Referenz auf, was nach Betrachtung der Verformungskennlinien (Abb. 4.52, S. 77) von PCC 4/10 p auch nicht zu erwarten war.

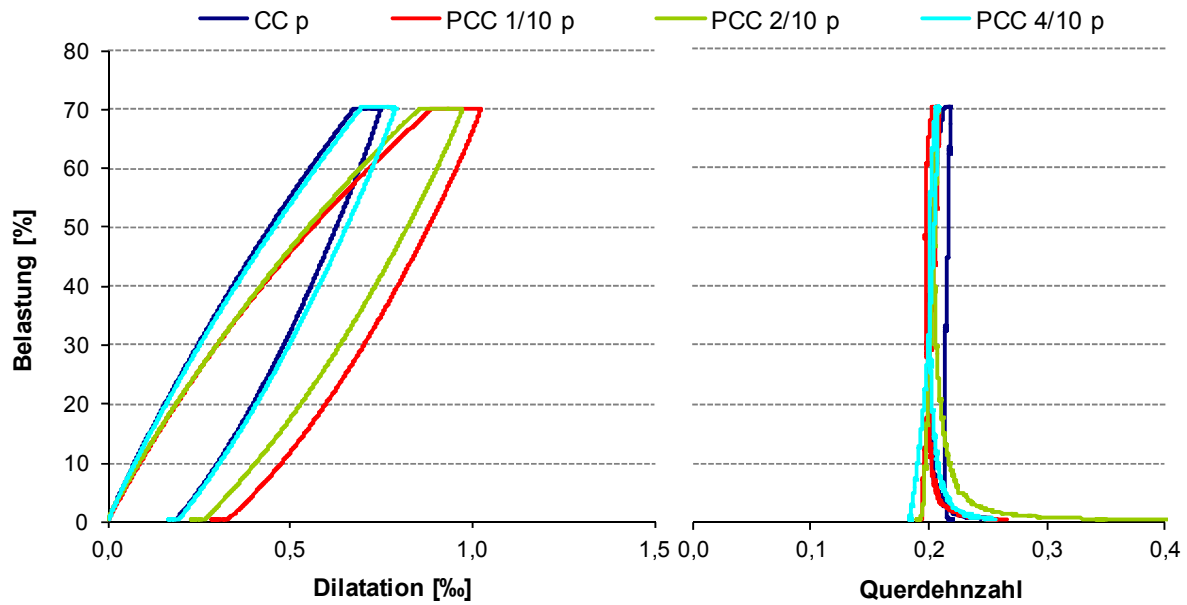


Abb. 4.61: Bezoogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 2)

Die graphische Darstellung der Verformungen der selbstverdichtenden Betone (Abb. 4.62) verdeutlicht noch einmal den Einfluss der Polymere auf das beanspruchungsabhängige Verformungsverhalten und zeigt, wie sich unterschiedliche Polymergehalte auf die Verformungsanteile auswirken.

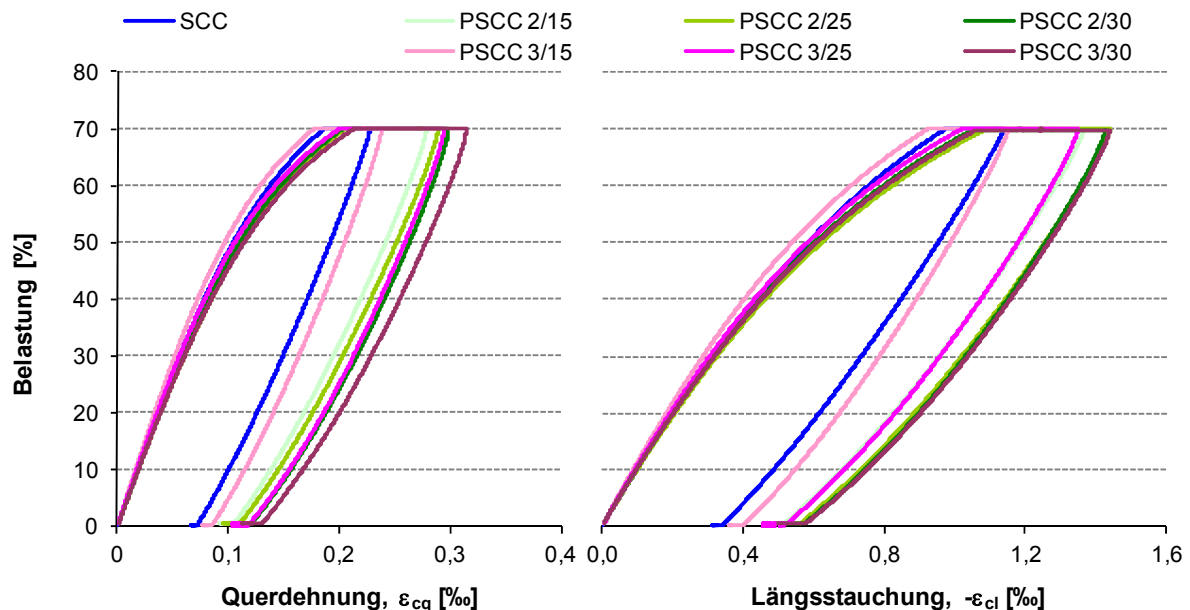


Abb. 4.62: Querdehnung und Längsstauchung von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 2)

Die Dehnungen und Stauchungen der PSCC sind z. T. deutlich größer als die des Referenzbetons und steigen mit zunehmendem Polymergehalt. Die Verformungen von PSCC 3/15 sind bis zum Erreichen der Höchstlast (ϵ_1) geringfügig kleiner als die der Referenz. Während der Lasthaltephase nehmen die Verformungen ($\epsilon_{cr,1-2}$), die sich aus viskosen und plastischen Anteilen zusammensetzen, bei PSCC 3/15 stärker zu als beim unmodifizierten Beton, so-

dass sich auch bei diesem Beton sowohl eine größere Maximalverformung als auch eine größere bleibende Verformung am Ende des Belastungsvorgangs einstellen.

Bei Betrachtung der einzelnen Verformungsanteile der selbstverdichtenden Betone fallen einige Besonderheiten auf. Die elastischen Verformungen (ϵ_{el}) sind bei den PSCC kleiner als bei dem SCC, dahingegen sind die viskoelastischen Verformungen (ϵ_{v-el}) wesentlich größer als beim Referenzbeton (Tab. 4.8, S. 89). Diese Effekte verdeutlichen, dass ein geringer E-Modul nicht automatisch hohe elastische Verformungen bei äquivalenter Beanspruchung verursacht und dass, hervorgerufen durch die Polymere im Gefüge der PSCC, speziell die viskosen Verformungsanteile zunehmen. Dabei verursachen die viskoplastischen Anteile die höheren Kriechverformungen und die viskoelastischen Anteile das größere Rückverformungsvermögen der modifizierten Betone.

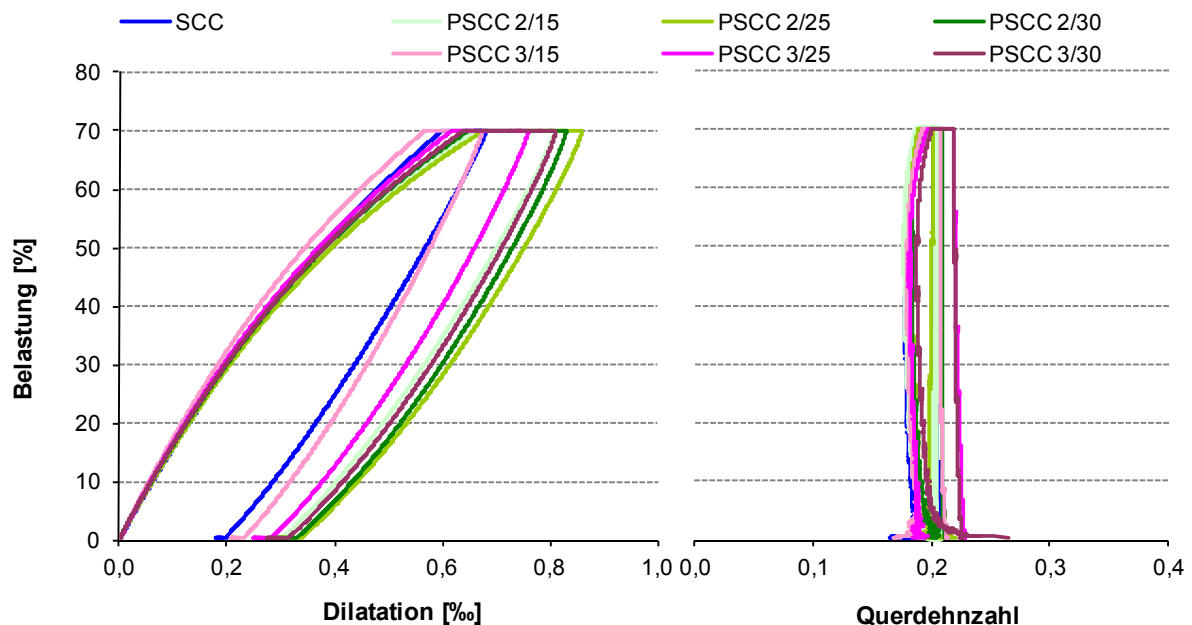


Abb. 4.63: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von SCC, PSCC 2/15, PSCC 2/25, PSCC 2/30, PSCC 3/15, PSCC 3/25 und PSCC 3/30 (LR 2)

Wie bei den vorher betrachteten Betonen lässt sich auch beim selbstverdichtenden Beton keine signifikante Differenzierung der einzelnen Betone anhand der Verläufe der Querdehnzahl (Abb. 4.63) vornehmen. Beim Vergleich der Dilatation (Abb. 4.63) werden die Veränderungen des Verformungsverhaltens infolge der Polymermodifizierung ersichtlich. Bei Betrachtung der Dilatationsverläufe während der Belastungsphase ist eine stärkere bezogene Volumenabnahme bei den polymermodifizierten Mischungen erkennbar. Lediglich PSCC 3/15 weist eine geringere Dilation auf als die Referenzprobe. Eine weitere Besonderheit ist die geringere Volumenabnahme von PSCC 2/30 im Vergleich zu PSCC 2/25 trotz des höheren Polymeranteils. Bis auf PSCC 3/15 weisen alle PSCC eine starke Zunahme der Dilatation während der Lasthaltephase auf, wobei dieser Effekt bei der Verwendung von Polymer 2 deutlicher ist, als bei der Verwendung von Polymer 3.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass infolge der Polymermodifikation i. d. R. sämtliche Verformungsanteile ansteigen, wobei die viskosen und plastischen Anteile und damit die Kriechverformung am deutlichsten erhöht werden. Diese Erhöhung wird auf die Polymere im

Gefüge der PCC und PSCC zurückgeführt, die entsprechend ihrer mechanischen Eigenschaften die Verformung des Zementsteines beeinflussen. Während die spröden kristallinen Strukturen des unmodifizierten Zementsteines, die Lasten bei Beanspruchung übertragen, wobei sie Verformungen auf mikrostruktureller Ebene behindern und das betontypische relativ spröde Verhalten verursachen, können die Polymere als polymere Armierung in der Zementsteinstruktur angesehen werden. Dabei werden durch den geringen Elastizitätsmodul der Polymere zunächst größere Verformungen ermöglicht. Desweiteren besitzen die Polymere einen adhäsiven Verbund zu den Zementsteinbestandteilen und zur Gesteinskörnung, so dass speziell Mikrorisse überbrückt, eine weitere Rissaufweitung behindert und das Rückverformungsvermögen erhöht werden können, was sich deutlich in den hohen viskoelastischen Verformungsanteilen der kunststoffmodifizierten Betone widerspiegelt.

Tab. 4.8: Verformungsanteile der Betone (LR 2)

Probe	ϵ_{el}	ϵ_{v-el}	ϵ_{pl}	ϵ_{cr}	ϵ_1	$\epsilon_{cr,1-2}$	ϵ_{2-3}	$\epsilon_{cr,3-4}$
	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
CC p	0,79	0,25	0,29	0,54	1,18	0,15	1,00	0,04
CC p RG	0,68	0,22	0,21	0,42	0,97	0,13	0,86	0,03
CC d	0,64	0,21	0,17	0,38	0,93	0,09	0,83	0,02
SCC	0,64	0,19	0,31	0,50	0,97	0,17	0,80	0,03
PCC 1/10 p	0,95	0,34	0,47	0,80	1,50	0,25	1,22	0,07
PCC 2/10 p	0,92	0,38	0,37	0,74	1,46	0,21	1,24	0,05
PSCC 2/15	0,63	0,29	0,46	0,74	1,06	0,31	0,85	0,06
PSCC 2/25	0,62	0,34	0,49	0,82	1,09	0,35	0,88	0,07
PSCC 2/30	0,59	0,35	0,49	0,84	1,05	0,38	0,86	0,08
PSCC 3/15	0,58	0,21	0,36	0,57	0,92	0,23	0,75	0,04
PSCC 3/25	0,62	0,28	0,46	0,73	1,02	0,33	0,83	0,07
PSCC 3/30	0,60	0,35	0,50	0,84	1,06	0,38	0,87	0,08
PCC 4/10 p	0,83	0,27	0,26	0,52	1,18	0,17	1,04	0,05

4.3.3 Bruch- und Verformungsverhalten bei mehrfach wiederholter Belastung

Die selbstverdichtenden Betone wurden für die Versuche mit mehrfach wiederholter Belastung (LR 3) nicht mit herangezogen, da kein größerer Erkenntnisgewinn als bei der Untersuchung der Betone der Konsistenzklasse F3 zu erwarten war. Ein von den bisher durchgeführten Untersuchungen abweichendes Verhalten in Abhängigkeit vom Polymergehalt war ebenfalls nicht zu vermuten.

In Tab. 4.9 sind ausgewählte Ergebnisse der Versuche mit mehrfach wiederholter Belastung (LR 3) dargestellt. Die maximalen Spannungen (Bruchspannungen), die bei monoton steigender Beanspruchung (LR 1) ermittelt wurden, werden denen, die bei mehrfach wiederholter Belastung (LR 3) ermittelt wurden, gegenübergestellt.

Tab. 4.9: Ergebnisse der Druckversuche (LR 3)

Probe	max. Spannung (LR 3)	max. Spannung (LR 1)	max. Längsstauchung	max. Querdehnung	Sekantenmodul $E_{i, LR 3}$	Bruchmodul $E_{u, LR 3}$	$\frac{E_{i, LR 3}}{E_{u, LR 3}}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[‰]	[‰]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
CC p	34,9	34,9	3,50	2,30	25000	9900	2,52
CC p RG	22,1	23,0	3,11	1,69	19500	7100	2,75
CC d	35,8	37,7	2,83	2,22	32900	12700	2,59
PCC 1/10 p	33,2	37,5	4,69	3,80	22200	7100	3,13
PCC 2/10 p	35,8	41,4	4,24	2,56	23900	8400	2,84
PCC 4/10 p	25,6	27,1	3,87	2,41	18900	6600	2,86

Die Festigkeit bei monoton steigender Belastung ist bei CC p, CC p RG und CC d nur unwesentlich bzw. nicht höher als bei mehrfach wiederholter Belastung, dahingegen ist die maximal aufnehmbare Spannung der PCC bei einfacher, monoton steigender Belastung bis zum Bruch (LR 1) deutlich höher als bei mehrfach wiederholter Belastung (LR 3). Deshalb liegt die Vermutung nahe, dass die bezogene Dauerstandsfestigkeit der PCC unter der unmodifizierten Betone liegt. Im Allgemeinen wird für die Dauerstandsfestigkeit von Normalbeton ein Wert von 80 % - 85 % der Kurzzeitfestigkeit angenommen. Beim Vergleich der maximalen Längsstauchungen und Querdehnungen des Lastregimes 1 (Tab. 4.5, S. 69) und des Lastregimes 3 (Tab. 4.9) ist eine deutliche Zunahme der Verformungen bis zum Bruch bei mehrfach wiederholter Belastung feststellbar. Ursächlich dafür sind die fehlenden Lasthaltephasen und die wesentlich kürzere Beanspruchungsdauer des Lastregimes 1. Die Gesamtbeanspruchungsdauer und die Lasthaltezeit beim jeweiligen Beanspruchungsniveau sind demnach maßgebend für die Mikrorissbildung und die Ausbildung der viskosen und plastischen Verformungsanteile. Die höhere Verformungskapazität der PCC im Vergleich zur Referenz kann dabei auf die Mikrorissüberbrückung und die Erhöhung des adhäsiven Verbundes der einzelnen Gefügebestandteile durch die Polymere im Gefüge des Zementsteines zurückgeführt werden.

Die Belastungs-Querdehnungs- und Belastungs-Längsstauchungsbeziehungen der Betone, die einer mehrfach wiederholten Druckbeanspruchung (LR 3) unterzogen wurden, sind nachfolgend in den Abb. 4.64, Abb. 4.65, Abb. 4.66, Abb. 4.67, Abb. 4.68 und Abb. 4.70 dargestellt. Für die Gegenüberstellung des Verformungsverhaltens der einzelnen Betone werden an dieser Stelle die Dehnungen bzw. Stauchungen bis zu der Laststufe dargestellt, die 75 % (± 1 %) Belastung der im Kurzzeitversuch (LR 1) ermittelten Bruchspannung entspricht. Die Abb. 4.64 und Abb. 4.65 zeigen die kompletten Verformungskennlinien der Proben.

Da bei dieser Darstellung der Vergleich zwischen den Betonen sehr schwierig und eine Differenzierung der einzelnen Laststufen und Lastzyklen speziell bei geringem Beanspruchungsniveau nicht möglich ist, werden zunächst die Be- und Entlastungsäste der Lastzyklen ausgeblendet (Abb. 4.66 und Abb. 4.67). Im nächsten Schritt werden die Verformungen während der Lasthaltephasen bis zum Schnittpunkt des jeweils ersten Belastungsastes der einzelnen Laststufen und der Entlastungsast der letzten Laststufe dargestellt, alle weiteren Be- und Entlastungsäste der Laststufen werden ausgeblendet, so dass sich die in den Abb. 4.68 und Abb. 4.70 dargestellten Kurven ergeben. Äquivalent dazu wird mit den Arbeitslinien der Dila-

tation und der Querdehnzahl verfahren. Somit ergeben sich die in den Abb. 4.69 und Abb. 4.71 gezeigten Kurvenverläufe.

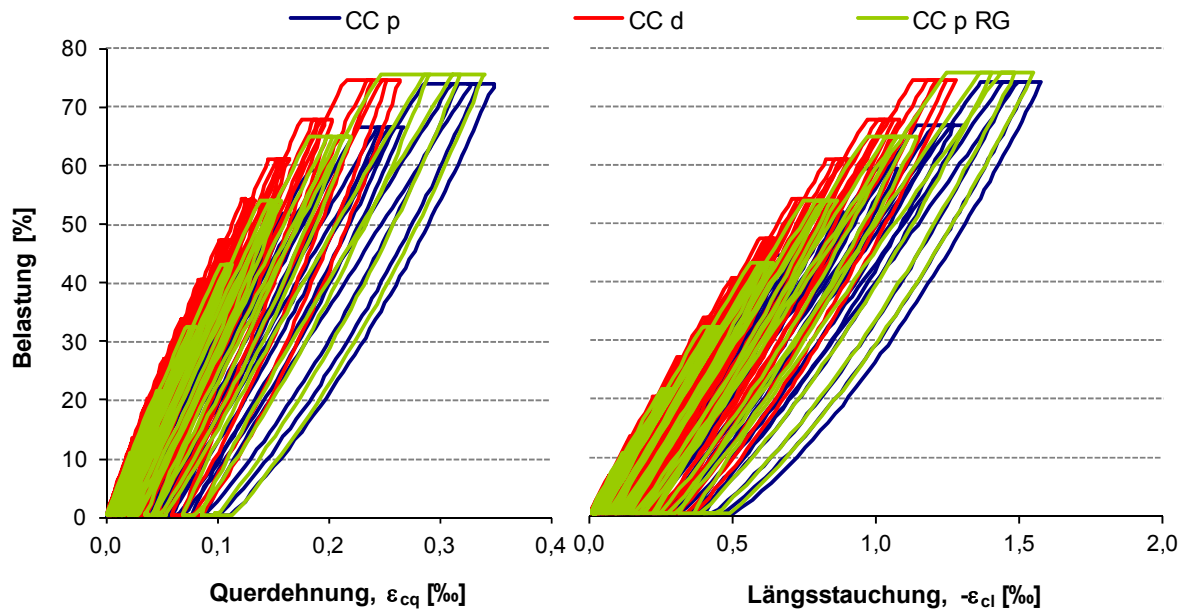


Abb. 4.64: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG (LR 3)

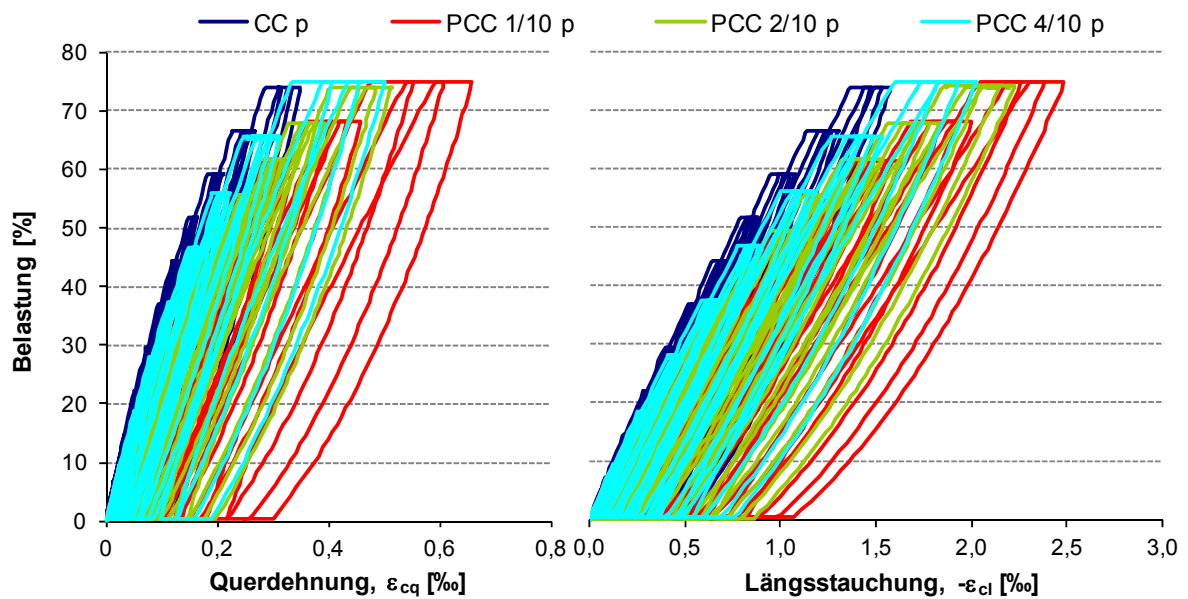


Abb. 4.65: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 3)

