

Lehrstuhl für Massivbau
Institut für Baustoffe und Konstruktion
Technische Universität München

Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen

Andreas Josef Müller

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz

Prüfer der Dissertation: 1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil., Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch
2. o. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix,
Leopold-Franzens-Universität Innsbruck / Österreich

Die Dissertation wurde am 22.08.2008 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 17.03.2009
angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München. Viele haben dazu beigetragen, dass sie zustande kommt...

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch für die wohlwollende Förderung meiner Forschungstätigkeit, seine Anregungen und die Übernahme des Hauptreferats. Er hat mir zahlreiche Aufgaben und Problemlösungen zugetraut und mir dadurch die Möglichkeit verschafft, sehr viel zu lernen und Zusammenhänge zu erkennen.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Feix danke ich ganz herzlich für sein Interesse an dieser Arbeit, die Übernahme des Koreferates und das schon während der gemeinsamen Schaffenszeit im Ingenieurbüro CBP (Cronauer Beratung Planung Beratende Ingenieure GmbH) entgegengebrachte Vertrauen.

Bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heinz bedanke ich mich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Allen wissenschaftlichen und nichtwissenschaftlichen Kolleginnen und Kollegen des Lehrstuhls und des Materialprüfungsamtes möchte ich an dieser Stelle für die tolle Zusammenarbeit und deren Unterstützung ganz herzlich danken. Hervorheben möchte ich meinen langjährigen Gruppenleiter Herrn Dr.-Ing. Frank Roos, Herrn Peter Krauß, Herrn Andreas Greubel und Herrn Dr.-Ing. Ralf Reinecke. Mein Dank gilt auch meinen Diplomandinnen (Maren und Carmen) und Diplomanden (Markus, Timo, Martin, Zhan) sowie den studentischen Kräften, die alle mit ihrer Tätigkeit zum Gelingen der Arbeit beigetragen haben.

Herzlich gedankt sei auch den vielen Unterstützern und Förderern. Stellvertretend genannt seien:

- Max Bögl Bauunternehmung GmbH & Co. KG
- GOM mbH (Braunschweig)
- Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM, Berlin)

Der Erfahrungsaustausch mit Forscher- und Fachkolleginnen und -kollegen im In- und Ausland war sehr motivierend und lehrreich. Mein Dank gilt u. a. den Mitgliedern des österreichischen Arbeitsausschusses für Entwurfs- und Planungsgrundlagen (Brücken) für die anregenden Diskussionen.

Herzlich gedankt sei allen, bisher nicht Genannten, die mir etwas beigebracht und mir den richtigen Weg gewiesen haben. Stellvertretend erwähnt seien Herr Dr.-Ing. Andreas Jähring und meine Eltern.

Nicht zuletzt gilt mein Dank auch allen Freundinnen und Freunden sowie meiner Familie (insbesondere meinen Eltern) für den Rückhalt, das Verständnis und die großartige Unterstützung.

München, im April 2009

Andreas Müller

Inhalt

1	EINLEITUNG	19
1.1	Ausgangssituation und Motivation	19
1.2	Zielsetzung.....	22
1.3	Vorgehensweise	24
2	STAND DER FORSCHUNG	25
2.1	Naturwissenschaftliche Aspekte der Adhäsion	25
2.2	Adhäsionsverhalten zwischen Betonen unterschiedlichen Alters	26
2.2.1	Ausgangsstoffe.....	27
2.2.2	Einflüsse auf das Adhäsionsverhalten	29
2.2.3	Experimentelle Methoden zur Untersuchung der Adhäsion.....	33
2.3	Nummerische Vergleichsberechnungen und Materialmodelle	35
2.4	Eigene Vorarbeiten.....	40
3	ÜBERBLICK: ZIELE UND ARBEITSPROGRAMM.....	47
3.1	Ziele.....	47
3.2	Arbeitsprogramm	48
3.2.1	Betrachtungen auf der Mikroebene	49
3.2.2	Betrachtungen auf der Mesoebene	50
3.2.3	Betrachtungen auf der Makroebene.....	52
4	ERGEBNISSE DER EXPERIMENTELLEN UNTERSUCHUNGEN.....	56
4.1	Makroebene.....	56
4.1.1	Spaltzugversuche: Versuchskörper und Versuchsdurchführung	56
4.1.2	Verwendete Betone	60
4.1.3	Oberflächenrauheit	64
4.1.4	Wasseraufnahmekoeffizienten	72
4.1.5	Verformungsmessungen	74
4.1.6	Ergebnisse der Spaltzugversuche.....	76
4.1.7	Balkenversuche: Versuchskörper und Versuchsdurchführung	85
4.1.8	Verwendete Materialien.....	89
4.1.9	Ergebnisse der Balkenversuche.....	94

4.2	Mesoebene	97
4.2.1	CT-Aufnahmen	97
4.2.2	Bruchbilder	99
4.2.3	Rheologische Untersuchungen	100
4.3	Mikroebene.....	110
4.3.1	Zusammensetzung der Ausgangsstoffe.....	110
4.3.2	Oberflächenspannung	117
4.3.3	Mikroskopische Untersuchungen	121
5	ERGEBNISSE DER NUMMERISCHEN UNTERSUCHUNGEN	125
5.1	Mikroebene.....	125
5.1.1	Mikrostrukturmodellierung mit dem CEMHYD3D-Programm.....	125
5.2	Mesoebene	135
5.2.1	Einfluss größerer Luftporen in der Grenzzone	135
5.3	Makroebene.....	138
5.3.1	Verwendete Materialmodelle	138
5.3.2	Nachrechnung ausgewählter Traglastversuche	140
5.3.3	Nachrechnung des Reißrahmenversuchs	149
5.3.4	Zwangsspannungen (ungleiches Schwinden).....	153
6	BEURTEILUNG DER ERGEBNISSE	155
6.1	Synthese.....	155
6.2	Weiterführende Untersuchungen	167
6.3	Baupraktische Aspekte.....	171
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....	173
8	LITERATUR.....	175
9	ANHANG	189
9.1	Prüfung der Festbetoneigenschaften.....	189
9.2	Ergebnisse der Spaltzugversuche an Verbundkörpern	196