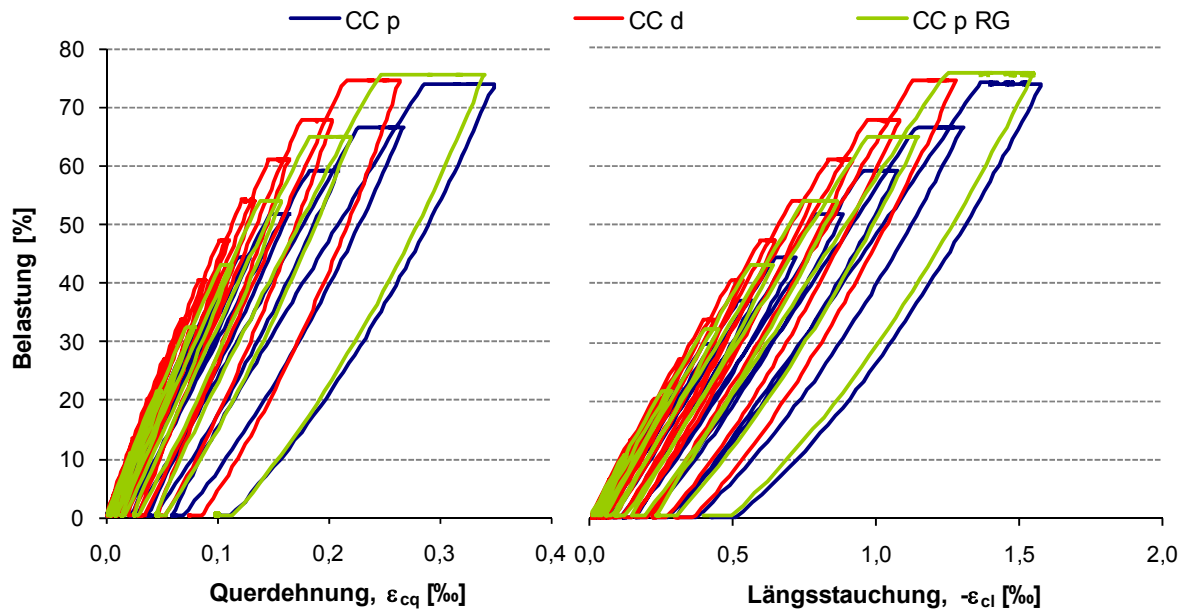


Abb. 4.66: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)

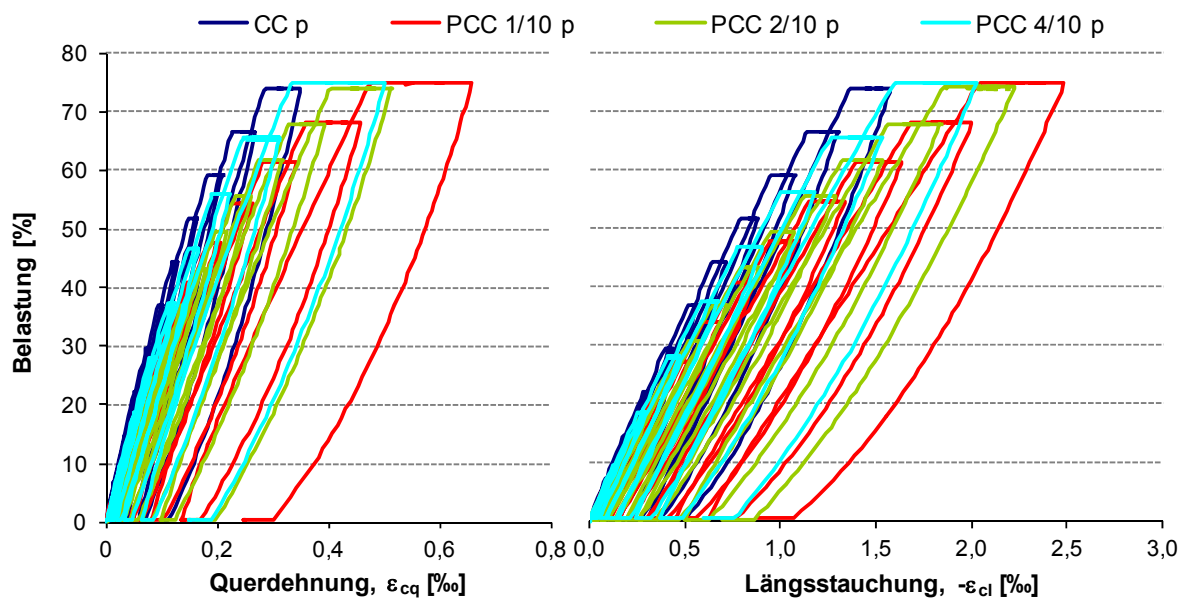


Abb. 4.67: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)

Aus den graphischen Abbildungen (Abb. 4.68 und Abb. 4.70) des Last-Verformungsverhaltens wird ersichtlich, dass sich durch die mehrfach wiederholte Belastung nicht nur die Verformungen der Betone im versagensnahen Bereich erhöhen, sondern sämtliche Verformungsanteile und dabei insbesondere die viskosen. Es kann ein ähnliches Verhalten wie bei einfacher Kurzzeitbelastung (LR 2) beobachtet werden, wobei die Unterschiede zwischen den Betonen infolge der Mehrfachbelastung und längerer Beanspruchungsdauer noch deutlicher werden. Bei den Betonen ohne Polymere im Gefüge erweist sich wiederum CC d als der Beton mit der geringsten Verformungskapazität. Bei CC p RG, dessen Verformungskennlinien sich im Kurzzeitversuch mit einfacher Belastung kaum von denen des Betons CC d unterschieden, kommt bei mehrfach wiederholter Beanspruchung nun auch die geringe

Steifigkeit des Gummigranulates zum Tragen. Zwar ist die Verformungskapazität immer noch geringer als bei CC p aber im Vergleich zu CC d schon deutlich gesteigert. Insbesondere die Kriechverformungen während der Lasthaltephasen im oberen Beanspruchungsbereich sind größer als bei CC d und CC p. Dieser Effekt spiegelt sich auch im relativ großen Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul (Tab. 4.9, S. 90) wider. Ausgehen von der Annahme, dass dieses Verhältnis ein Indikator für die Duktilität ist, kann festgestellt werden, dass trotz der geringen Verformungskapazität CC p RG und CC p duktiler sind als CC d.

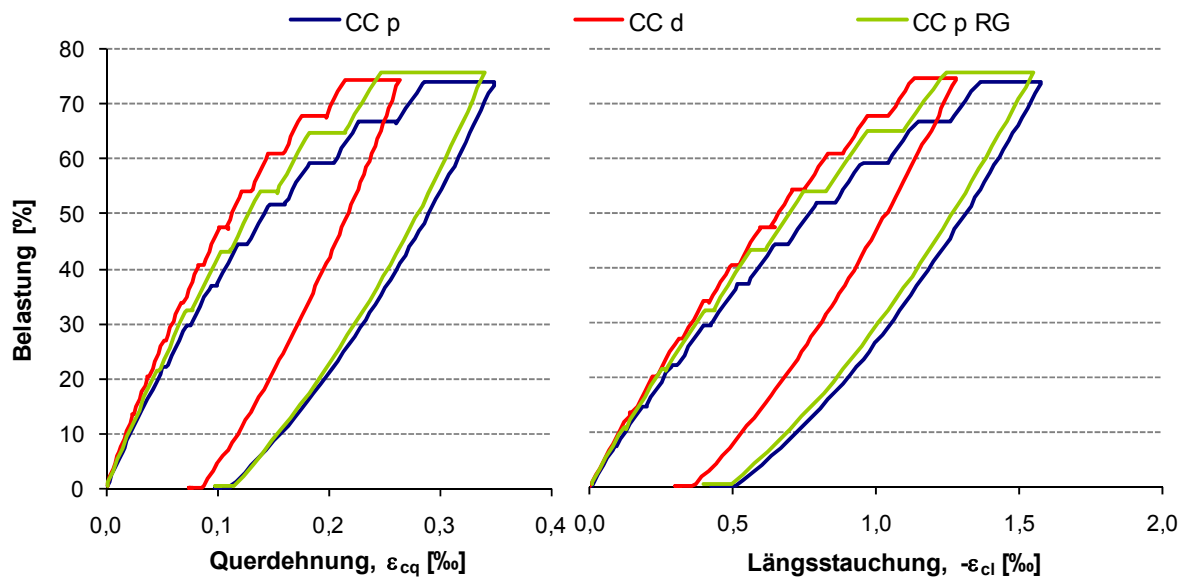


Abb. 4.68: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, CC d und CC p RG - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)

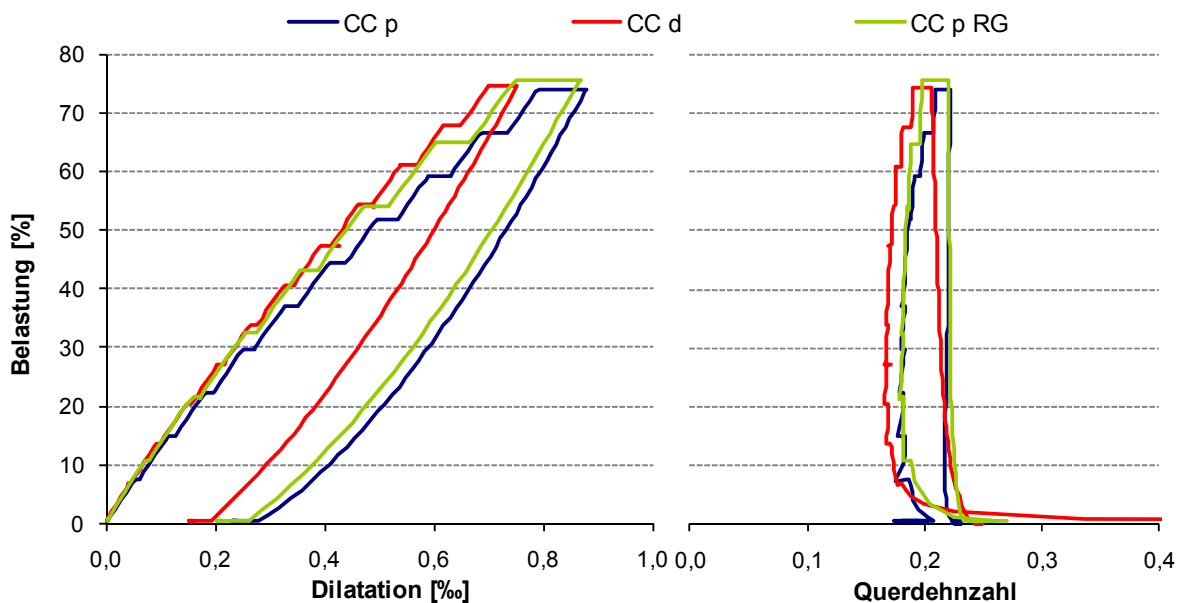


Abb. 4.69: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, CC d und CC p RG (LR 3)

Auch bei den polymermodifizierten Betonen sind die Unterschiede im Last-Verformungsverhalten bei mehrfach wiederholter Belastung außerordentlich deutlich, so zeigt nun auch PCC 4/10 p eine Steigerung der Quer- und Längsverformungen im Vergleich zur Referenz

(CC p). Das viskose Materialverhalten der PCC wird während der Lasthaltephasen besonders offensichtlich. Die Kriechverformungen der PCC nehmen mit steigender Belastung überproportional zu und führen zu sehr großen Verformungen. Dabei ist auffällig, dass bei PCC 2/10 p die Längsverformungen stärker zunehmen als die Querverformungen, was sich in einer entsprechend großen bezogenen Volumenabnahme äußert (Abb. 4.71). Ein Grund für die großen viskosen und plastischen Verformungen der PCC sind polymere Gleitebenen, die entstehen, wenn sich die Polymere auf den Oberflächen der Zementsteinbestandteile sowie der Gesteinskörnung anlagern und nachgiebige Bereiche in der Betonstruktur entstehen. Diese polymeren Gleitebenen bewirken gleichzeitig die Verringerung der Druckfestigkeit des Betons. Die bei Druckbeanspruchung entstandenen Risse der Mikro- und später Makrorisse werden im versagensnahen Beanspruchungsbereich gegeneinander verschoben, was im Endeffekt zum typischen Querschnittversagen des Betons führt. Solange die Belastung so gering ist, dass die Risse lediglich aufgeweitet werden, verursachen die adhäsive Anbindung der Polymere an die Gefügebestandteile und die Rissüberbrückungsfähigkeit der Polymere die Erhöhung der Zugfestigkeit und des Verformungsvermögens. Bei höheren Belastungen, die zur angesprochenen Querverschiebung der Rissufer führt, sind die Polymere außer Stande Schubspannung aufzunehmen und wirken wie ein „Schmiermittel“ im Rissbereich, was eine leichtere Verschiebung der Rissufer gegeneinander ermöglicht und somit früher zum Bruch führt.

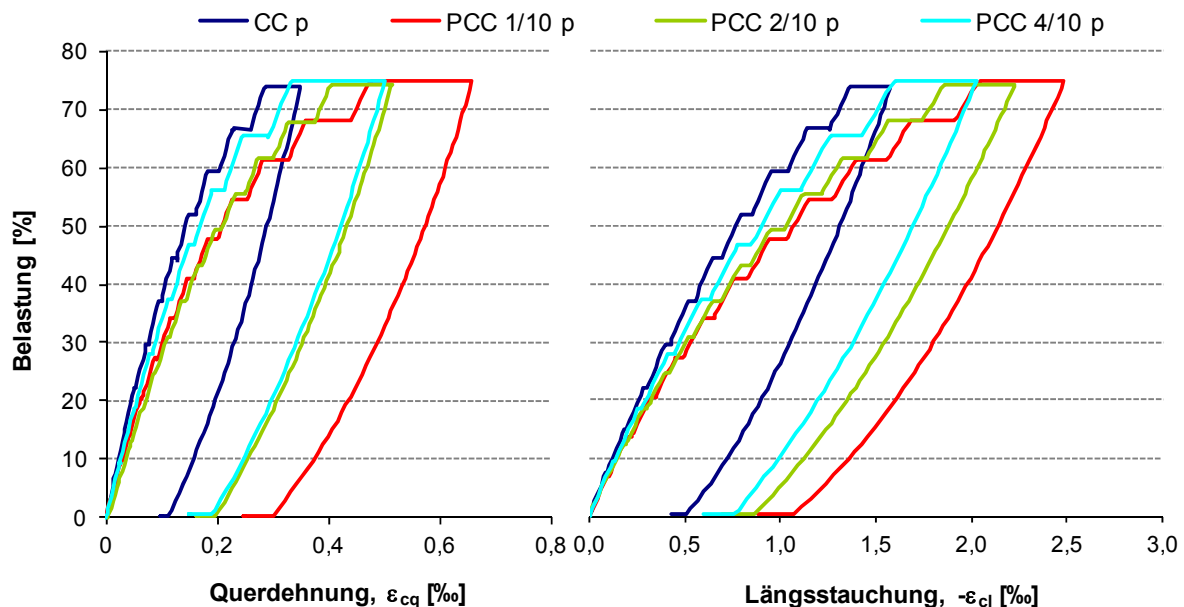


Abb. 4.70: Querdehnung und Längsstauchung von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)

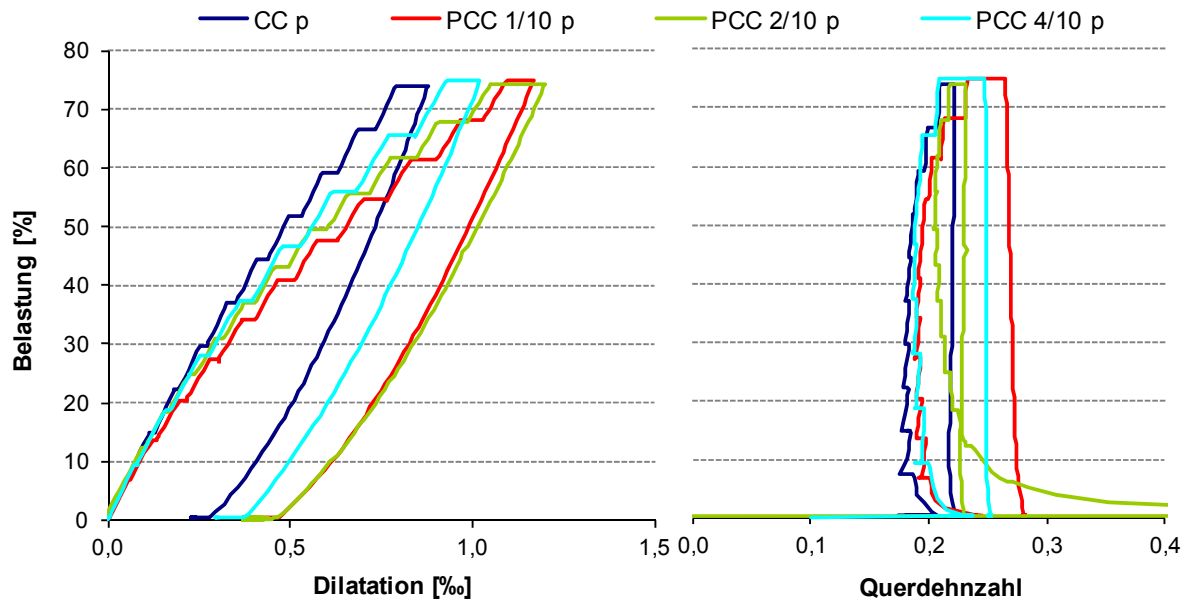


Abb. 4.71: Bezogene Volumenänderungen (Dilatationen) und Querdehnzahlen von CC p, PCC 1/10 p, PCC 2/10 p und PCC 4/10 p (LR 3)

Die unterschiedlichen Verformungskapazitäten der Betone sind auch aus den Verläufen der Dilatationskurven ersichtlich. Mit steigender Belastung ist die bezogene Volumenänderung von CC d und CC p RG geringer (Abb. 4.69) und bei den PCC generell größer (Abb. 4.71) als bei CC p. Die Querdehnzahlen zeigen einen betonspezifischen Verlauf und nehmen während der Lasthaltephase zu. Die mittlere Querdehnzahl von CC d ist wie bei den Versuchen mit LR 1 etwas geringer als die der restlichen Proben. Die Zunahme der Querdehnzahl während der Lasthaltephasen im oberen Beanspruchungsbereich (ab ca. 60 % Belastung) ist bei den PCC größer als bei der Referenz. Es kann also davon ausgegangen werden, dass die PCC zu diesem Zeitpunkt stärkere Strukturveränderungen aufweisen.

Die größeren Verformungen und entsprechend erhöhten Verformungsanteile (Tab. 4.10) der polymermodifizierten Betone sind ein weiterer Beleg für ein duktileres Verhalten der PCC im Vergleich zur Referenz. Die deutlich größeren Verhältnisse der PCC von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul (Tab. 4.9, S. 90) untermauern diese Feststellung. Dieser deutliche Unterschied zwischen den PCC und der Referenz sind feststellbar, weil sich bei LR 3 die viskosen und plastischen Verformungsanteile stärker ausprägen können.

In Tab. 4.10 sind die Verformungsanteile der Betone bei zyklischer Beanspruchung bis 75 % Belastung aufgeführt. Die jeweiligen Verformungsanteile wurden wie beim statischen Belastungsversuch (LR 2) an den Längsstauchungskurven ermittelt. Die elastische Verformung (ε_{el}) wurden mit den jeweiligen Sekantenmoduln (E_i) berechnet. Zur Berücksichtigung der einzelnen Laststufen wurden folgende Anpassungen vorgenommen (Abb. 4.72).

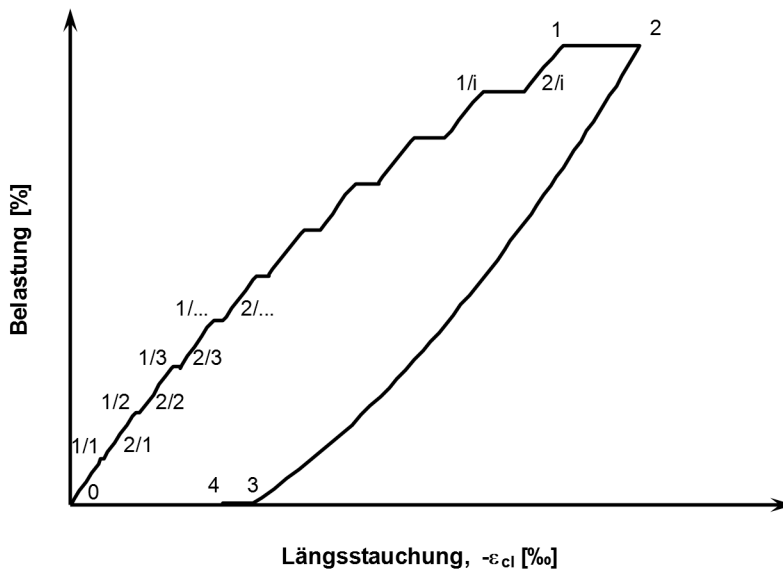


Abb. 4.72: Definition der Berechnungspunkte der Verformungsanteile (LR 3)

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_2 \quad (\text{Glg. 4.3})$$

$$\varepsilon_{\text{cr},1-2} = \varepsilon_{2/1} - \varepsilon_{1/1} + \varepsilon_{2/2} - \varepsilon_{1/2} + \dots + \varepsilon_{2/i} - \varepsilon_{1/i} + \varepsilon_2 - \varepsilon_1 \quad (\text{Glg. 4.4})$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_2 - \varepsilon_{\text{cr},1-2} \quad (\text{Glg. 4.5})$$

Tab. 4.10: Verformungsanteile der Betone bei 75% Belastung (LR 3)

Probe	ε_{\max}	ε_{el}	$\varepsilon_{\text{v-el}}$	ε_{pl}	ε_{cr}	ε_1	$\varepsilon_{\text{cr},1-2}$	ε_{2-3}	$\varepsilon_{\text{cr},3-4}$
	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
CC p	1,58	0,81	0,34	0,43	0,76	0,96	0,62	1,08	0,07
CC p RG	1,55	0,77	0,38	0,40	0,77	0,93	0,61	1,07	0,08
CC d	1,28	0,69	0,29	0,30	0,59	0,84	0,44	0,92	0,06
PCC 1/10 p	2,49	0,99	0,62	0,88	1,50	1,18	1,31	1,44	0,16
PCC 2/10 p	2,22	0,97	0,56	0,69	1,26	1,13	1,09	1,36	0,17
PCC 4/10 p	2,02	0,92	0,51	0,59	1,10	1,15	0,88	1,27	0,16

Der Vergleich der Steifigkeitsentwicklung der Betone (Abb. 4.74 - Abb. 4.79) soll einen weiteren Aufschluss über den Einfluss der jeweiligen Rezepturveränderung auf das Last-Verformungsverhalten des Betons erbringen. Die einzelnen Laststufen mit den jeweiligen Lastzyklen ermöglichen eine differenzierte Betrachtung der beanspruchungsabhängigen Steifigkeitsentwicklung.

Zur Beurteilung der Steifigkeitsentwicklung im quasi-linearelastischen Bereich (Abb. 4.74 und Abb. 4.75), unter Berücksichtigung der viskosen und plastischen Verformungen (Abb. 4.76 und Abb. 4.77) und unter Berücksichtigung des Kriechens während der Lasthaltephasen (Abb. 4.78 und Abb. 4.79) wurden drei unterschiedliche Sekantenmoduln bei Belastung definiert (Abb. 4.73). Der Sekantenmodul E_i wurde als Sekantenmodul vom jeweiligen Grundlastniveau (Punkt 0, 0', ...) bis 5 % Belastung des jeweiligen Lastzykluses berechnet. $E_{u,1}$

wurde als Sekantenmodul vom Grundlastniveau des jeweiligen Lastzykluses bis zur maximalen Beanspruchung (Punkt 1, 1', ...) jeder Laststufe berechnet und $E_{u,2}$ als Sekantenmodul vom jeweiligen Grundlastniveau bis zum Ende der entsprechenden Lasthaltephase (Punkt 2, 2', ...). Der Sekantenmodul der ersten Laststufe diente als Bezugsgröße, um die prozentuale Veränderung der Steifigkeit infolge der wiederholten Belastung ermitteln zu können.

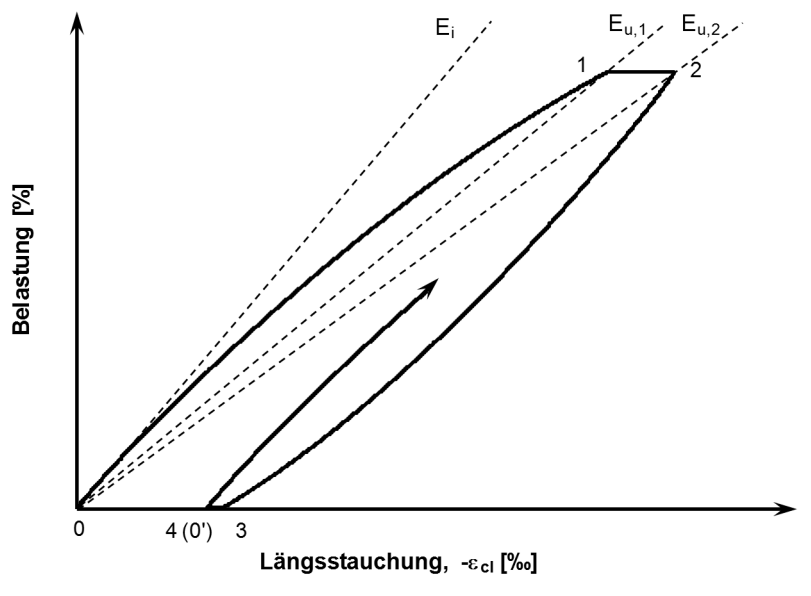


Abb. 4.73: Definition der Deformationsmoduln

Bei den 3 Lastzyklen der ersten Laststufe kann bei allen Betonen eine Zunahme der Steifigkeit beobachtet werden. Durch die Vorbelastung werden viskose und plastische Verformungen erzeugt, die bei Wiederbelastung mit gleichem Beanspruchungsniveau nicht in Erscheinung treten und somit einen steileren Anstieg der Last-Verformungskurve verursachen. Danach nimmt bei allen Betonen mit steigender Beanspruchung die Steifigkeit ab. Beim Vergleich der drei unterschiedlichen Betrachtungsweisen der Steifigkeitsdegradation wird der Einfluss der Polymere auf das Last-Verformungsverhalten des Betons ersichtlich. Bei CC p, CC d und CC p RG ist unabhängig von der Betrachtungsweise eine kontinuierliche Abnahme der Elastizitätsmoduln zu beobachten, die bei CC p am stärksten ausgeprägt ist.

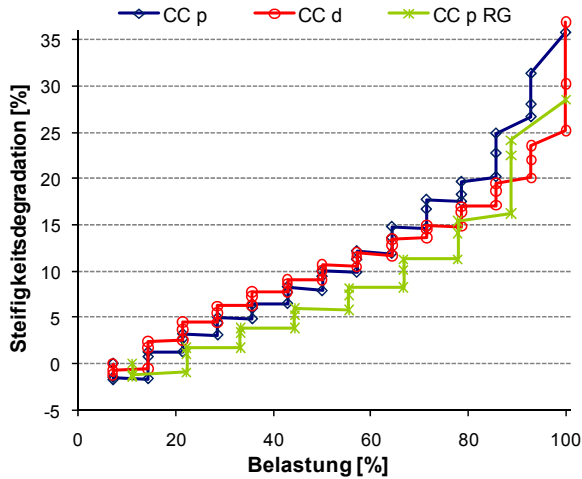


Abb. 4.74: Steifigkeitsdegradation der CC unter Berücksichtigung der elastischen Verformungsanteile

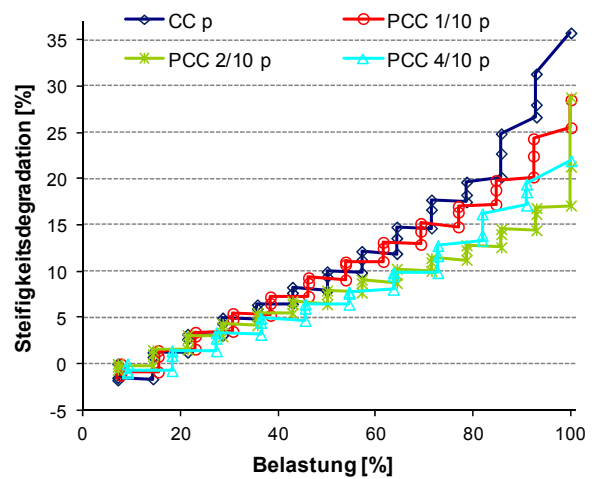


Abb. 4.75: Steifigkeitsdegradation der PCC unter Berücksichtigung der elastischen Verformungsanteile

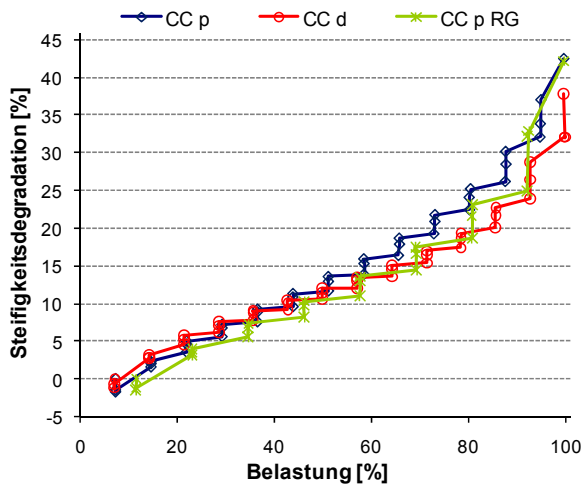


Abb. 4.76: Steifigkeitsdegradation der CC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile

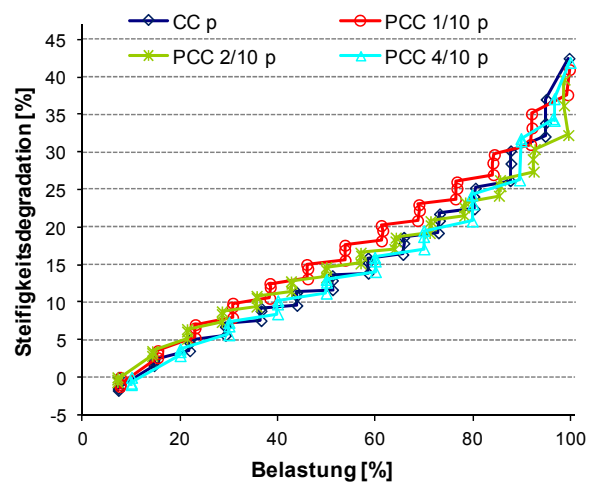


Abb. 4.77: Steifigkeitsdegradation der PCC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile

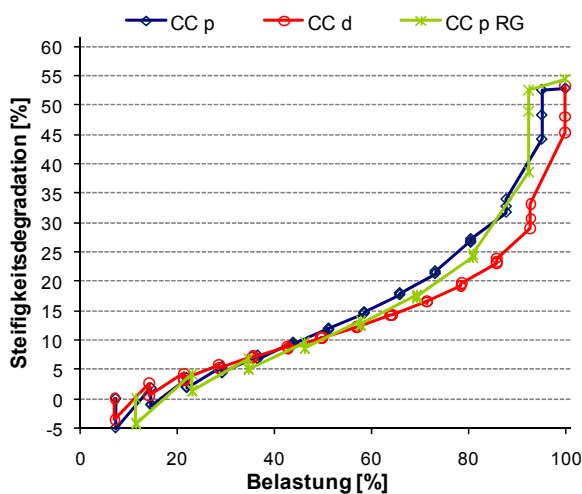


Abb. 4.78: Steifigkeitsdegradation der CC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile und des Kriechens

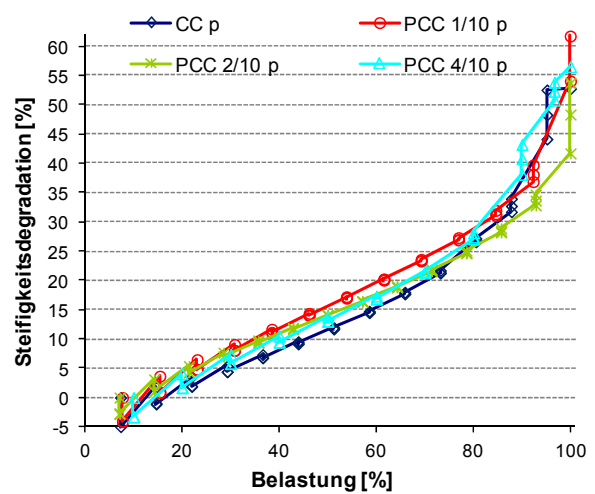


Abb. 4.79: Steifigkeitsdegradation der PCC unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile und des Kriechens

Die polymermodifizierten Betone weisen unter Berücksichtigung der elastischen Verformungsanteile eine geringere Steifigkeitsdegradation auf als die Referenz (Abb. 4.75). Erst wenn die viskosen und plastischen Verformungsanteile mit einbezogen werden (Abb. 4.77) sind die Steifigkeitsentwicklungen der Betone in ihrem Verlauf nahezu gleich. Auch unter Berücksichtigung sämtlicher Verformungsanteile und des Kriechens während der Lasthaltphasen (Abb. 4.79) sind keine Unterschiede zwischen den PCC und der Referenz zu erkennen. Es kann also davon ausgegangen werden, dass die Polymere in der Lage sind, bei geringen Belastungen im linearelastischen Bereich, das Gefüge des Betons erfolgreich auszusteuern und das trotz mehrfach wiederholter, z. T. erheblicher Vorbelastung bis zum versagensnahen Bereich. Die Rissufer, der durch die Belastung entstandenen Risse, werden kraftschlüssig miteinander verbunden. Im Gegensatz zu den elastischen Verformungen nehmen die viskosen und plastischen Verformungsanteile der PCC bei höherer Belastung überproportional zu, was zum Einen zu den großen Bruchdeformationen führt und zum Anderen zu einem deutlichen Steifigkeitsverlust. Bei Betrachtung der Steifigkeitsdegradation unter Berücksichtigung der elastischen, viskosen und plastischen Verformungsanteile und des Kriechens (Abb. 4.78 und Abb. 4.79) wird festgestellt, dass bis zu einer Belastung von ca. 40 % eine Steifigkeitszunahme innerhalb der Laststufen von Lastzyklus zu Lastzyklus eintritt, da die viskosen und plastischen Verformungsanteile bereits erzeugt wurden. Danach kann bis ca. 70 % Belastung eine lineare Steifigkeitsdegradation beobachtet werden. Anschließend steigt der Steifigkeitsverlust bei allen Betonen bis zum Bruch überproportional an.

4.3.4 Mikrostrukturbetrachtungen

Nach den Kurzzeitbelastungsversuchen mit einfacher Druckbeanspruchung (LR 2) wurden die Auswirkungen der Belastung auf die Struktur der Betone mit dem Rasterelektronenmikroskop (REM) untersucht. Trotz sensiblen Umgangs können Einflüsse durch die Probengewinnung und -präparation dabei nicht ausgeschlossen werden.

Während des Belastungsvorgangs bilden sich im Beton entsprechend der Kräfteumlagerungen Bereiche aus, in denen Zugspannungen auftreten und Bereiche, in denen Druckspannungen auftreten. Die von Beton aufnehmbaren Druckspannungen sind ca. 10 mal größer als die aufnehmbaren Zugspannungen. Bei einaxialer Druckbelastung führen die Zugspannungen, die durch Querdehnungen senkrecht zur Belastungsrichtung hervorgerufen werden, letztendlich zum Bruch.

Die Abb. 4.80 und Abb. 4.81 zeigen die Aufnahmen der unmodifizierten Betone CC p und CC d. Die Proben weisen ein betontypisches dichtes Matrixgefüge auf. Unterschiede in der Gefügeausbildung sind dabei nicht zu erkennen. Die Gesteinskörnung ist fest in die Zementsteinmatrix eingebunden. In der Matrix sind feine Mikrorisse erkennbar, wobei nicht festgestellt werden kann, ob diese infolge der aufgetragenen Belastung oder der Probenpräparation entstanden sind.

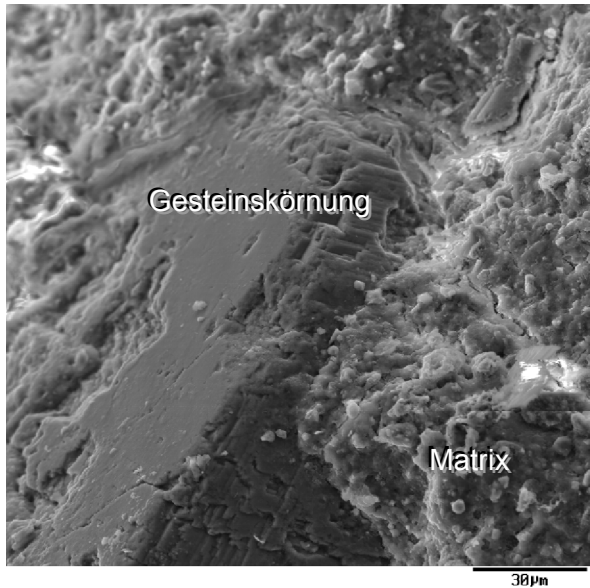


Abb. 4.80: Gefüge des CC p

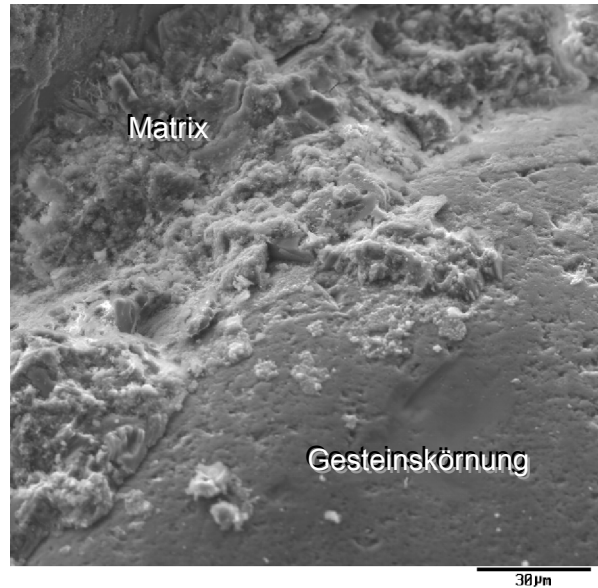


Abb. 4.81: Gefüge des CC d

Auch die Referenzprobe der selbstverdichtenden Betone (SCC) weist ein betontypisches dichtes Gefüge auf (Abb. 4.82). Die Abb. 4.83 zeigt die Einbindung des Gummigranulates in das Gefüge von CC p RG. Es wird deutlich, dass das Gummigranulat fest in die Matrix eingebettet ist und keine Störbereiche in der Kontaktzone von Zementstein und Gummigranulat zu erkennen sind. Das Substitutionsmaterial wies einen guten Verbund zur Matrix auf.

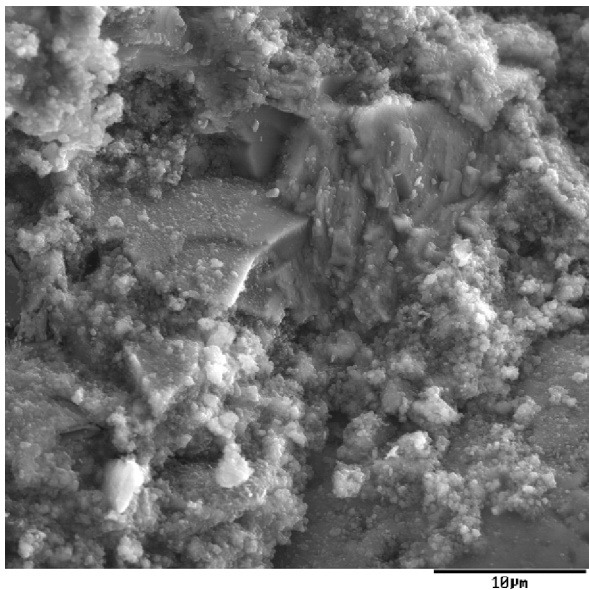


Abb. 4.82: Gefüge des SCC

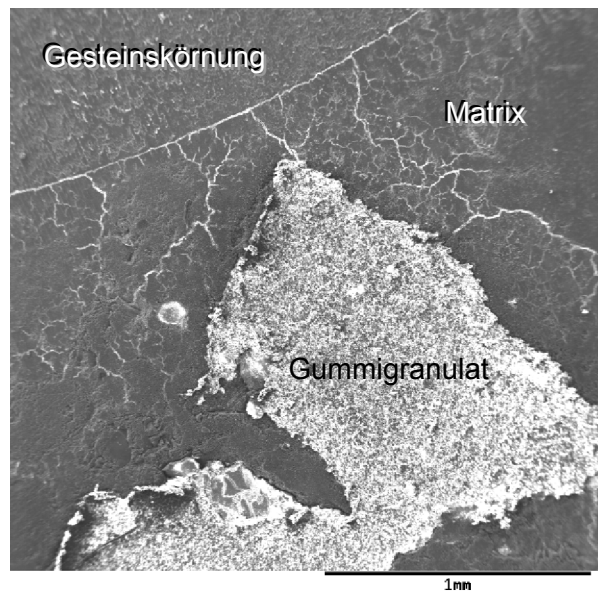


Abb. 4.83: Einbindung des Gummigranulates bei CC p RG

Der w/z-Wert hat keinen erkennbaren Einfluss auf die Gefügeausbildung der PCC. Natürlich erhöht sich mit steigendem w/z-Wert der Kapillarporenanteil, aber die Einlagerung der Polymere ins Gefüge des Zementsteines wird dadurch nicht beeinflusst, wie in Abb. 4.84 und Abb. 4.85 zu sehen ist. Beide REM-Aufnahmen zeigen die für Polymer 1 typischen verstreckten Polymerfilme in den zugbeanspruchten Rissbereichen der Betonmatrix von PCC 1/15_0,4 bzw. PCC 1/15_0,5.

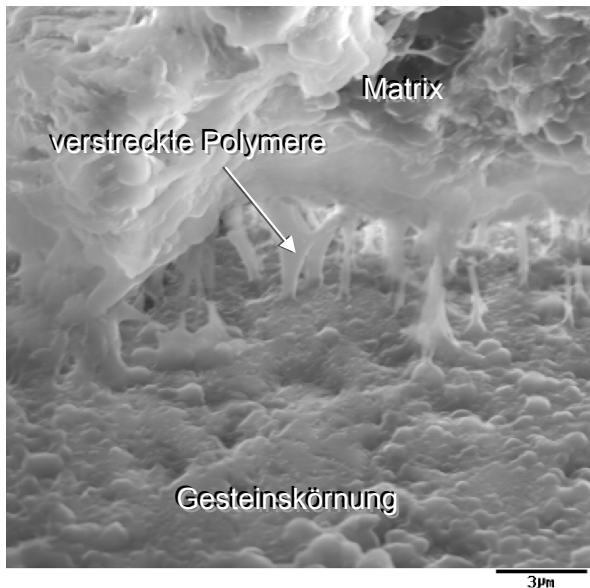


Abb. 4.84: Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PCC 1/15_0,4

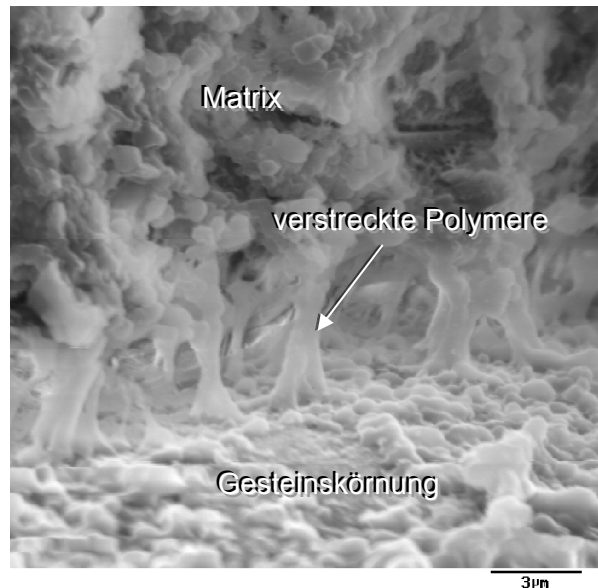


Abb. 4.85: Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PCC 1/15_0,5

Ganz ähnliche Strukturen sind auch auf Abb. 4.86 und Abb. 4.87 zu erkennen, die die Mikrostruktur von PCC 1/10 p zeigen. Aufgrund des geringeren p/z-Wertes sind weniger Kunststoffdomänen ausgebildet. Trotzdem wird speziell in Abb. 4.86 die Rissüberbrückungsfähigkeit von Polymer 1 besonders deutlich. Der auf der Aufnahme zu sehende Riss ist ca. 10 µm breit und weist auf seiner gesamten Länge verstreckte Kunststofffilme auf, die die Rissufer miteinander verbinden. In Abb. 4.87 wirkt die Polymermatrix sehr „löchrig“. Dieser Eindruck entsteht, weil die Zementsteinmatrix durch Ätzen entfernt wurde, so dass nur noch die polymere Bindemittelmatrix übrig bleibt. Es ist also ein durchgängiges, interpenetrierendes polymeres Netzwerk vorhanden.

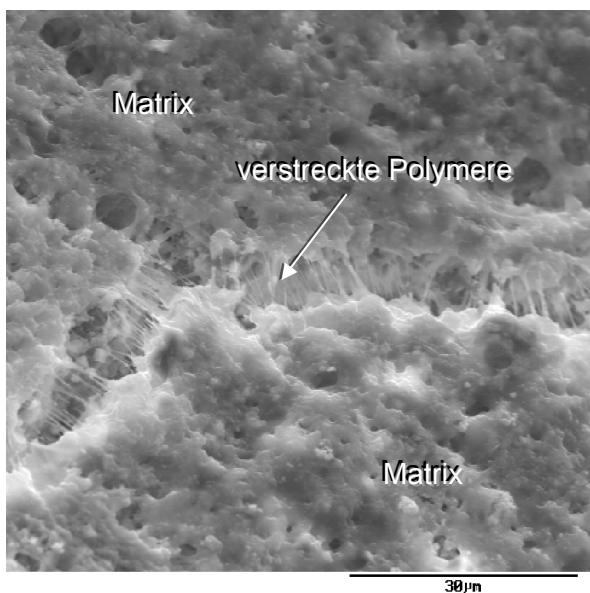


Abb. 4.86: Matrixrisse mit verstreckten Polymeren bei PCC 1/10 p

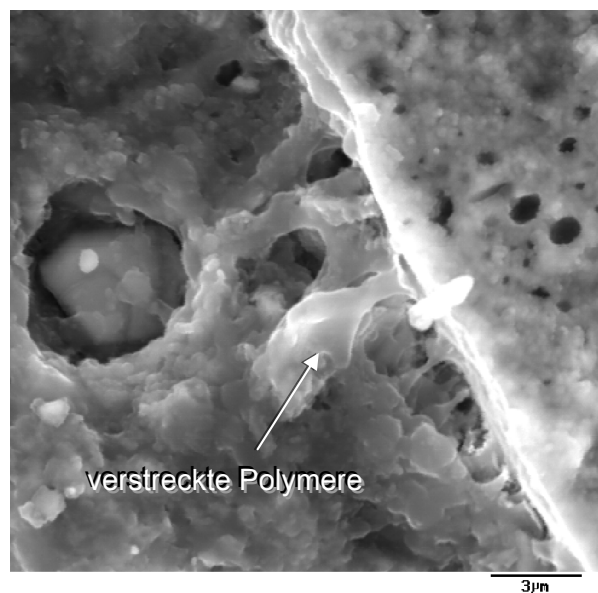


Abb. 4.87: Matrix mit Polymerdomänen und verstreckten Polymeren bei PCC 1/10 p

Bei der Verwendung von Polymer 2 sind bei geringen Vergrößerungen (Abb. 4.88) keine verstreckten Polymere im Bereich von Rissen oder in der Kontaktzone zwischen Gesteins-

körnung und Zementsteinmatrix (ITZ) erkennbar. Erst bei starker Vergrößerung (Abb. 4.89) sind verstreckte Polymere zu lokalisieren. Die unzureichende Filmbildung von Polymer 2 bei den gegebenen Verarbeitungs- und Lagerungsbedingungen ist dafür ursächlich. Das Polymer 2 ist also in der Lage, Kontaktzonen miteinander zu verkleben und somit den adhäsiven Verbund der einzelnen Gefügebestandteile des Betons zu erhöhen. Die Polymerpartikel der Dispersion verfilmen dabei aber nicht bzw. nur teilweise miteinander.

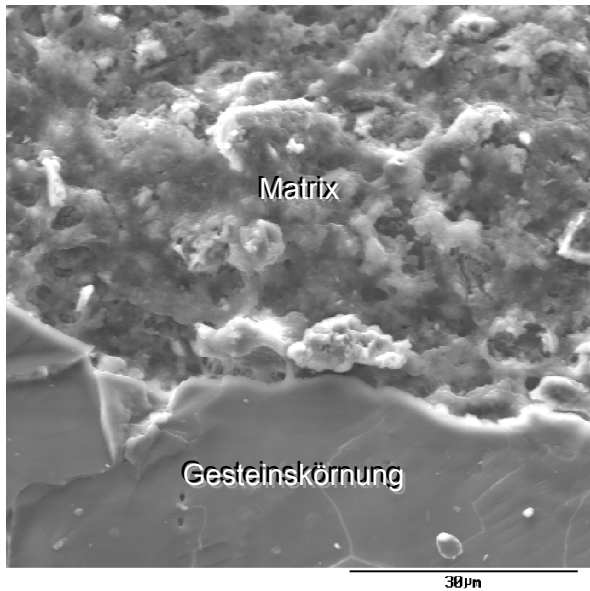


Abb. 4.88: Gefüge des PCC 2/10 p

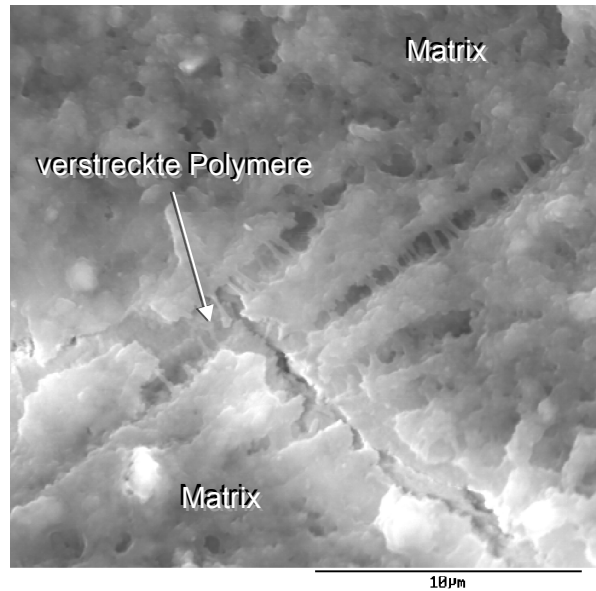


Abb. 4.89: Matrixrisse mit verstreckten Polymeren bei PCC 2/10 p

Auf REM-Aufnahmen von PCC 4/10 p (Abb. 4.90 und Abb. 4.91) ist zu erkennen, dass die Filmbildung bei Polymer 4 nicht vollständig stattgefunden hat. In den Rissen konnten kaum verstreckte Polymerpartikel gefunden werden und bei der Betrachtung von Polymerdomänen sind die einzelnen kugelförmigen Dispersionsteilchen noch deutlich zu erkennen. Die Verarbeitungs- und Lagerungstemperatur der Proben mit Polymer 4 von 20 °C lag wahrscheinlich zu wenig über der Mindestfilmbildungstemperatur von 18 °C.

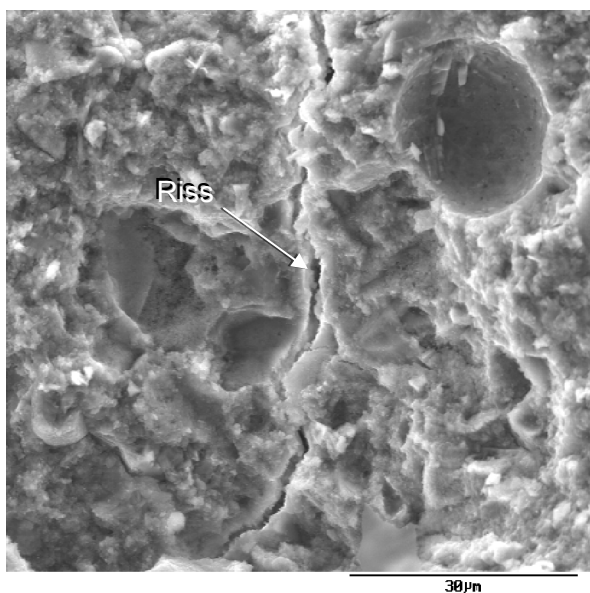


Abb. 4.90: Gerissene Matrix des PCC 4/10 p

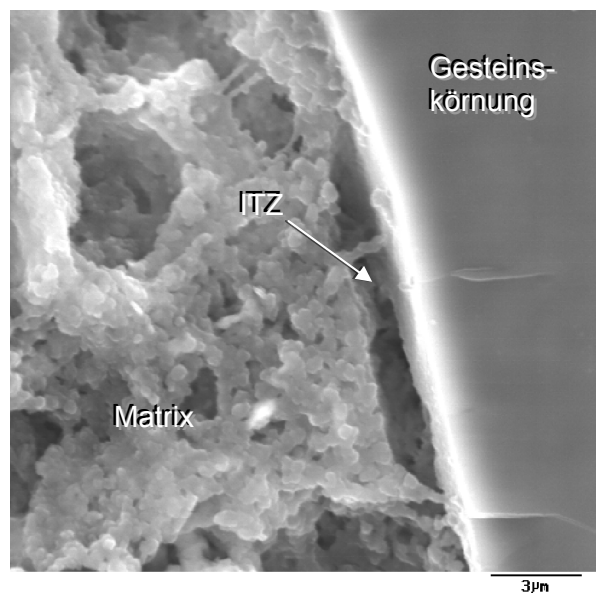


Abb. 4.91: ITZ des PCC 4/10 p

Bei den selbstverdichtenden Betonen (Abb. 4.92 bis Abb. 4.103) ist zunächst zu erkennen, dass mit steigendem Kunststoffgehalt verstärkt Polymerdomänen in der Mikrostruktur des Zementsteines detektiert werden konnten. Selbst bei den geringsten Polymergehalten war bereits ein durchgängiges Polymernetzwerk vorhanden. Die unzureichende Filmbildung von Polymer 2 kann auch bei den selbstverdichtenden Betonen anhand der Aufnahmen nachgewiesen werden. So konnten auch bei höheren Polymergehalten nur in sehr kleinen Rissen verstreckte Polymerstrukturen festgestellt werden (Abb. 4.92 bis Abb. 4.97). Darüber hinaus konnten keine vollständig ausgebildeten Kunststofffilme von Polymer 2 in der Struktur der Betone gefunden werden. Auch wenn in Abb. 4.94 die Polymerdomäne wie ein geschlossener Film erscheint, wird bei höherer Auflösung ersichtlich (Abb. 4.97), dass die Partikel von Polymer 2 nicht bzw. nur teilweise verfilmt sind.

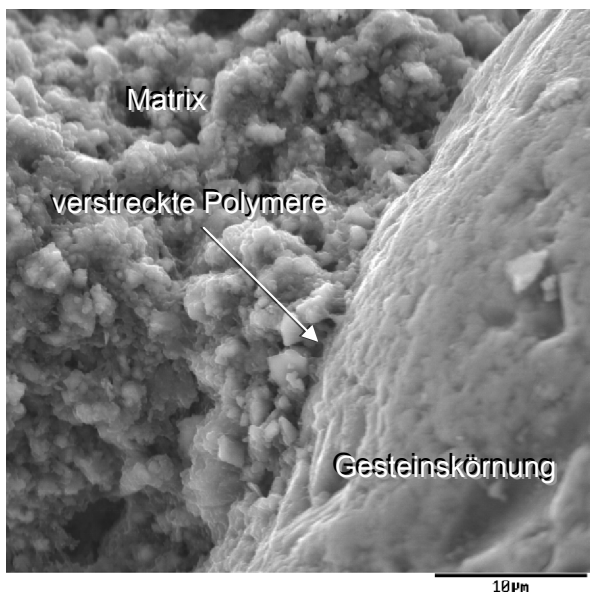


Abb. 4.92: Anbindung der Matrix des PSCC 2/15 an ein Gesteinskorn

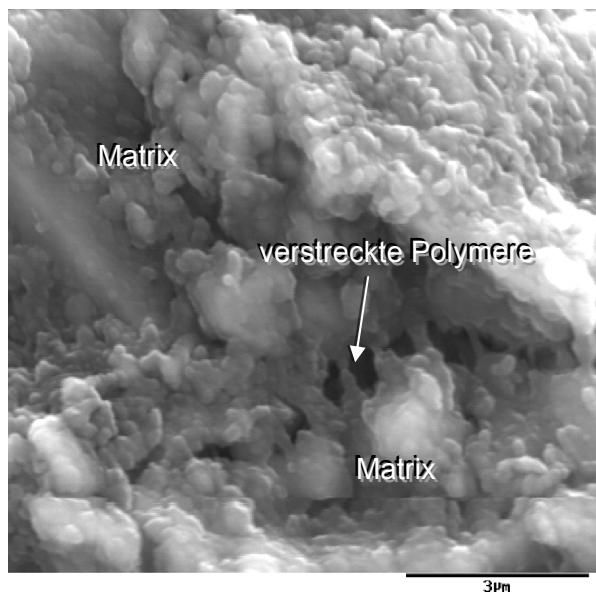


Abb. 4.93: Matrixriss mit verstreckten Polymeren bei PSCC 2/15

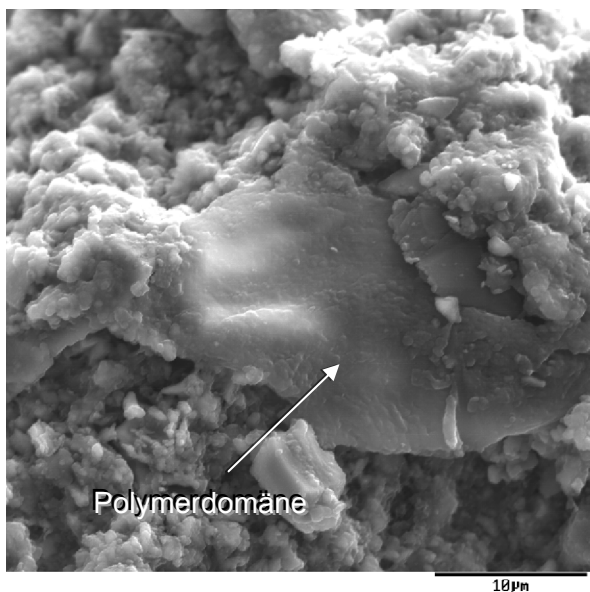


Abb. 4.94: Polymerdomäne im Gefüge von PSCC 2/25

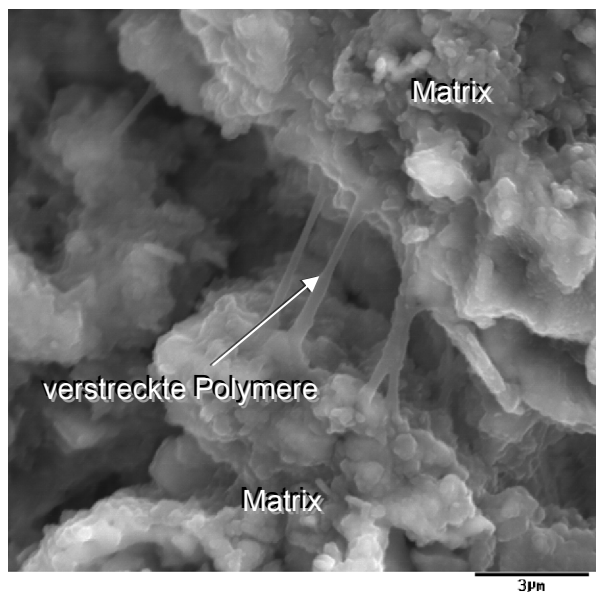


Abb. 4.95: Matrixriss mit verstreckten Polymeren bei PSCC 2/25

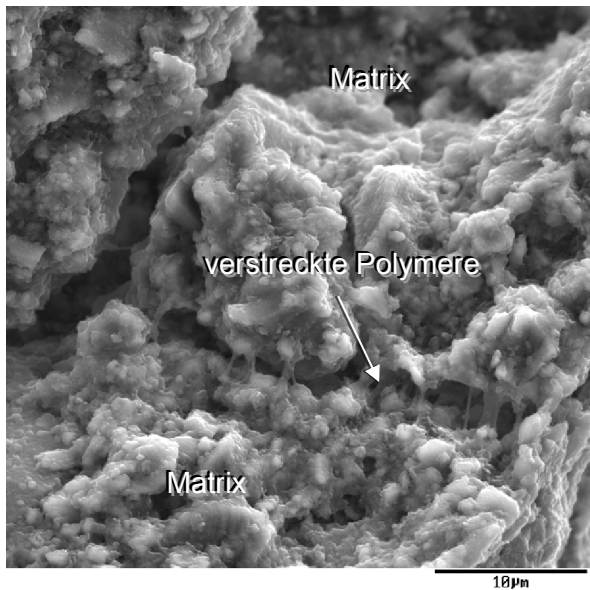


Abb. 4.96: Matrixriss mit verstreckten Polymeren bei PSSC 2/30

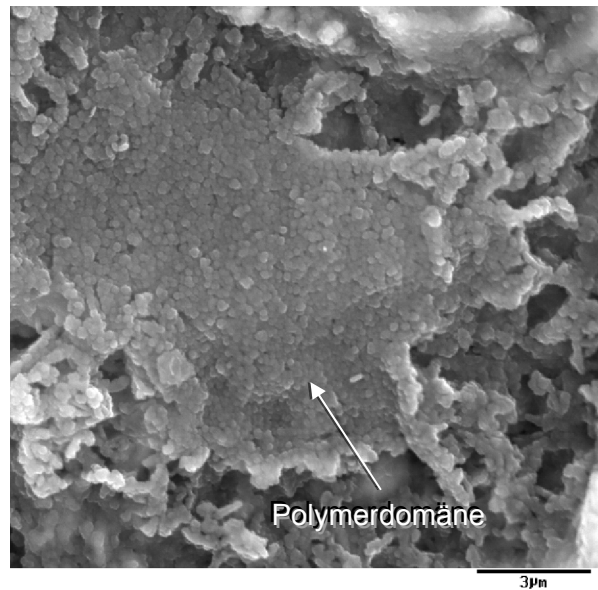


Abb. 4.97: Polymerdomäne im Gefüge von PSSC 2/30

Die Abb. 4.98 zeigt, wie die Gesteinskörnung in die Matrix von PSSC 3/15 eingebunden ist. In Abb. 4.99 ist eine Polymerdomäne von Polymer 3 in Form eines gut ausgebildeten Kunststofffilms klar zu erkennen.

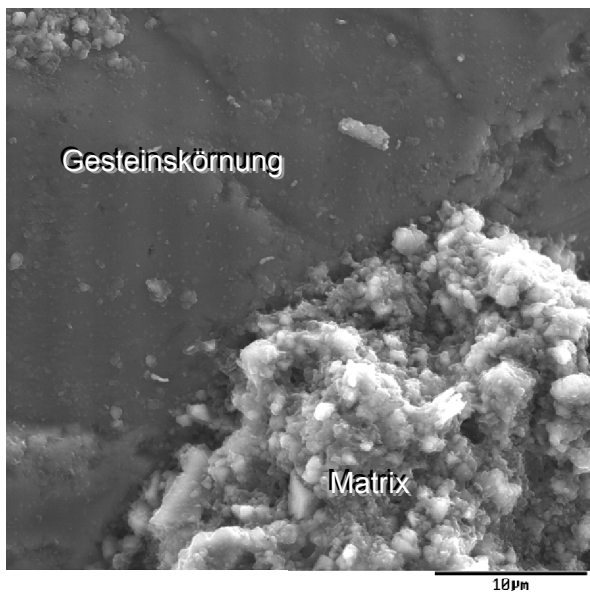


Abb. 4.98: Anbindung der Matrix des PSSC 3/15 an ein Gesteinskorn



Abb. 4.99: Polymerdomäne im Gefüge von PSSC 3/15

Noch deutlicher wird die Filmbildungsfähigkeit von Polymer 3 bei Betrachtung der Aufnahmen der Proben mit dem höherem Polymergehalt (Abb. 4.100 - Abb. 4.103). Die für filmbildende Kunststoffe typischen verstreckten Polymere sind in den Abb. 4.100 und Abb. 4.101 zu erkennen. Die Polymere überspannen Risse, die in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix (ITZ) entstanden sind.

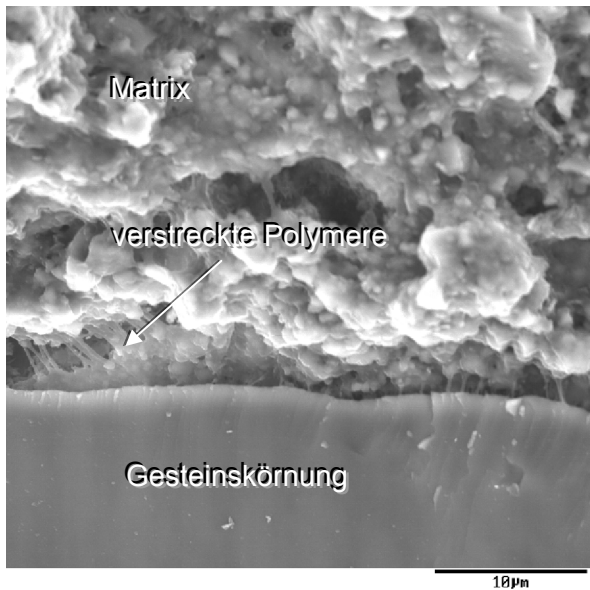


Abb. 4.100: Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PSCC 3/25

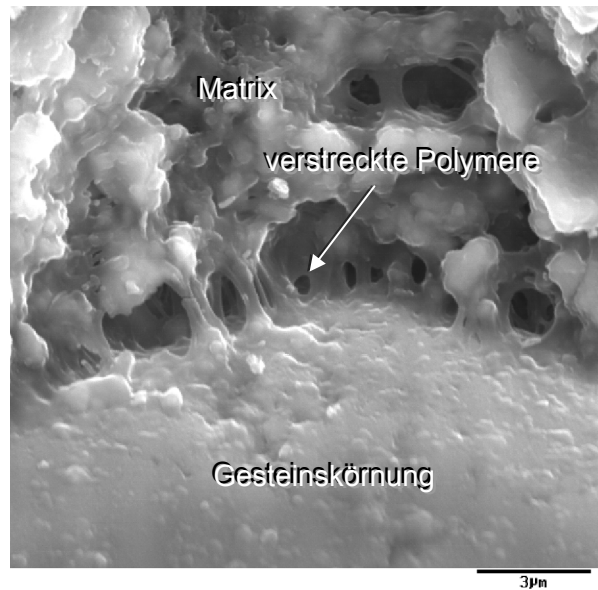


Abb. 4.101: Riss zwischen Matrix und Gesteinskorn mit verstreckten Polymeren bei PSCC 3/25

In Abb. 4.102 ist eine Pore zu sehen, deren Porenwandung vollständig von einem durchgängigen Polymerfilm überzogen ist. Entsprechend des Strukturausbildungsmodells von Dimmig-Osburg [25] formieren sich solche Porenauskleidungen aus den nicht adsorbierten Polymerpartikeln, die nach dem Anmischen in der Flüssigphase verbleiben. Die Abb. 4.103 zeigt das engmaschige Polymernetzwerk von PSCC 3/30. Trotz der unterschiedlichen Filmbildungseigenschaften war das Verhalten der Betone mit Polymer 2 und Polymer 3 sehr ähnlich.

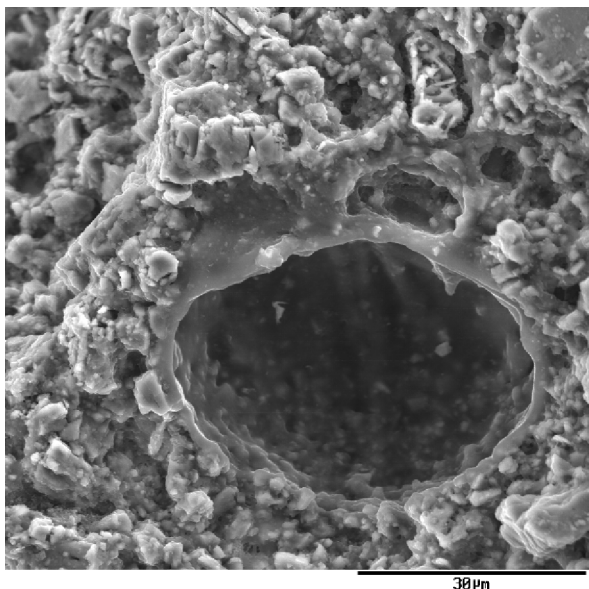


Abb. 4.102: Vollständig durch Polymer ausgekleidete Pore bei PSCC 3/30

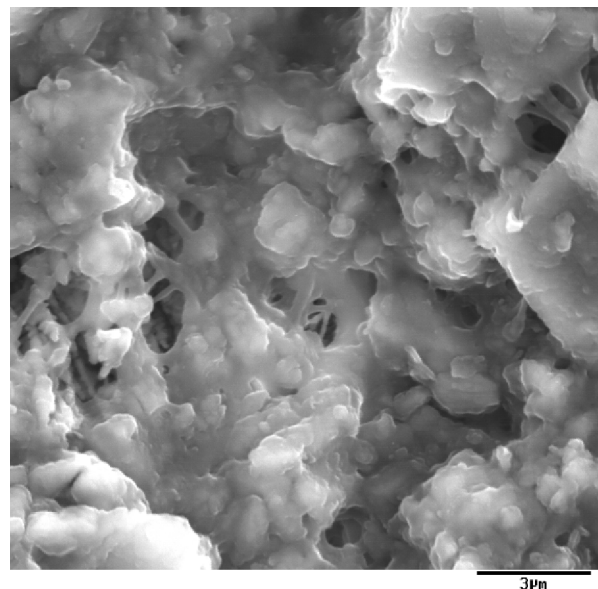


Abb. 4.103: Polymernetzwerk in der Matrix des PSCC 3/30

Ausgehend von der Einlagerung der Polymere in die Mikrostruktur des Zementsteines lassen sich viele Unterschiede in den Verformungseigenschaften von Normalbeton und polymermodifiziertem Beton erklären. Die Polymere, die sich zwischen den CSH-Phasen und den Portlanditkristallen befinden, verhindern, dass die steifen kristallinen Phasen bei Druckbean-

spruchung direkt aufeinandertreffen und flexibilisieren somit die gesamte Struktur, was zu einem niedrigeren E-Modul und den höheren elastischen und viskoelastischen Verformungsanteilen führt. Gleichzeitig senken die Polymere bei Schubbeanspruchung die Verzahnungsmöglichkeiten der kristallinen Strukturen und wirken wie ein „Schmiermittel“. Somit entstehen Gleitebenen, die zu einem früheren Versagen bei Druckbeanspruchung führen und die erhöhten plastischen und viskoplastischen Verformungen verursachen. Die adhäsive Anbindung der Polymere an die einzelnen Gefügebestandteile des Betons alleine führt bereits zu einer Steigerung der Zugfestigkeit. Darüber hinaus sind die filmbildenden Polymere in der Lage, Rissufer miteinander so zu verbinden, dass eine höhere Energie zur Erzeugung von Makrorissen notwendig ist, was zu einer weiteren Steigerung der Zugfestigkeit beiträgt.

4.4 Zugversuche

Nachfolgend werden entsprechend der im Kap. 2.2 (S. 9 ff) beschriebenen Schwerpunkte die Ergebnisse der Zugversuche vorgestellt und ausgewertet. Die Versuchsdaten werden speziell bei den Zugversuchen durch Schwankungen in den Materialkenngrößen sowie Messtoleranzen der Prüftechnik beeinflusst. Desweiteren können gewisse Verkrümmungen der Bewehrungsstäbe nicht ausgeschlossen werden, was zu einer möglichen Verzerrung des gleichmäßig zugbeanspruchten Bereiches in den Versuchskörpern führen kann. Die Messwerte sind unter den angeführten Gesichtspunkten zu bewerten. In Tab. 4.11 sind die Ergebnisse der Zugversuche der unbewehrten Zugzylinder bei monoton steigender Belastung bis zum Bruch (LR 1) zusammengestellt. Der Zugmodul $E_{i,Zug}$ wurde als Sekantenmodul an den Spannungs-Dehnungskurven bei den Spannungen $\sigma_{min} = 0,05 \cdot f_{ct}$ und $\sigma_{max} = 0,33 \cdot f_{ct}$ bestimmt. Die Ermittlung des Bruchmoduls $E_{u,Zug}$ erfolgte analog dazu, wobei σ_{max} hier der Zugfestigkeit der Proben entspricht.

Tab. 4.11: Ergebnisse der Zugversuche (LR 1)

Probe	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]	max. Dehnung [‰]	Zugmodul $E_{i,Zug}$ [N/mm ²]	Bruchmodul $E_{u,Zug}$ [N/mm ²]	$\frac{E_{i,Zug}}{E_{u,Zug}}$ [-]
CC p	3,0	0,10	30200	27900	1,07
CC p RG	2,4	0,16	19600	14800	1,32
CC d	3,1	0,08	46500	39700	1,17
PCC 1/10 p	4,7	0,23	25000	19200	1,30
PCC 2/10 p	5,3	0,20	28300	25500	1,11
PCC 4/10 p	4,7	0,21	26500	21200	1,25

Die Zugfestigkeiten und die Bruchverformungen der polymermodifizierten Betone sind deutlich höher als die der unmodifizierten Betone bzw. des Betons mit Gummigranulat. Bei dem gewählten Kunststoffgehalt bilden sich bei den filmbildenden Polymeren (Polymer 1 und 4) statisch günstig wirkende geschlossene Gerüstkonstruktionen und die wenig zugfeste Betonmatrix kann durch die Polymermatrix wirksam verstärkt werden. Dass dieser Effekt auch bei PCC 4/10 p trotz der hohen Porosität zum Tragen kommt, kann darauf zurückgeführt werden, dass die durch die Modifizierung entstandenen Kugelporen eine Art „Rissstopperfunktion“ besitzen, die die Festigkeitsminderung infolge Querschnittsverringering kompensieren können. Die Zugfestigkeitssteigerung von PCC 2/10 p wird durch die adhäsiven Kräfte hervorgerufen, die in erster Linie in der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Zement wirken. Gleichzeitig verursachen die Polymere eine Verringerung des Zugmoduls im Vergleich zur Referenz (CC p), da sich Polymere zwischen den starren Hydratphasen des Zementsteines befinden, wird diese spröde Struktur durch die elastischen Polymere flexibilisiert. Im Gegensatz dazu wird durch den Einsatz der dichten Gesteinskörnung (CC d) der Verformungswiderstand bei Zugbelastung aufgrund der hohen Steifigkeit der Gesteinskörnung enorm erhöht. Das Gummigranulat (CC p RG) verursacht einen extrem niedrigen Zugmodul, verringert dabei aber auch die Zugfestigkeit in erheblichem Umfang. Ähnlich wie beim Druckversuch ist auch hier der geringe Verformungswiderstand des Gummigranulates für diese Effekte verantwortlich.

Die Abb. 4.104 und Abb. 4.105 zeigen die Lastverformungskurven der unbewehrten Betone bei monoton steigender Zugbelastung bis zum Bruch (LR 1). Analog zu den Druckversuchen wurden auch bei den Zugversuchen die aufgetragenen Kräfte zunächst in Spannungen und anschließend in Belastungen umgerechnet, wobei 100 % Belastung der Zugfestigkeit der jeweiligen Probe entspricht. Damit ist es möglich, die Untersuchungsergebnisse untereinander zu vergleichen. Alle Proben zeigen bis zum Erreichen ihrer jeweiligen Bruchlast ein nahezu rein linearelastisches Verhalten. Die Dehnungen der PCC sind dabei deutlich größer als die der Normalbetone, was wiederum auf die bereits beschriebene Wirkungsweise der Polymere im Gefüge des Zementsteines zurückzuführen ist. Unabhängig vom verwendeten Polymer sind die Auswirkungen Polymermodifizierung auf das Lastverformungsverhalten von Beton bei einaxialer Zugbeanspruchung sehr ähnlich. Bei Betrachtung der Verhältnisse von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul wird zunächst ersichtlich, dass durch den Einsatz der Polymere die Duktilität des Betons bei Zugbelastung gesteigert wird. Die geringe Steigerung der Duktilität von PCC 2/10 p könnte auf die mangelnde Filmbildung zurückzuführen sein. Anhand der REM-Aufnahmen in Kap. 4.3.4 (S. 100 ff) konnte nachgewiesen werden, dass Polymer 2 lediglich sehr geringe Rissweiten überbrücken kann. Schon bei den Voruntersuchungen (Kap. 4.1.2, S. 49) konnte nachgewiesen werden, dass die Proben mit Polymer 2 ein wesentlich geringeres Verformungsvermögen aufweisen als die mit Polymer 1 und 4. Warum der Einsatz der dichten Gesteinskörnung ein vermeintlich duktileres Verhalten verursacht, konnte im Rahmen der Untersuchungen nicht geklärt werden. Das duktile Verhalten von CC p RG ist wahrscheinlich auf den geringen Verformungswiderstand des Gummigranulates zurückzuführen.

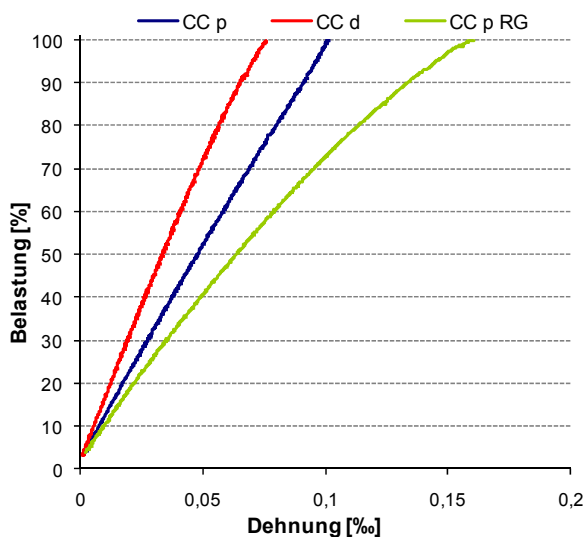


Abb. 4.104: Belastungs-Verformungs-Beziehung der CC (LR 1)

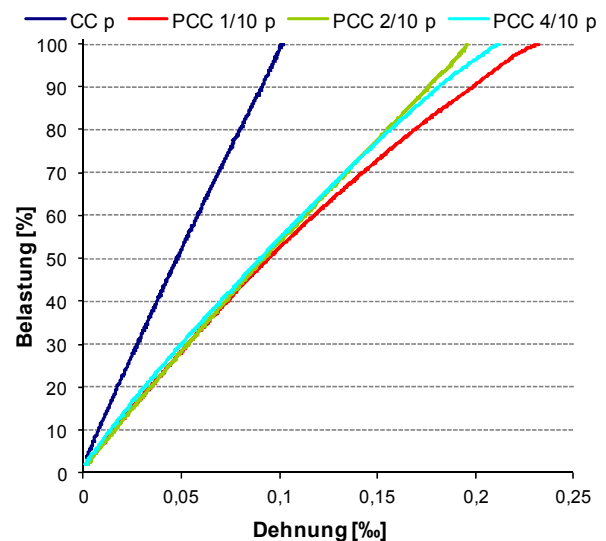


Abb. 4.105: Belastungs-Verformungs-Beziehung der PCC (LR 1)

Der Beton mit dichter Gesteinskörnung (CC d) und der mit Gummigranulat als Substitutionsmaterial (CC p RG) wurden für die weiteren Zugversuche nicht mit herangezogen, da kein von Normalbeton abweichendes Verformungs- und Bruchverhalten bei Zugbelastung und auch keine Erhöhung der Verformungsanteile bzw. der Erstrisskraft im Vergleich zu den PCC zu erwarten ist.

4.4.1 Rissverhalten

Die Tab. 4.12 zeigt ausgewählte Ergebnisse der einfachen Belastungsversuche (LR 2) der stabstahlbewehrten Zugzylinder. Zusätzlich zu den experimentell ermittelten Erstrisskräften wurden die theoretischen Risskräfte mit den charakteristischen Werten des jeweiligen Betons nach (Glg. 2.14) S. 13 berechnet und den gemessenen Werten gegenüber gestellt.

Tab. 4.12: Ergebnisse der Zugversuche zum Rissverhalten (LR 2)

Probe	Erstrisskraft (f_t) [kN]	berechnete Erstrisskraft ($f_{t,berechnet}$) [kN]	Abminderungs- faktor (α_s) [-]	max. Kraft Zustand II [kN]	max. Dehnung Zustand II [‰]
CC p	16,5	25,5	0,65	29,0	0,90
PCC 1/10 p	23,8	40,6	0,59	31,5	1,15
PCC 2/10 p	19,6	45,2	0,43	40,0	1,57
PCC 4/10 p	22,5	40,4	0,56	31,0	1,18

Die Rissbildung gestaltet sich bei allen Proben sehr ähnlich und erfolgt allmählich. Zunächst bilden sich Risse, welche den Probekörpermantel nicht komplett umfassen. Mit steigender Belastung entstehen neue Risse und bereits vorhandene Risse vergrößern sich, bis sie den gesamten Probekörper umfassen. Dieser Prozess dauert an bis sich ein abgeschlossenes Rissbild einstellt. Die PCC weisen dabei generell höhere Erstrisskräfte auf als der Referenzbeton, allerdings sind die berechneten Erstrisskräfte wesentlich höher als die experimentell ermittelten. Die niedrigeren Abminderungsfaktoren der polymermodifizierten Betone sind ein Indiz dafür, dass die Schwindverformungen der PCC größer sind als die des unmodifizierten Betons. Daraus ergeben sich größere, bereits vor der Belastung vorhandene Spannungen im Betonquerschnitt. Zahlreiche Untersuchungen zum Schwindverhalten von PCC zeigen, dass die polymermodifizierten Mörtel und Betone i. d. R. größere Schwindverformungen aufweisen als die unmodifizierten Referenzbetone [25, 50, 77, 78]. Unabhängig davon sind die höheren Erstrisskräfte der PCC auf deren höhere Zugfestigkeit zurückzuführen. Aus demselben Grund sind die Kräfte, die notwendig sind, um ein abgeschlossenes Rissbild zu erzeugen (in Tab. 4.12 als „max. Kraft Zustand II“ bezeichnet), bei den PCC generell höher als bei der Referenz.

Die Abb. 4.106 zeigt die Rissformation des unmodifizierten Betons. In Abb. 4.107 ist, exemplarisch am Beispiel von PCC 1/10 p, das typische Rissbild der PCC zu sehen. Die Rissbilder sind bei allen Proben in etwa gleich. Unabhängig von der Zusammensetzung des Betons wiesen die Zugzylinder nach der Belastung i. d. R. vier Risse auf, mit Abständen zwischen 12,5 cm und 28 cm. Dabei sind die Rissbreiten der PCC beim Erreichen der Maximallast generell größer als beim unmodifizierten Beton. Die größeren Rissbreiten der PCC werden maßgeblich durch zwei Effekte verursacht. Zum Einen ist die Erstrisskraft der PCC höher als die des Referenzbetons, so dass die Kräfte, die bei der Rissbildung auf den Stahl umgelagert werden, größer sind. Zum Anderen ist, aufgrund der größeren Verformungsanteile der PCC und des geringeren Verformungswiderstandes, die Resttragfähigkeit des Betons bei abgeschlossener Rissbildung geringer.

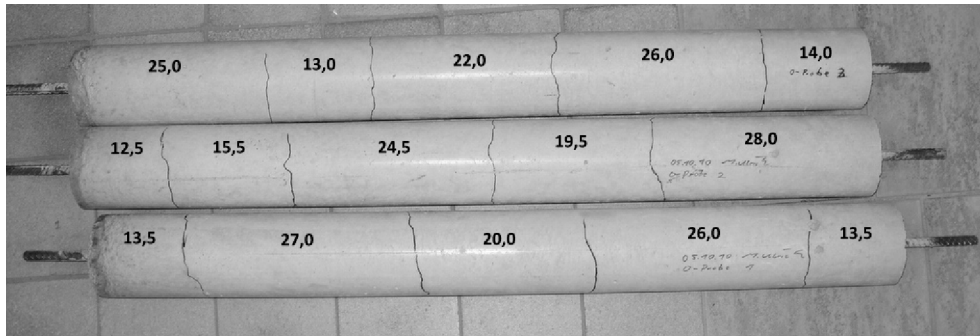


Abb. 4.106: Rissbild CC p



Abb. 4.107: Rissbild PCC (exemplarisch am Beispiel von PCC 1/10 p)

Bei der Bemessung von zugbelastetem PCC muss demnach die erhöhte Zugfestigkeit und damit die erhöhte Erstrisskraft der polymermodifizierten Betone berücksichtigt werden, weil sich diese direkt auf die zu erwartenden Rissbreiten auswirken. Nach der experimentellen Ermittlung der tatsächlichen Zugfestigkeit der PCC, wird die Erstrisskraft eher überschätzt und führt damit nicht zu einer Unterdimensionierung der Rissbewehrung.

4.4.2 Verformungsverhalten

In Tab. 4.13 sind ausgewählte Ergebnisse der statischen Belastungsversuche zum Verformungsverhalten der Zugzylinder aufgelistet. Der Zugmodul $E_{i,Zug}$ wurde als Sekantenmodul an den Spannungs-Dehnungskurven der bewehrten Zugzylinder bei den Spannungen $\sigma_{min} = 0,10 \cdot f_t$ und $\sigma_{max} = 0,33 \cdot f_t$ ermittelt. Die Spannung f_t entspricht dabei der Spannung des Verbundquerschnittes bei Eintritt des Erstrisses (Tab. 4.12). Der experimentell ermittelte Zugmodul wurde dem, der anhand der Verformungsmodule von Beton und Stahl berechnet wurde, gegenübergestellt.

Tab. 4.13: Ergebnisse der Zugversuche zum Verformungsverhalten (LR 2)

Probe	Dehnung (Erstriss) [‰]	max. Dehnung Zustand II [‰]	max. Dehnung [‰]	Dehnungen (Lasthaltezeit) [‰]	Zugmodul $E_{i,Zug, LR 2}$ [N/mm ²]	Zugmodul $E_{i,Zug, LR 2}$ (berechnet) [N/mm ²]
CC p	0,07	0,90	1,84	0,05	32100	32600
PCC 1/10 p	0,11	1,15	2,05	0,10	27500	27500
PCC 2/10 p	0,08	1,57	1,95	0,07	30900	30800
PCC 4/10 p	0,09	1,18	2,16	0,10	29400	29000

Die experimentell ermittelten Zugmoduln der ungerissenen Proben stimmen mit den berechneten Werten annähernd überein. Somit ist die Berechnung des Verformungswiderstandes des Verbundquerschnittes anhand der Kennwerte von Stahl und Beton auch bei den PCC analog zum Normalbeton möglich.

Für die grafische Darstellung des Last-Verformungsverhaltens der bewehrten Zugzylinder wurden die Mittelwerte der Dehnung gebildet und mit der aufgetragenen Belastung in Relation gesetzt. Dabei entsprechen 50 kN Zugkraft einer Belastung von 100 %. Am Verlauf der Belastungs-Verformungskurven (Abb. 4.108) sind die in Kap. 2.2.2 beschriebenen Zustände von zugbeanspruchtem Stahlbeton gut zu erkennen.

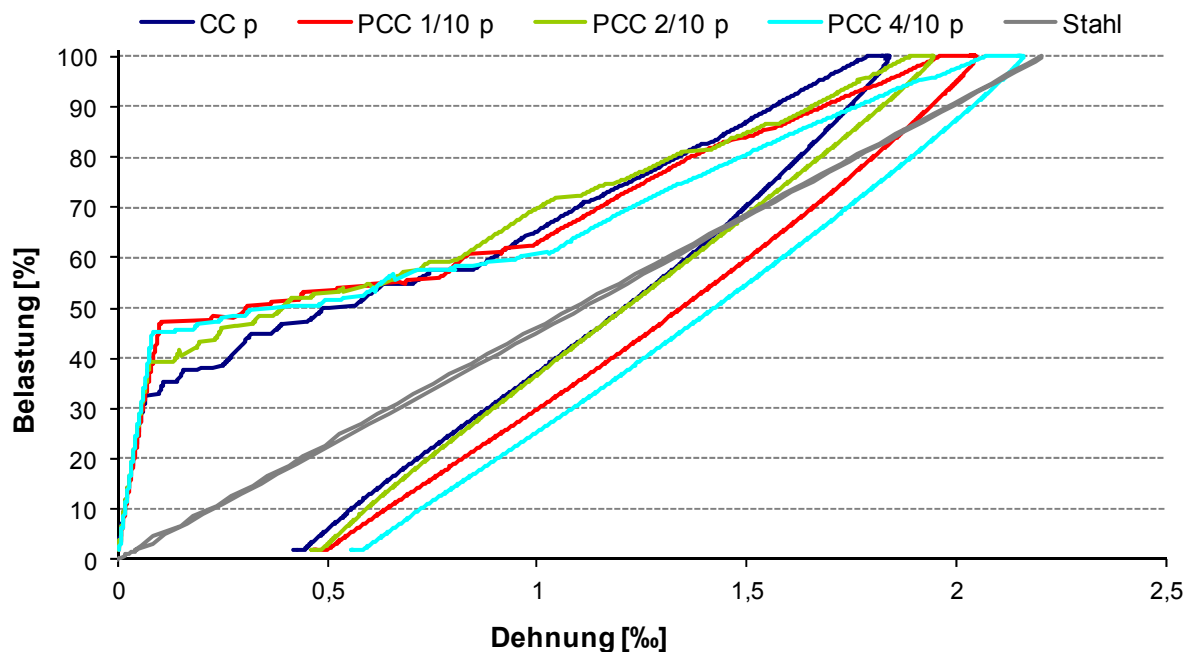


Abb. 4.108: Belastungs-Verformungsbeziehung bei einfacher Zugbeanspruchung (LR 2)

Im ersten Abschnitt steigen die Last-Verformungskurven sehr steil an. Die Verformungen im Zustand 1 sind bei gleicher Belastung bei den polymermodifizierten Betonen aufgrund der kleineren Verformungswiderstände etwas größer als die des Referenzbetons (Tab. 4.13). Mit dem Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons setzt die Rissbildung ein und die Verformungen nehmen sprunghaft und überproportional zu. Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung entspricht die tangentielle Dehnsteifigkeit der Proben in etwa der Dehnsteifigkeit des Bewehrungsstahls und es ist eine kontinuierliche Vergrößerung der Rissbreiten feststellbar. Allgemein kann festgestellt werden, dass sich die Dehnungen der Zugzylinder hauptsächlich aus den Verformungen in den Rissbereichen ergeben und sich somit der größte Teil der mittleren maximalen Gesamtverformung aus der Summe der Rissbreiten zusammensetzt. Dabei findet die Rissbildung der PCC generell auf einem höheren Beanspruchungsniveau statt. Besonders ausgeprägt ist dieses Verhalten bei PCC 2/10 p. Entsprechend des geringeren Verformungswiderstandes der PCC bei Zugbelastung zeigen auch die bewehrten PCC-Zugzylinder beim Erreichen der Maximallast größere Dehnungen als die Referenz. In diesem Bereich bleibt die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen nahezu konstant und ist bei den PCC etwas geringer als beim unmodifizierten Beton. Analog zur Gesamtverfor-

mung sind die viskosen und plastischen Verformungsanteile während der Haltezeit bei Maximallast bei den PCC etwas größer (Tab. 4.14) als bei der Referenz. Die größeren Dehnungen der PCC-Zugzylinder resultieren aus dem größeren Verformungsvermögen der polymermodifizierten Betone. Hinzu kommt der erhöhte Schlupf der Bewehrung beim PCC. Da sich die Rippen des Bewehrungsstahles auf den Betonkonsolen abstützen, wird der Schlupf in erster Linie durch den E-Modul des Betons determiniert. Die E-Moduln der PCC sind geringer als der des Referenzbetons, somit waren der größere Schlupf und damit auch größere Rissweiten zu erwarten. Die bleibenden Verformungen der PCC nach Beendigung des Belastungsvorgangs sind u. a. aufgrund des erhöhten plastischen Verformungsanteils der polymermodifizierten Betone ebenfalls etwas größer als bei der Referenz. Der Rückverformungsanteil ist dabei maßgeblich vom elastischen Anteil der Stahlverformung abhängig. Der Hauptanteil der bleibenden Verformung wird durch Verstellungen in den sich schließenden Rissen verursacht.

4.4.3 Riss- und Verformungsverhalten bei mehrfach wiederholter Belastung

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse der Zugversuche mit mehrfach wiederholter Belastung (LR 3) der stabstahlbewehrten Zugzylinder zeigt Tab. 4.14.

Tab. 4.14: Ergebnisse der Zugversuche mit mehrfach wiederholter Belastung (LR 3)

Probe	Erstrisskraft [kN]	Dehnung (Erstriss) [‰]	max. Kraft Zustand II [kN]	max. Dehnung Zustand II [‰]	max. Dehnung [‰]
CC p	15,0	0,08	25,0	0,81	2,07
PCC 1/10 p	20,0	0,10	35,0	1,39	2,21
PCC 2/10 p	20,0	0,09	35,0	1,25	2,13
PCC 4/10 p	20,0	0,10	30,0	1,12	2,19

Bei der Versuchsdurchführung konnte beobachtet werden, dass i. d. R. die Risse während der Lasthaltephasen auftraten. Die Mehrfachbelastung hatte dabei lediglich einen geringen Einfluss auf die Erstrisskraft. Trotz der Vorbelastung weichen die Erstrisskräfte der mehrfach beanspruchten Proben (LR 3) nur geringfügig von denen der einfach beanspruchten (LR 2) ab. Die Kräfte zur Erzeugung des ersten Risses waren bei den PCC, analog zu den Versuchen mit einfacher Belastung (LR 2), höher als bei der Referenz. Beim Referenzbeton konnte eine Erstrisskraft von 15 kN ermittelt werden. Der erste Riss stellt sich folglich während der Haltephasen der Lastzyklen der dritten Laststufe ein. Bei den PCC findet die Erstrissbildung erst bei der nächst höheren Laststufe statt, also bei 20 kN. Die Rissbildung findet wie bei den Versuchen mit einfacher Belastung bei den PCC auf einem etwas höheren Beanspruchungsniveau statt als beim Referenzbeton. Die abgeschlossenen Rissbilder der Referenz und der PCC sind prinzipiell identisch und entsprechen denen der einfach belasteten Zugzylinder (Abb. 4.106 und Abb. 4.107), weswegen an dieser Stelle auf eine erneute Darstellung der Rissformation verzichtet wird.

Die ermittelten Last-Verformungsbeziehungen der Betone bei mehrfach wiederholter Zugbelastung sind in Abb. 4.109 bis Abb. 4.111 dargestellt. Um die Kurven miteinander vergleichen

zu können, wurde wie bei den Druckkörpern verfahren und zunächst die Be- und Entlastungsäste der Lastzyklen ausgeblendet (Abb. 4.110) und im zweiten Schritt die Be- und Entlastungsäste der Laststufen (Abb. 4.111).

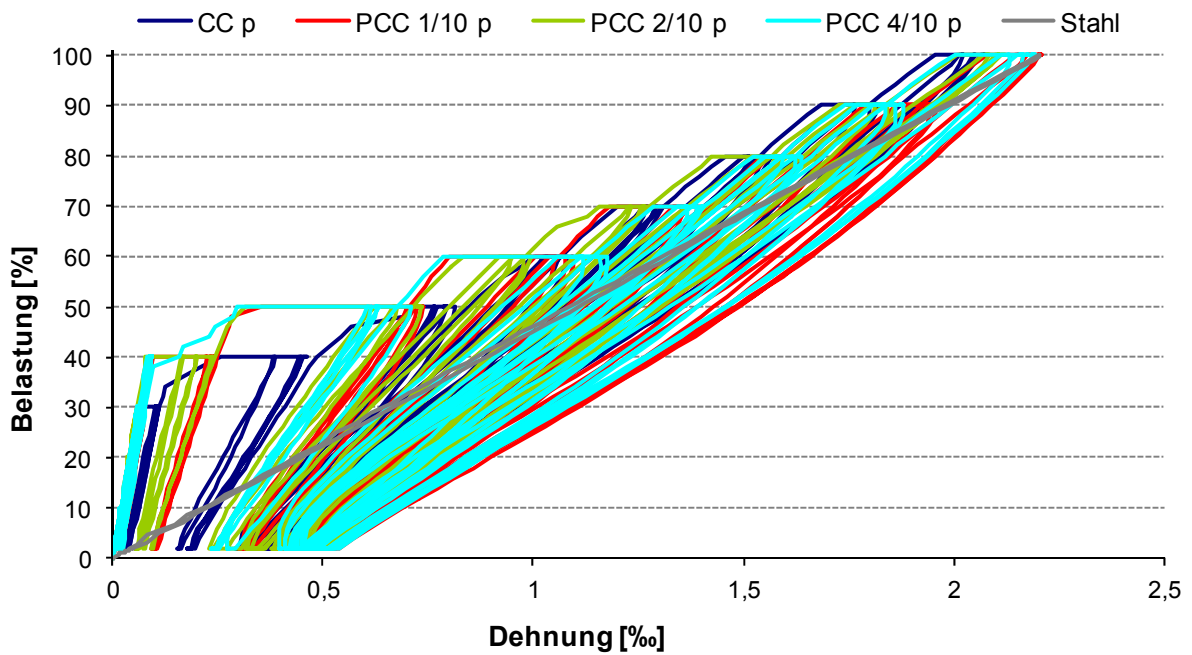


Abb. 4.109: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Zugbeanspruchung (LR 3)

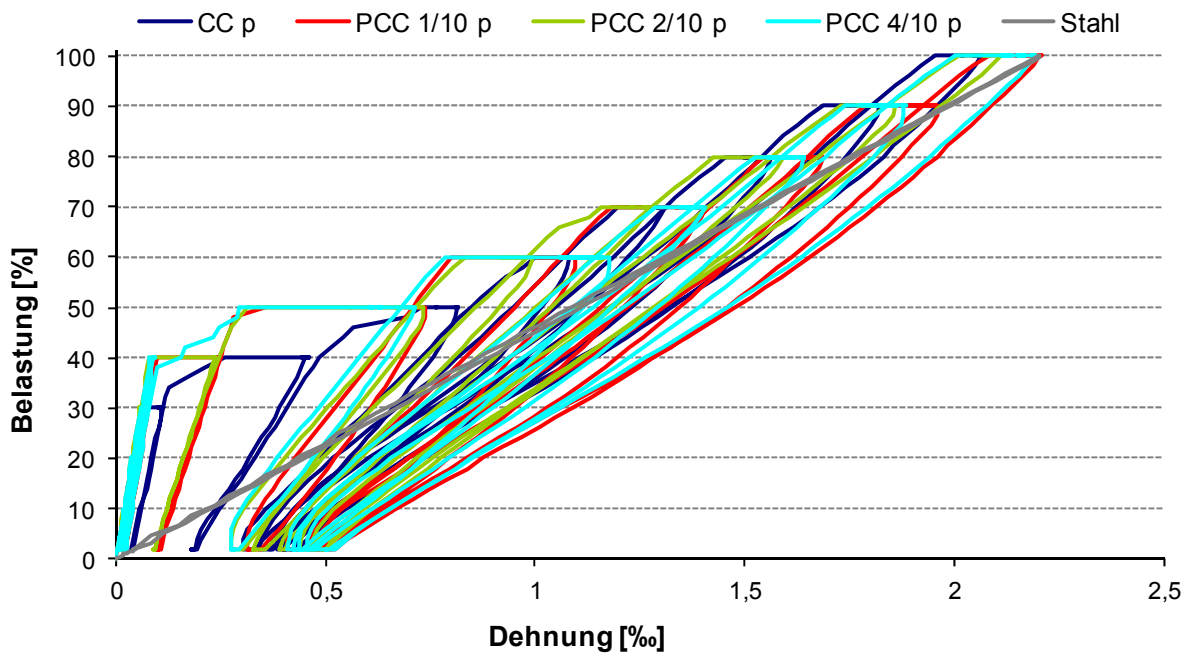


Abb. 4.110: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Zugbeanspruchung - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)

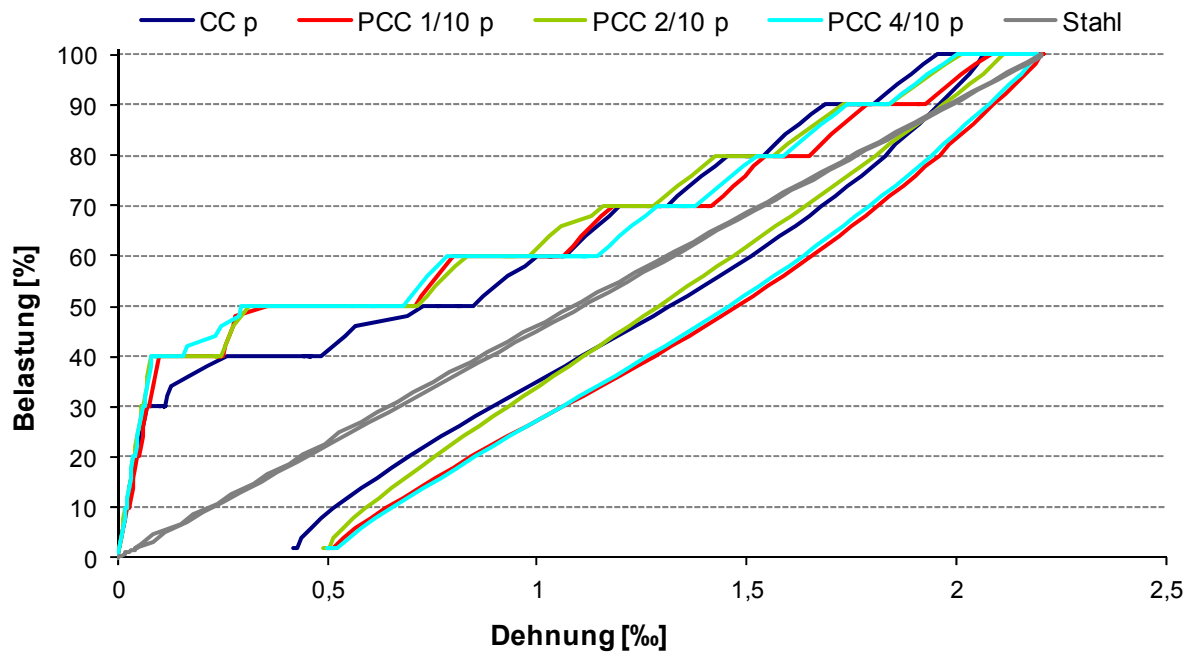


Abb. 4.111: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Zugbeanspruchung - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)

Die einzelnen Zustände der Rissentwicklung sind auch beim Zugversuch mit mehrfach wiederholter Belastung (LR 3) gut zu erkennen. Der Verlauf der Belastungs-Dehnungskurven ist dem der einfach belasteten Proben (LR 2) sehr ähnlich. Im ungerissenen Zustand ist das Verhalten der Proben nahezu rein elastisch. Die erzeugten Verformungen sind bei Entlastung fast vollständig reversibel. Unterschiede ergeben sich durch die viskosen und plastischen Verformungsanteile während der Haltephasen der einzelnen Lastzyklen bei den entsprechenden Laststufen. Dabei sind diese Verformungsanteile bei den PCC generell größer als bei dem unmodifizierten Beton. Die größten plastischen und viskosen Verformungsanteile weist PCC 4/10 p auf. Besonders deutlich ist dieses Verhalten während der Haltephasen der Lastzyklen der höchsten Laststufe.

Infolge der mehrfachen Belastung und der damit verbundenen wiederholten Öffnung der entstandenen Risse sowie der wiederholten Beanspruchung der Verbundzone von Bewehrungsstahl und Beton, nehmen die Verstellungen in den Rissbereichen als auch in der Verbundzone sukzessive zu. Die maximalen Dehnungen sowie die bleibenden Verformungen der zyklisch beanspruchten Zugzylinder sind größer als bei einfacher Belastung (LR 2). Die maximale Dehnung von PCC 1/10 p und PCC 4/10 p entspricht am Ende der letzten Haltezeit bei Höchstlast der des Bewehrungsstahles. Es kann also davon ausgegangen werden, dass die Resttragfähigkeit des Betons zwischen den Rissen, aufgrund der massiven Verbundstörungen, weitestgehend erschöpft ist.

4.5 Biegezugversuche

Die Biegezugversuche sollen aufzeigen, ob der gezielte Einsatz der PCC in den Bereichen von Bauteilkonstruktionen, wo die gesteigerte Zugfestigkeit der PCC zum Tragen kommen kann, eine Veränderung des Lastverformungsverhaltens bewirkt und ob eine Beanspruchung zu Störungen im Bereich der Verbundzone von PCC und Normalbeton führt.

In Tab. 4.15 werden die Kennwerte der untersuchten Proben miteinander verglichen. Die Biegezugfestigkeiten wurden an den unbewehrten Balken ermittelt und die weiteren Kennwerte an den bewehrten Biegebalken (siehe Kap. 3.3.3).

Tab. 4.15: Kennwerte der PCC-Normalbeton-Sandwichelemente

Probe	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Erstrissspannung [N/mm ²]	max. Durchbiegung [mm]	mittlere Rissweite [mm]	Biegemodul E _i [N/mm ²]	Biegemodul E _u [N/mm ²]	$\frac{E_i}{E_u}$ [-]	Abreißfestigkeit [N/mm ²]
CC p	4,3	3,2	1,42	0,23	25000	9900	2,52	2,9
PCC 1/10 p	6,1	4,9	1,51	0,20	22200	7100	3,13	2,8
PCC 2/10 p	5,9	4,8	1,50	0,20	23900	8400	2,84	2,8
PCC 4/10 p	6,5	5,1	1,50	0,14	18900	6600	2,86	2,6

Die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass durch den Einsatz von PCC in der Zugzone biegebeanspruchter Betonkonstruktionen eine Steigerung der Biegezugfestigkeit möglich ist. Zurückzuführen ist dieser Effekt auf die höhere Zugfestigkeit der PCC im Vergleich zu Normalbeton. Dementsprechend sind auch die Erstrissspannungen der untersuchten Sandwichbalken generell größer als die der Normalbetonbalken. Welchen Einfluss in diesem Zusammenhang die Schichtdicke hat, wurde nicht untersucht.

4.5.1 Rissverhalten

Die Abb. 4.112 zeigt die Rissbilder der Proben.

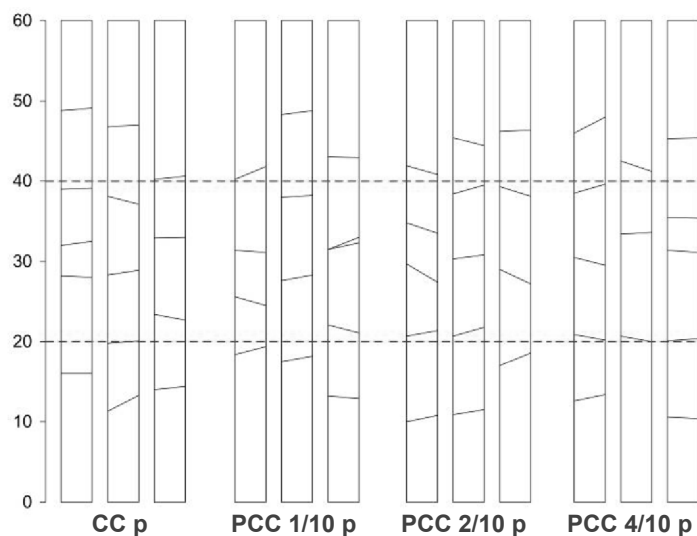


Abb. 4.112: Rissbilder der Probekörper

Insgesamt sind die Rissbilder bei allen Proben ähnlich. Geringe Unterschiede sind bei der Rissanzahl pro Probekörper bzw. beim Rissabstand und bei der Rissbreite zu beobachten. Dabei sind die Rissbreiten der Sandwichelemente generell etwas geringer als bei der Referenz. Ein weiterer positiver Effekt, der durch die PCC-Schicht in der Zugzone beobachtet werden konnte, ist, dass Risse erst bei einer größeren Belastung als bei der Nullprobe entstehen. Dies ist auf die größere Zugfestigkeit der PCC im Vergleich zum Normalbeton zurückzuführen. Wie die Polymere im Gefüge die Zugfestigkeit beeinflussen, wurde bereits in Kap. 4.4 beschrieben.

4.5.2 Verformungsverhalten

Die Lastwechselfersuche zeigen, wie die PCC in der Zugzone der Biegebalken das Verformungsverhalten der Sandwichelemente bei Biegezugbelastung beeinflussen. Die einzelnen Zustände der Rissentwicklung sind in den Last-Verformungs-Kurven (Abb. 4.113) gut zu erkennen. Zur übersichtlichen Darstellung der Last-Verformungskurven wurde wie bei den Zug- und Druckversuchen verfahren und die Be- und Entlastungsäste der Lastzyklen (Abb. 4.114) sowie der Laststufen (Abb. 4.115) ausgeblendet. Die Verformungen im ungerissenen Zustand sind bei allen Proben in etwa gleich groß. Die Durchbiegungen während der Rissbildung sind sehr unterschiedlich. Bei den Sandwichelementen sind die Kräfte zur Erzeugung von Rissen generell größer als beim Normalbeton, was auf die höhere Zugfestigkeit der PCC zurückzuführen ist. Wenn die Rissbildung abgeschlossen ist, kommt es bei allen Proben lediglich zur Aufweitung der vorhandenen Risse, was bedeutet, dass die Last-Verformungskurven nahezu parallel verlaufen. Die maximale Durchbiegung der Sandwichelemente ist allerdings generell größer als die der Referenz. Dies hat aber auf die mittlere Rissweite keinen Einfluss, da das Verformungsvermögen der PCC größer ist als das des Normalbetons. Bei der konstruktiven Anwendung von solchen Sandwichelementen sind die kleineren Rissweiten vorteilhaft für die Dauerhaftigkeit und das Erscheinungsbild der Bauteile.

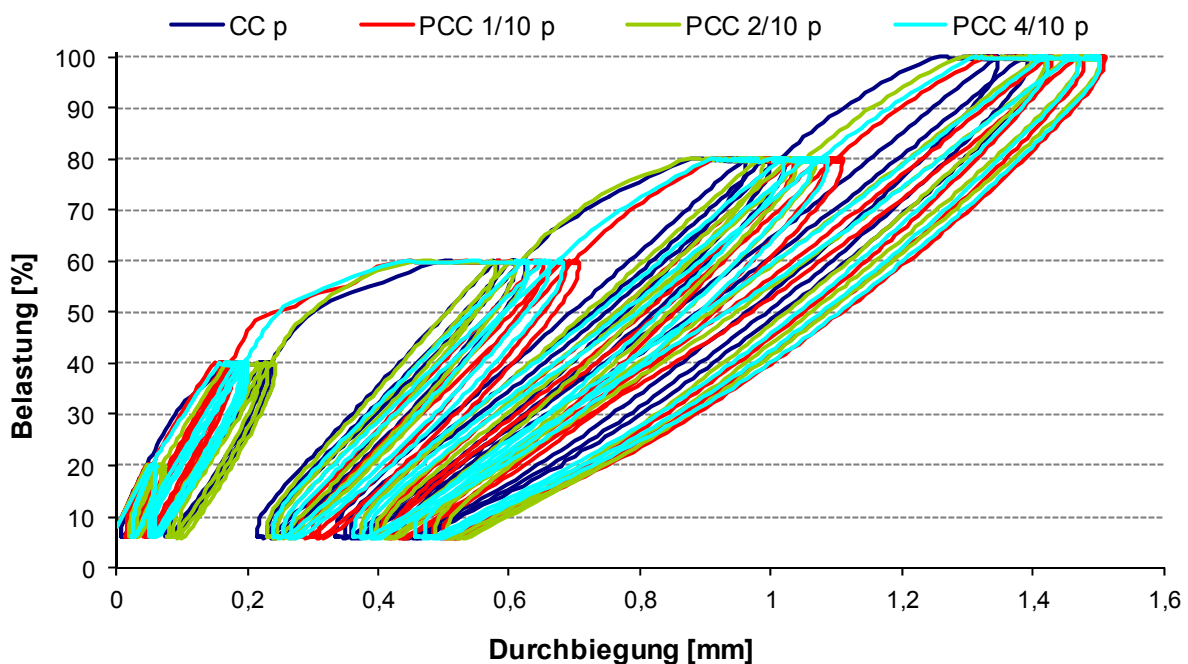


Abb. 4.113: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Biegezugbelastung (LR 3)

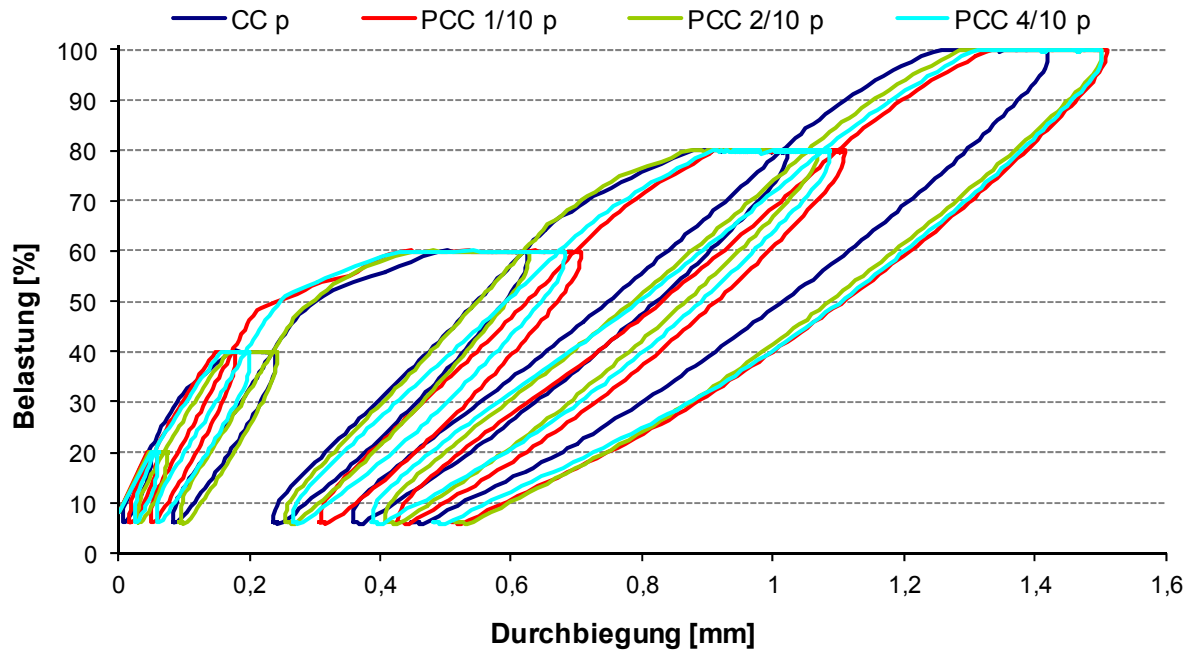


Abb. 4.114: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Biegezugbelastung - Lastzyklen ausgeblendet - (LR 3)

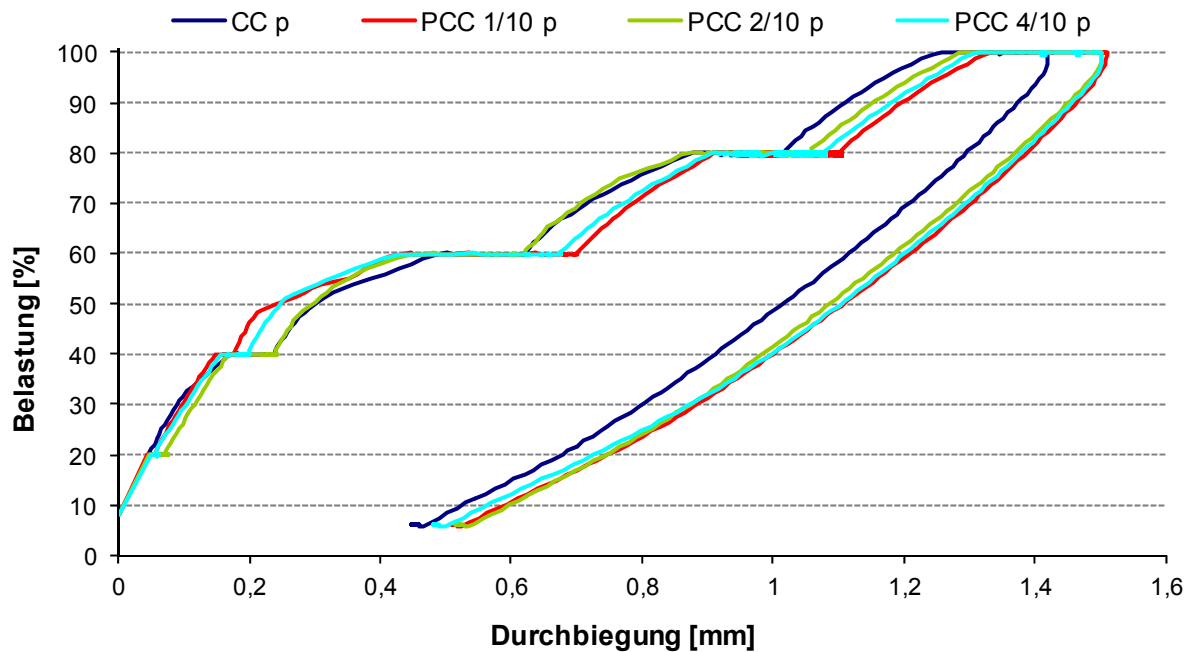


Abb. 4.115: Belastungs-Verformungsbeziehung bei mehrfach wiederholter Biegezugbelastung - Lastzyklen und Laststufen ausgeblendet - (LR 3)

Die tendenziell höheren Durchbiegungen könnten problematisch in Bezug auf die Gebrauchstauglichkeit sein und müssen gegebenenfalls durch geeignete konstruktive Maßnahmen kompensiert werden.

Bei der Überprüfung der Abreifestigkeiten (Tab. 4.15) konnten keine Verbundstrungen oder Delaminationserscheinungen zwischen PCC und Normalbeton festgestellt werden. Die Abreifestigkeiten von Normalbeton und PCC weisen keine signifikanten Unterschiede auf.

5 Zusammenfassung

Beton ist ein spröder Baustoff mit begrenzter Duktilität. Das Formänderungsvermögen des Betons beeinflusst die Rissbildung sowie die Spannungsumlagerungen innerhalb von Bauteilquerschnitten. Für die Ausführung von Bauwerken aller Art ist in zunehmendem Maße die Entscheidung für den Baustoff Beton abhängig von dessen Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit. Die Nachhaltigkeit gewinnt dabei immer mehr an Bedeutung. Dementsprechend ergibt sich, ausgelöst durch die speziellen Anforderungen der Praxis, die Notwendigkeit, den Baustoff Beton hinsichtlich seines Widerstandes gegen verschiedene Beanspruchungen bzw. seiner Eignung für bestimmte Anwendungen durch Modifizierungen zu optimieren.

Die derzeit angewendeten Modifizierungen zur Optimierung von bestimmten Betoneigenschaften verursachen teilweise erhebliche und nur unzureichend erforschte Veränderungen des Last-Verformungs- und Tragverhaltens des Betons, die mit den in der Praxis üblichen Prognoseverfahren nur unzureichend abgebildet werden können, da in der Baupraxis für die Bemessung und den Nachweis von Betonbauteilen i. d. R. lediglich die Druckfestigkeit bestimmt wird. Die weiteren notwendigen Materialparameter, wie z. B. der Elastizitätsmodul, die Zug- und Biegezugfestigkeit und sogar die lastunabhängigen Verformungen werden mit Hilfe der Druckfestigkeit berechnet bzw. von dieser abgeleitet.

Das Ziel dieser Arbeit war zu erforschen, wie infolge einer Polymermodifizierung oder durch eine Variation der Gesteinskörnung bzw. den Einsatz von Gesteinskörnungssubstitutionsmaterialien das Verformungs- und Tragverhalten von Beton beeinflusst wird, welche Mechanismen dafür verantwortlich sind und ob durch die Anpassung einzelner stofflicher Parameter eine gezielte Erhöhung des Formänderungsvermögens und der Duktilität möglich ist.

Für die Untersuchungen kamen handelsübliche Materialien zum Einsatz. Um den Einfluss der einzelnen Modifikationen möglichst deutlich zu machen, wurde ein Zement mit niedriger Festigkeitsklasse gewählt. Bei den verwendeten Gesteinskörnungen handelte es sich um eine gebrochene und zwei ungebrochene Gesteinskörnungen mit einer im günstigen Bereich liegenden Sieblinie und 16 mm Größtkorn. Die Gesteinskörnungen unterschieden sich in ihrer Rohdichte und ihrer Porosität. Des Weiteren wurden Gummigranulat und Gummimehl als Substitutionsmaterial eingesetzt. Es wurden vier Polymere unterschiedlicher Zusammensetzung bzw. Lieferform verwendet. Die PCC wurden mit zwei und die PSCC mit drei Polymergehalten hergestellt.

Für das Verständnis der Wirkungsweise der Polymere im Gefüge von Beton und deren Beeinflussung des Tragverhaltens, wurden zunächst die mechanischen Eigenschaften der für die Betonversuche vorgesehenen Polymere untersucht. Bei diesen Voruntersuchungen wurden folgende Ergebnisse erzielt:

- Für eine Kraftübertragung ist eine Filmbildung der Polymere nicht zwingend erforderlich. Nicht filmbildene Polymere können eine Steigerung der Zug- und Biegezugfestigkeit von Mörtel und Beton über die adhäsive Anbindung der einzelnen Gefügebestandteile verursachen. Zurückgeführt wird dieser Effekt vorrangig auf die Erhöhung der spezifischen Adhäsion.
- Mit zunehmender Dichte des polymeren Netzwerkes erhöht sich dessen Kraftübertragungspotential und Verformungsvermögen.

- Für die Wirksamkeit der Polymere im Gefüge von Betonen sind nicht nur die Zugabemengen ausschlaggebend, sondern auch die Partikelgrößen und Partikelgrößenverteilungen des Zementes und anderer Feinstbestandteile. Dass heißt, je feiner diese Bestandteile sind, desto größer ist die benetzbare Oberfläche und desto mehr Polymere werden benötigt, um ein wirksames polymeres Netzwerk auszubilden.
- Die Lagerung oberhalb der Mindestfilmbildungstemperatur der Polymere führt zu einer Steigerung der Festigkeiten und des Verformungsvermögens.
- Das alkalische Milieu der Porenlösung des Betons wirkt sich nicht negativ auf die Festigkeiten der Polymernetzwerke aus.

Zur Charakterisierung und Bewertung der unterschiedlich zusammengesetzten Betone wurden die Frisch- und Festbetoneigenschaften umfangreich untersucht. Dabei bestätigen die Frisch- und Festbetoncharakteristika im Wesentlichen bisherige Forschungsergebnisse:

- Die Frischbetonkonsistenz wird durch die Variation der Gesteinskörnung oder den Einsatz von Substitutionsmaterial bei gleicher Kornform nicht bzw. nur unwesentlich beeinflusst.
- Eine Polymerzugabe zum Beton kann eine deutliche Verflüssigung bewirken, wobei die Sedimentationsstabilität des Frischbetons durch die Polymermodifizierung zunimmt.
- Die Polymere wirken nicht nur verflüssigend, sondern senken gleichzeitig die Viskosität des Frischbetons und verändern damit dessen rheologische Eigenschaften in sehr komplexer Art und Weise.
- Die Hydratation des Zementes wird durch eine Polymerzugabe verzögert. Die Reaktionsverzögerung steigt mit zunehmendem Polymergehalt.
- Die Variation der Gesteinskörnung führt zu keiner Veränderung der Druckfestigkeit, da die Matrixfestigkeit der im Rahmen dieser Arbeit hergestellten Betone niedriger ist als die der eingesetzten Gesteinskörnung.
- Die Biegezugfestigkeit eines Betons mit poröser Gesteinskörnung ist höher als die eines Betons mit dichter Gesteinskörnung bei ansonsten gleicher Zusammensetzung, was auf den höheren adhäsiven Verbund zwischen porösen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix zurückzuführen ist.
- Die statischen und dynamischen Elastizitätsmoduln werden durch die Gesteinskörnung maßgeblich beeinflusst. Der Einsatz der dichten Gesteinskörnung verursacht höhere Elastizitätsmoduln als die Verwendung der porösen Gesteinskörnung.
- Die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul nehmen beim Einsatz der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Gesteinskörnungssubstitutionsmaterialien aufgrund des geringen Verformungswiderstandes der Substitutionsmaterialien drastisch ab.
- Die Biegezugfestigkeit wird durch die Substitutionsmaterialien nicht so stark verringert, wie der Abfall der Druckfestigkeit vermuten lässt.
- Die Polymermodifizierung des Betons führt zu einer Abnahme der Roh- und Reindichte, des Elastizitätsmoduls sowie der Druckfestigkeit. Da die Polymere verflüssigend wirken kann der w/z-Wert zur Angleichung der Frischbetonkonsistenz reduziert werden, wodurch die Abnahme der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls kompensiert wird.

Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden Druck- und Zugversuche an speziellen Probekörpern durchgeführt. Anhand dieser Versuche mit einfacher und mehrfacher wiederholter

Belastung wurden die Zusammenhänge zwischen mechanischen Eigenschaften und Last-Verformungsverhalten sowie beanspruchungsabhängigen Strukturveränderungen und Kriechprozessen der einzelnen Betone erforscht. Neben der Untersuchung des beanspruchungsabhängigen Formänderungsverhaltens wurden die etablierten Ansätze zur Beschreibung der Gefügestandsbereiche bei Druckbelastung weiter entwickelt, so dass die Übergänge zwischen den Bereichen exakt ermittelt und die Ausprägung der Bereiche quantifiziert werden konnten.

Der Einfluss der unterschiedlichen Modifizierungen auf das Last-Verformungs- und Bruchverhalten von Beton bei Druckbelastung ist folgendermaßen zu bewerten:

- Die elastischen Verformungsanteile der Betone lassen sich unabhängig von der verwendeten Gesteinskörnung, dem Einsatz von Substitutionsmaterial oder einer Polymermodifizierung mit dem statischen Elastizitätsmodul beschreiben.
- Das belastungsbezogene Verformungsverhalten von Beton wird durch die Änderung des w/z -Wertes nicht beeinflusst, wohl aber die Duktilität.
- Ein Beton mit dichter Gesteinskörnung erreicht bereits bei einem niedrigeren Belastungsniveau das Stadium, bei dem es zu irreversiblen Veränderungen der Mikrostruktur kommt, als ein Beton gleicher Zusammensetzung mit poröser Gesteinskörnung.
- Durch den geringeren Verformungswiderstandes der porösen Gesteinskörnung im Vergleich zur dichten Gesteinskörnung erhöht sich das Verformungsvermögen des Betons. Speziell die Kriechverformungen nehmen dabei zu.
- Die Verwendung von Gummigranulat mit einem hohen Verformungsvermögen führt nicht zu gesteigerten Verformungskennwerten beim Beton, da das Material nicht am Lastabtrag beteiligt ist.
- Irreversiblen Veränderungen der Mikrostruktur werden bei den polymermodifizierten Betonen durch höhere Belastungen verursacht als bei der Referenz, d. h. die PCC verhalten sich bei kontinuierlicher Laststeigerung länger quasi-linearelastisch als der unmodifizierte Referenzbeton. Die Polymere im Gefüge des Zementsteines wirken wie Mikroelastomere und flexibilisieren damit die Struktur.
- Die belastungsbezogenen Verformungen der polymermodifizierten Betone werden hauptsächlich durch die Polymerart und -menge determiniert. Der w/z -Wert und damit auch der Elastizitätsmodul spielen dabei eine untergeordnete Rolle.
- Die durch Belastung hervorgerufene Steifigkeitsdegradation der polymermodifizierten Betone unterscheidet sich nicht signifikant von der der Referenz, aber tendenziell ist die Steifigkeitsabnahme der polymermodifizierten Betone höher als beim Referenzbeton und steigt mit zunehmendem Polymergehalt.
- Mit steigendem Polymergehalt steigen die Bruchdehnungen der polymermodifizierten Betone und damit auch das Verhältnis von Anfangs- zu Bruchelastizitätsmodul. Dies bedeutet, dass die Erhöhung der Polymerzugabemenge ein duktileres Verhalten des Betons verursacht.
- Die Verformungen der polymermodifizierten Betone sind sowohl in Längs- als auch in Querrichtung wesentlich größer als bei der Referenz und nehmen mit steigendem Polymergehalt zu, wobei speziell die viskosen und plastischen Anteile deutlich erhöht sind.

- Die erhöhten plastischen Verformungsanteile der polymermodifizierten Betone werden durch mikrostrukturelle Gleitebenen hervorgerufen, die sich aufgrund der Polymermodifizierung im Gefüge ausbilden.
- Die bezogene Dauerstandsfestigkeit des Betons nimmt durch eine Polymermodifizierung ab.

Die Untersuchungen zum Einfluss der Modifizierungen auf das Riss- und Verformungsverhalten von Beton bei Zugbelastung führten zu folgenden Ergebnissen:

- Der Verformungswiderstand bei Zugbelastung wird durch den Einsatz der dichten Gesteinskörnung im Beton, aufgrund der hohen Steifigkeit der Gesteinskörnung enorm erhöht.
- Das Gummigranulat im Beton verursacht einen extrem niedrigen Zugmodul und die Zugfestigkeit verringert sich in erheblichem Umfang
- Die Zugfestigkeiten und die Bruchverformungen der polymermodifizierten Betone sind deutlich höher als die der unmodifizierten Betone bzw. des Betons mit Gummigranulat.
- Polymere im Beton verursachen eine Verringerung des Zugmoduls, da sie sich zwischen den starren Hydratphasen des Zementsteines befinden, wird die spröde Zementsteinstruktur durch die elastischen Polymere flexibilisiert, gleichzeitig erhöht sich die Duktilität des Betons bei Zugbelastung.

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen der stabstahlbewehrten Zugzylinder werden folgendermaßen zusammengefasst:

- Die Erstrisskräfte der polymermodifizierten Betone sind generell höher als die des Referenzbetons, wobei die berechneten Erstrisskräfte wesentlich höher sind als die experimentell ermittelten.
- Die Resttragfähigkeit der polymermodifizierten Betone bei abgeschlossener Rissbildung ist aufgrund der größeren Verformungsanteile und der kleineren Verformungswiderstände geringer als beim Referenzbeton.
- Die Berechnung des Verformungswiderstandes von Verbundquerschnitten anhand der Kennwerte von Stahl und Beton ist auch beim polymermodifizierten Beton analog zum Normalbeton möglich.
- Die Rissbildung der polymermodifizierten Betone findet generell auf einem etwas höherem Beanspruchungsniveau als beim Referenzbeton statt.
- Die Rissformation, d. h. Anzahl und Abstand der Risse wird durch die Polymermodifizierung nicht beeinflusst.
- Die Rissbreiten der polymermodifizierten Betone sind beim Erreichen der Maximallast generell geringfügig größer als beim unmodifizierten Beton.

Bei den Biegezugversuchen wurden die modifizierten Betone nur in der Zugzone der hergestellten Biegebalken eingesetzt, so dass Sandwichelemente entstanden, die aus einer modifizierten Schicht in der Zugzone und einer Aufbetonschicht aus Normalbeton in der Druckzone bestanden. Bei den Versuchen wurden folgende Erkenntnisse gewonnen.

- Die Biegezugfestigkeiten der Sandwichbalken waren insgesamt größer als die der Normalbetonbalken.

- Risse entstehen bei den Biegebalken mit der PCC-Schicht in der Zugzone bei einer größeren Belastung als bei der Referenz. Dies ist auf die größere Zugfestigkeit der PCC im Vergleich zum Normalbeton zurückzuführen.
- Ein optimaler Verbund zwischen PCC und Normalbeton wird durch das Verarbeitungsverfahren frisch in frisch gewährleistet.

In Zukunft werden mehr und mehr Betone zum Einsatz kommen, die sich durch ihre Zusammensetzung und ihre Eigenschaften von konventionellen Betonen unterscheiden. Modifizierungen sind notwendig, um die Eigenschaften des Betons so einstellen zu können, dass sie den immer spezieller werdenden Anforderungen gerecht werden. Die genaue Kenntnis über die Beeinflussung der Frisch- und Festbetoneigenschaften und damit über die Veränderungen des Bruch- und Verformungsverhaltens durch diese Modifizierungen sind essentiell für den sicheren und wirtschaftlichen Einsatz solcher Betone in konstruktiven Bereichen.

6 Ausblick

Die mechanischen Eigenschaften der für die Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit eingesetzten Substitutionsmaterialien und Polymere zur Modifizierung des Betons sind stark temperaturabhängig. Es stellt sich also die Frage, wie sich diese Temperaturabhängigkeit beim Einsatz im Beton auswirkt. Dementsprechend sollten Untersuchungen zum Last-Verformungsverhalten modifizierter Betone bei unterschiedlichen Temperaturen Gegenstand weiterer Forschungsarbeiten sein. Dazu könnten Belastungsversuche analog zu den bisherigen Untersuchungen bei unterschiedlichen Temperaturen im Gebrauchstemperaturbereich durchgeführt werden, um das Lastverformungs- und Bruchverhalten unter Druck- bzw. Zugbelastung in Abhängigkeit von der Temperatur charakterisieren zu können. Insbesondere sollte die Auswirkung auf die Mikrostruktur und das Filmbildungsvermögen der Polymere untersucht werden, um das makroskopische Verhalten der PCC besser einschätzen zu können. Parallel dazu sollten die temperaturabhängigen Eigenschaften der polymeren Bindemittelkomponente mit thermoanalytischen Methoden untersucht werden.

Ausgewählte Proben sollten einer Klimawechsellagerung ausgesetzt werden, um so eine gezielte Alterung der Bindemittelkomponenten bzw. der Substitutionsmaterialien zu bewirken. Anschließend können die normalgelagerten und künstlich gealterten Proben im Druck- und Zugversuch belastet werden, um den Einfluss der Alterung der Bindemittelkomponenten bzw. der Substitutionsmaterialien auf das Last-Verformungsverhalten des Betons zu analysieren.

Für die korrekte Beurteilung des Last-Verformungsverhaltens modifizierter Betone, aber auch für die Simulation und Modellierung ist es notwendig, die lastunabhängigen Verformungen möglichst exakt zu erfassen. Dazu sollten Versuche zum Schwinden und Quellen der Betone bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen durchgeführt sowie das thermische Längenänderungsverhalten betrachtet werden. Untersuchungen zum Einfluss von Polymeren und Substitutionsmaterialien auf die Rissbildung modifizierter Betone sollte dabei ein wesentlicher Schwerpunkt sein. Diese Ergebnisse könnten unmittelbar in die Modellierung und numerische Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens von modifizierten Betonen einfließen. Die Modellierung und numerische Simulation des Tragverhaltens der modifizierten Betone, insbesondere der polymermodifizierten Betone, ermöglicht es, die PCC bei Sanierungsaufgaben dort einzusetzen, wo auch das Instandsetzungssystem konstruktive Aufgaben übernehmen soll. Der Einsatz von PCC im Neubau ist überall dort denkbar, wo die speziellen Eigenschaften der polymermodifizierten Betone besonders zum Tragen kommen, d. h. dort, wo sowohl an die Konstruktion, als auch an die Dauerhaftigkeit des Bauteils besondere Anforderungen gestellt werden.

Des Weiteren sollten exemplarisch Brandversuche an den modifizierten Betonen durchgeführt werden, um die konstruktiven Eigenschaften und die Gefügeveränderungen nach Brandbeanspruchung einschätzen zu können.

Diese Untersuchungen können dazu beitragen zuverlässige allgemeingültige Modelle zu liefern, die es erlauben das zeit-, temperatur- und lastabhängige Verhalten von modifizierten Betonen zu beschreiben.

Literaturverzeichnis

- [1] Streit, W.: Zeitabhängige Verformungen von Beton infolge hoher Druckbeanspruchungen, Dissertation: Technische Universität München, 1991
- [2] Meyer, R.: Mehraxiales Werkstoffmodell für Beton mit einheitlichem Konzept im Vor- und Nachbruchbereich, Dissertation: Technische Universität Braunschweig, 1991
- [3] Hampe, E. et al.: Stahlbeton, Teil 1: Grundlagen, Berlin - München: Verlag für Bauwesen GmbH, 1993
- [4] Schwabach, E.: Schädigung, Energiedissipation und Kurzzeit-Kriechen von zyklisch einachsig auf Druck beanspruchten Beton im quasi-statischen Versuch, in: Schriften der Bauhaus-Universität Weimar, Nr. 113, Massivbau, Beiträge aus Theorie und Praxis, Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Prof. Dr.-Ing. habil Erich Raue, März 2002
- [5] Siebel, E.: Verformungsverhalten, Energieaufnahme und Tragfähigkeit von Normal- und Leichtbeton im Kurzzeitdruckversuch, Düsseldorf: Beton Verlag, 1989
- [6] Stark, J.; Krug, H.: Baustoffkenngrößen, Weimar: Universitätsverlag, 1997
- [7] Stark, J.; Krug, H.: Baustoffpraktikum Band 2: Bindmittel und Beton, Weimar: Universitätsverlag, 2000
- [8] König, G.; Viet Tue, N.: Grundlagen des Stahlbetonbaus - Einführung in die Bemessung nach Eurocode 2, 1. Auflage, Stuttgart - Leipzig: Teubner Verlag, 1998
- [9] König, G. et al.: Hochleistungsbeton, Bemessung Herstellung und Anwendung, Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 2001
- [10] Goto, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars, in: ACI Journal 68, No. 4, 1971, S. 244 - 251
- [11] König, G.; Viet Tue, N.: Grundlagen und Bemessungshilfe für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton: Beuth Verlag, 1996
- [12] König, G. et al.: Grundlagen des Stahlbetonbaus - Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1, Wiesbaden: Vieweg + Teubner Verlag, 2008, S. 125
- [13] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton: W. Ernst, 1961
- [14] Betonkalender, Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 1996
- [15] DIN 1045-1; Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung, Berlin: Beuth Verlag, 2000

- [16] Empelmann, M.: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsspannungen, Dissertation: RWTH Aachen, 1995
- [17] Maurer, R.: Grundlagen zur Bemessung des Betongurtes von Stahlbetonverbundträgern, Dissertation: TH Darmstadt, 1992
- [18] Bažant, Z.: Fracture Mechanics of Concrete Structures, London: Elsevier Science Publisher LTD, 1992
- [19] Curbach, M.; Speck, K.: Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton, Band 524, Berlin: Beuth Verlag, 2002, S. 9 - 11
- [20] Weigler, H.; Bielak, E.: Das Tragverhalten von Beton, Einfluss der Festigkeit und der Erhärtingsbedingungen, Berlin: Ernst und Sohn Verlag, 1987, S. 12 - 13
- [21] Cresson, L., British Patent (191,474), 1923
- [22] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, 2. Band, Wiesbaden und Berlin: Bauverlag GmbH, 1988
- [23] Properties and Test Methods for Concrete-polymer Composites: Proceedings of the RILEM TC 113 International Symposium, Oostende, 1995
- [24] Schorn, H.: Betone mit Kunststoffen und anderen Instandsetzungsbaustoffen: ein baustoffliches Lehrbuch mit Kommentaren zum Technischen Regelwerk, Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1990
- [25] Dimmig, A.: Einflüsse von Polymeren auf die Mikrostruktur und die Dauerhaftigkeit kunststoffmodifizierter Mörtel, Dissertation: Bauhaus-Universität Weimar, 2002
- [26] Schultz, G.: Kunststoffdispersionen in mineralisch gebundenem Mörtel, VDI-Bericht Nr. 384, 1980, S. 25 - 37
- [27] Fiebrich, M. et al.: Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Reaktionskunststoffen, in: Kunststoffe im Bau, Jg. 20, Heft 2, 1985, S. 96 - 99
- [28] Ettl, W. P.: Kunstharze und Kunststoffdispersionen für Mörtel und Betone: Struktur der Polymere; Planung, Bemessung, Prüfung, Düsseldorf: Beton-Verlag GmbH, 1998
- [29] Nägele, E. W.: Dispersions-Baustoffe, Köln: R. Müller Verlag, 1989
- [30] Schulze, J.: Dispersionspulver und Zement, 4th International Congress on Polymers in Concrete, Darmstadt, 1984, S. 103 - 107
- [31] Schulze, J.: Redispersionspulver im Zement, in: Sonderdruck aus TIZ, Wacker-Chemie GmbH, Nr. 9, 1985, S. 689

- [32] Schorn, H.: Epoxidharzmodifizierter Spritzbeton, Technisch-wissenschaftliche Mitteilungen der Ruhr-Universität Bochum, 1985, S. 181-210
- [33] Marohn, H.: Wasseremulgierbare Epoxidharze (ECC) für Estriche, in: industrie-boden-technik, Jg. 32, Ausg. 2, 1986, S. 6 - 9
- [34] Schuhmann, H. et al.: Handbuch Betonschutz durch Beschichtungen, Ehningen: Expert Verlag, 1992, S. 367
- [35] Möser, B.; Stark, J.: A new model of ordinary Portland cement hydration derived by means of ESEM-FEG, workshop of cement and concrete; trends and challenges, Anna Maria Island, Florida, 2001, S. 89-107
- [36] Stark, J.; Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton, Basel; Boston; Berlin: Birkhäuser, 2001
- [37] Dimmig-Osburg, A.: Neues Modell der Ausbildung der Mikrostruktur kunststoffmodifizierter Mörtel, in: Betonwerk + Fertigteiltechnik BFT, Jg. 71, Ausg. 10, 2005, S. 26-36
- [38] Tubbesing, K.: Mikrostruktur von PCC. Gefügeuntersuchungen an polymermodifizierten Zementsteinen, Dissertation: Technische Hochschule Hamburg-Harburg, 1993
- [39] Beeldens, A. et al.: Integrated model for microstructure building in polymer cement concrete, 11th International Congress on Polymers in Concrete, Berlin, 2004, S. 1 - 10
- [40] Franke, L.; Bötcher, R. D.: Struktur und Eigenschaften polymermodifizierter Zementmörtel, 2. Internationales Kolloquium Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technischen Akademie Esslingen, 1986, S. 251 - 265
- [41] Schwarz, S.: Strukturuntersuchungen an kunststoffmodifizierten Mörteln, 4th International Congress on Polymers in Concrete, Darmstadt, 1984, S. 483 - 485
- [42] Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC), Dissertation: Technische Universität Braunschweig, 1988, S. 69 - 127
- [43] Dimmig, A.: Einflüsse von Polymeren auf die Mikrostruktur und Dauerhaftigkeit kunststoffmodifizierter Mörtel, in: beton, Jg. 52, Ausg. 12, 2002, S. 597
- [44] Kubens, S.; Wallevik, O. H.: The effect of polymer emulsions on rheological properties of PCC mixtures, 13th International Congress on Polymers in Concrete, Funchal - Madeira, Portugal, 2010, S. 313 - 320
- [45] Conrad, K. H.: Beeinflussung von technologischen Eigenschaften zementgebundener Mörtel durch geeignete Epoxidharzsysteme unter Berücksichtigung der mehraxialen Festigkeiten, Dissertation: Universite Scientifique et Medicale de Grenoble, 1985

- [46] Swamy, R. N.: Durability Properties Concrete Composites with Polymers, 8th International Congress of Polymers in Concrete, Oostende, 1995, S. 21 - 34
- [47] Starkmann, U.: Experimentelle Untersuchungen zur Hydratationsentwicklung epoxidharzmodifizierter Zementmörtel, Ruhr-Universität Bochum, 1982, S. 128 - 182
- [48] Forschungsbericht T2828 der RWTH Aachen Institut für Bauforschung: Einfluss von Temperatur und Feuchte auf die Druckdauerstandsfestigkeit von PCC, 1999
- [49] Schulz, H.; Letsch, R.: Zum Verformungsverhalten von Epoxidharzmörteln bei stationären und instationären Temperaturen, 4th International Congress on Polymers in Concrete, Darmstadt, 1984
- [50] Bode, K. A.: Untersuchungen zu den kohäsiven und adhäsiven Eigenschaften von PCC, Dissertation: Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- [51] Gierloff, M.: Beeinflussung von Betoneigenschaften durch Zusatz von Kunststoffdispersionen., Dissertation: Technische Universität Berlin, 1983
- [52] Lohaus, L.: Festigkeits- und Verformungsverhalten epoxidharzmodifizierter Betone, Dissertation: Ruhr-Universität Bochum, 1984
- [53] Schorn, H.: Kunststoffmodifizierter Beton/PCC, Essen: Vulkan-Verlag, 1989
- [54] Justnes, H. et al.: The influence of latices and redispersible powders on hydration and strength development of polymer cement mortar, 9th International Congress on Polymers in Concrete, Bologna, 1998, S. 225 - 238
- [55] Ohama, Y.: Principle of latex modification and some typical properties of latex-modified mortars and concrete, in: ACI Materials Journal, Jg. 84, Ausg. 6, 1987, S. 511 - 518
- [56] Maultzsch, M.; Kwasny, R.: PCC als Baustoff für die Brückeninstandsetzung, in: Strassen- und Tiefbau, Jg. 42, Ausg. 1, 1988, S. 12 - 14
- [57] Balaguru, P. N.; Shah, S. P.: Fiber-reinforced Cement Composites, McGraw-Hill: Inc., 1992
- [58] König, G. et al.: Faserbeton: Innovationen im Bauwesen; Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Berlin: Bauwerk-Verlag, 2002
- [59] Lemberg, M.: Dichtschichten aus hochfestem Faserbeton, Berlin: Beuth Verlag, 1996, S. 1 - 163
- [60] Curbach, M. e. a.: Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau, Berlin: Beuth Verlag, 1998
- [61] Bäuml, M. F.; Wittmann, F. H.: Application of PVA-fiber reinforced self compacting concrete (ECC) for repair of concrete structures, in: Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, Nr. 6, Jg. 8, 2002, S. 591 - 604

- [62] Xu, H. et al.: Post-crack flexural performance of high strength fiberreinforced concrete with latex-modification, 11th International Congress on Polymers in Concrete, Berlin, 2004, S. 445 - 452
- [63] Großkurth, K. P.; Konietzko, A.: Polymermodifizierter zementgebundener Beton als Konstruktionswerkstoff, in: Bauingenieur, Jg. 64, 1989, S. 173 - 179
- [64] Großkurth, K. P.; Konietzko, A.: Polymerbewirktes Zug- und Druck-Tragverhalten in zementgebundenen Betonen (PCC), in: Beton- und Straßenbetonbau, Jg. 84, Ausg. 9, 1989, S. 217 - 222
- [65] Steinmetz, K.: Tragverhalten polymermodifizierter Konstruktionsbetone, 40. Forschungskolloquium des DAfStb, Braunschweig, 2001, S. 115 - 122
- [66] Steinmetz, K. et al.: Tragverhalten Polymermodifizierter Betone (PCC), in: Veröffentlichungen des Institutes für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen Braunschweig, 2004
- [67] Lohaus, L.; Anders, S.: Effects of polymer modification on the mechanical and fracture properties of high and ultra-high strength concrete, 11th International Congress on Polymers in Concrete, Berlin, 2004, S. 183-190
- [68] Colak, A.: Properties of plain and latex modified Portland cement pastes and concrete with and without superplasticizer, in: Cement and Concrete Research, Jg. 35, Ausg. 8, 2005, S. 1510 - 1521
- [69] Schwabach, E.: Verformungs- und Degradationsverhalten von niederzyklisch uniaxial druckbeanspruchtem Beton, Dissertation: Bauhaus-Universität Weimar, 2005
- [70] Tartsch, E.: Bewertung der Dauerstandfestigkeit von dampfgehärtetem Porenbeton auf der Grundlage von Kurzzeitversuchen, Dissertation: Bauhaus-Universität Weimar, 2008
- [71] Heidolf, T.: Zeit- und beanspruchungsabhängiges Tragverhalten von polymermodifiziertem Beton unter mehrfach wiederholter Beanspruchung, Dissertation: Bauhaus-Universität Weimar, 2007
- [72] Keitel, H.: Bewertungsmethoden für die Prognosequalität von Kriechmodellen des Betons, Dissertation: Bauhaus-Universität Weimar, 2011
- [73] ACI209: Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures, American Concrete Institute: Forschungsbericht, 1992
- [74] Dimmig-Osburg, A. et al.: Dauerhaftigkeit kunststoffmodifizierter Mörtel und Betone, in: beton, Jg. 58, Ausg. 1 + 2, 2008, S. 48 - 50
- [75] Mangat, P. S. et al.: Creep characteristics of polymer modified concrete under uniaxial compression, 3rd International Congress on Polymers in Concrete, Koriyama, 1982, S. 193 - 208

- [76] Pellegrino, C.: Experimental behaviour of reinforced concrete elements repaired with polymer-modified cementitious mortar, in: *Materials and Structures*, Jg. 44, Ausg. 2, 2011, S. 517 - 527
- [77] Sasse, H. R. et al.: Einfluss unterschiedlicher Prüfklimata auf das Schwinden und Festigkeit von PCC (Forschungsbericht F561/F562), Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verlag, 2000
- [78] Kawakami, M. et al.: Shrinkage of premixed polymer cement mortars at early age, 11th International Congress on Polymers in Concrete, Berlin, 2004, S. 29 - 36
- [79] Su, Z. et al.: The influence of polymer modification on the adhesion of cement pastes to aggregates, in: *Cement and Concrete Research*, Jg. 21, Ausg. 1, 1991, S. 169 - 178
- [80] Su, Z. et al.: The interface between polymer-modified cement paste and aggregates, in: *Cement and Concrete Research*, Jg. 21, Ausg. 6, 1991, S. 983 - 990
- [81] Shaker, F. A. et al.: Durability Styrene-Butadiene latex modified concrete, in: *Cement and Concrete Research*, Jg. 27, Ausg. 5, 1997, S. 711 - 720
- [82] DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton: (SVB-Richtlinie)Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - DafStb im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 2003
- [83] Grübl, P. et al.: *Beton: Arten, Herstellung und Eigenschaften*, Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2001, S. 691 - 699
- [84] Brameshuber, W.: *Selbstverdichtender Beton*, Düsseldorf: Verlag Bau + Technik, 2004, S. 9
- [85] Okamura, H.; Ozawa, K.: Mix-design for selfcompacting Concrete, in: *JSCE*, No. 25, Concrete Library, June 1995, S. 107 - 120
- [86] Nawa, T. et al.: State of the Art Report on Materials and Design of Self-Compacting Concrete, in: *Concrete Engineering Series*, No. 30, 1999, S. 160 - 190
- [87] Altendorfer, T. et al.: Selbstverdichtender polymer-modifizierter Mörtel und Beton, 5. Internationales Kolloquium Industrieböden, Esslingen, 2003, S. 399 - 401
- [88] Höveling, H.: *Robustheit von Selbstverdichtendem Beton SVB*, Dissertation: Universität Hannover, 2006
- [89] Grünwald, S.: *Performance-based design of self-campcting fibre reinforced concrete*, Dissertation: Technische Universiteit Delft, 2004
- [90] Brameshuber, W.; Uebachs, S.: Sedimentationsstabilität von selbstverdichtendem Beton, in: *beton*, Jg. 53, Ausg. 1, 2003, S. 10 - 15
- [91] König, G. et al.: *Selbstverdichtender Beton: Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft*, Berlin: Bauwerk-Verlag, 2001

- [92] Lemmer, L.: Ein aus experimentellen Untersuchungen abgeleitetes Produktionskonzept für Selbstverdichtenden Beton (SVB): Dissertation Technische Universität Weimar, Schaker Verlag GmbH, 2003
- [93] Altendorfer, T.: Sanierung von Stahlbetonbauteilen mit Selbstverdichtenden polymermodifizierten Mörteln und Betonen: Dissertation Technische Universität Graz, 2003
- [94] Bode, K.; Dimmig-Osburg, A.: Polymermodifizierter selbstverdichtender Beton (PSCC), in: beton, Jg. 62, Ausg. 6, 2012, S. 216 - 221
- [95] Aliabdo, A. A. E.; Abd_Elmoaty, A. E. M.: Experimental investigation on the properties of polymer modified SCC, in: Construction and Building Materials, Jg. 34, 2012, S. 584 - 592
- [96] Topçu, I. B.: The properties of rubberized concretes, in: Cement and Concrete Research, Jg. 25, Ausg. 2, 1995, S. 304 - 310
- [97] Hernández-Olivares, F.; Barluenga, G.: Fire performance of recycled rubber-filled high-strength concrete, in: Cement and Concrete Research, Jg. 34, Ausg. 1, 2004, S. 109 - 117
- [98] Hernández-Olivares, F. et al.: Static and dynamic behaviour of recycled tyre rubber-filled concrete, in: Cement and Concrete Research, Jg. 32, Ausg. 10, 2002, S. 1587 - 1927
- [99] Bayomy, F. M.: Rubberized Portland cement concrete, in: Journal of materials in civil engineering, Jg. 11, Ausg. 3, 1999, S. 206 - 213
- [100] Eldin, N.: Rubber-tire particles as concrete aggregate, in: Journal of materials in civil engineering, Jg. 5, Ausg. 4, 1993, S. 478 - 496
- [101] Goulias, D. G.: Evaluation of Rubber-Filled Concrete and Correlation between Destructive and Nondestructive Testing Results, in: Cement, concrete and aggregates, Jg. 20, Ausg. 1, 1998, S. 140 - 144
- [102] Eldin, N. N.; Senouci, A. B.: Measurement and prediction of the strength of rubberized concrete, in: Cement and Concrete Composites, Jg. 16, Ausg. 4, 1994, S. 287 - 298
- [103] Ganjian, E.: Scrap-tyre-rubber replacement for aggregate and filler in concrete, in: Construction & building materials, Jg. 23, Ausg. 5, 2009, S. 1828 - 1836
- [104] Toutanji, H. A.: The use of rubber tire particles in concrete to replace mineral aggregates, in: Cement and Concrete Composites, Jg. 18, Ausg. 2, 1996, S. 135 - 139
- [105] Dimmig-Osburg, A. et al.: Investigations on the PCC-Microstructure after Mechanical Load, in: Restoration of Buildings and Monuments (Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege), Jg. 14, Ausg. 2, 2008, S. 117 - 130

- [106] DIN EN 12350-1; Prüfung von Frischbeton – Teil 1: Probenahme; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2009
- [107] DIN EN 12350-5; Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2009
- [108] DIN EN 12350-6; Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2009
- [109] DIN EN 12350-7; Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt - Druckverfahren; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2009
- [110] DIN EN 12350-8; Prüfung von Frischbeton – Teil 8: Selbstverdichtender Beton - Setzfließversuch; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2010
- [111] DIN EN 12350-9; Prüfung von Frischbeton – Teil 9: Selbstverdichtender Beton - Auslauftrichterversuch; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2010
- [112] DIN EN 12350-12; Prüfung von Frischbeton – Teil 12: Selbstverdichtender Beton - Blockierringversuch; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2010
- [113] DIN EN 1936; Prüfverfahren für Naturstein - Bestimmung der Reindichte, der Rohddichte, der offenen Porosität und der Gesamtporosität; Deutsche Fassung Ausgabe: 2006
- [114] DIN EN 12390-3; Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2009
- [115] DIN 1048-5; Prüfverfahren für Beton - Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper; Ausgabe: 1991
- [116] DIN EN 12504-4; Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 4: Bestimmung der Ultraschallgeschwindigkeit; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2004
- [117] DIN EN 12390-5; Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung; Ausgabe: 2009
- [118] Raue, E. et al.: Untersuchungen an Betondruckzylindern zum Einfluss einer Polymermodifikation auf das Trag- und Verformungsverhalten, Weimar: 16. Ibausil, 2006, S. 2-0319 - 2-0326
- [119] Ping, J.; Beaudoin, J. J.: Effects of transition zone microstructure on bond strength of aggregate-portland cement paste interfaces, in: Cement and Concrete Research, Jg. 22, Ausg. 1, 1992, S. 23 - 26
- [120] Bentz, D. P.: Influence of internal curing using lightweight aggregates on interfacial transition zone percolation and chloride ingress in mortars, in: Cement and Concrete Composites, Jg. 31, Ausg. 5, 2009, S. 285 - 289

- [121] Bentz, D. P.; Garboczi, E. J.: Simulation Studies of the Effects of Mineral Admixtures on the Cement-Paste-Aggregate Interfacial Zone, in: ACI Materials Journal, Jg. 88, Ausg. 5, 1991, S. 518 - 529

- [122] Walz, K.: Herstellung von Beton nach DIN 1045, Düsseldorf: Beton-Verlag, 1971

- [123] Wendehorst, R.: Wendehorst Baustoffkunde: Grundlagen - Baustoffe - Oberflächenschutz, Wiesbaden: Vieweg + Teubner, 2011, S. 287

- [124] Romberg, H.: Zementsteinproben und Betoneigenschaften, in: Beton-Information, Jg. 18, Ausg. 6, 1978, S. 269 - 277