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Übersicht Versuchsprogramm (eigene Vorarbeiten).....	41
Tabelle 2.2: Berücksichtigung der Oberflächenbeschaffenheit nach DIN 1045-1 (07.2001)	42
Tabelle 3.1: Gewählte Versuchsparameter für die experimentellen Untersuchungen.....	49
Tabelle 4.1: Versuchsparameter Spaltzugversuche (Teilprojekt 1).....	57
Tabelle 4.2: Versuchsparameter Spaltzugversuche (Teilprojekt 2).....	57
Tabelle 4.3: Versuchsparameter Spaltzugversuche (Teilprojekt 3).....	58
Tabelle 4.4: Zuordnung zwischen den Mischungsbezeichnungen des ersten Teilprojektes und den Angaben zur Betonzusammensetzung in Tabelle 4.1	60
Tabelle 4.5: Zusammensetzung der verwendeten Betone [kg/m ³] (Teilprojekt 1)	61
Tabelle 4.6: Zusammensetzung der verwendeten Betone [kg/m ³] (Teilprojekt 2)	61
Tabelle 4.7: Zusammensetzung der verwendeten Betone [kg/m ³] (Teilprojekt 3)	61
Tabelle 4.8: Frischbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 1).....	62
Tabelle 4.9: Frischbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 1).....	62
Tabelle 4.10: Frischbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 2).....	62
Tabelle 4.11: Frischbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 2).....	62
Tabelle 4.12: Frischbetoneigenschaften des Alt- und Neubetons (Teilprojekt 3)	63
Tabelle 4.13: Festbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 1).....	63
Tabelle 4.14: Festbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 1)	63
Tabelle 4.15: Festbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 2).....	64
Tabelle 4.16: Festbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 2)	64
Tabelle 4.17: Festbetoneigenschaften des Alt- und Neubetons (Teilprojekt 3).....	64
Tabelle 4.18: Ermittelte Wasseraufnahmekoeffizienten der verwendeten Altbetone	73
Tabelle 4.19: Versuchsparameter Verbundbalken	86
Tabelle 4.20: Kennwerte Betonstahl (Balkenversuche).....	89
Tabelle 4.21: Charakteristische Werte des Reißrahmenversuchs.....	91
Tabelle 4.22: Festigkeitsentwicklung des Ergänzungsbetons (Balkenversuche)	92
Tabelle 4.23: Gegenüberstellung der rheologischen Kenngrößen und der Ausbreitmaße.....	104
Tabelle 4.24: Zusammensetzung der umgerechneten Mörtelmischungen.....	107
Tabelle 4.25: Zusammensetzung der umgerechneten Leimmischungen.....	107
Tabelle 4.26: Feststoffkonzentrationen der Mörtel- und Leimrezepturen	108
Tabelle 4.27: Zusammensetzung der Mörtelmischungen mit variiertem Fließmittelgehalt	110
Tabelle 4.28: Ergebnisse der chemischen Analyse zweier Zemente (Massenanteile).....	111
Tabelle 4.29: Partikelgrößenverteilungen (Zahlenwerte zu Bild 4.58).....	112
Tabelle 4.30: Leimrezepturen für die Untersuchungen zur Partikelgrößenverteilung.....	113
Tabelle 4.31: Zementleimrezepturen für die Untersuchungen zur Oberflächenspannung	119
Tabelle 4.32: Zusammenstellung der mittels REM und EDX untersuchten Proben	122
Tabelle 5.1: Vergleich der Volumenanteile der Hauptklinkerphasen verschiedener Zemente	127
Tabelle 5.2: Maximale Porosität (V.-%) in verschiedenen Modellsystemen zum Zeitpunkt t = 28 d....	135
Tabelle 5.3: Zusammenstellung der verwendeten Materialkenngrößen.....	137
Tabelle 5.4: Zusammenstellung der verwendeten Materialkenngrößen (Verbundbalken 3)	149

Tabelle 6.1: Zusammenstellung der für Bild 6.1 relevanten Zugfestigkeiten des Alt- bzw. Neubetons (minimale Zugfestigkeit der monolithischen Vergleichskörper)	156
Tabelle 6.2: Teilprojekt 3: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten der Verbundprobekörper und der monolithischen Probekörper	157
Tabelle 6.3: Zusammenstellung der verwendeten Materialkenngrößen (bew. Verbundbalken).....	170
Tabelle 9.1: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 1)	189
Tabelle 9.2: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 56 d (Teilprojekt 1)	189
Tabelle 9.3: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 2)	190
Tabelle 9.4: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 56 d (Teilprojekt 2)	190
Tabelle 9.5: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 28 d und 56 d (Teilprojekt 3)	190
Tabelle 9.6: Würfeldruckfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1).....	191
Tabelle 9.7: Würfeldruckfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2).....	191
Tabelle 9.8: Würfeldruckfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 3).....	191
Tabelle 9.9: Spaltzugfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 1)	192
Tabelle 9.10: Spaltzugfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 2)	192
Tabelle 9.11: Spaltzugfestigkeit des Altbetons nach 28 d und 56 d (Teilprojekt 3)	192
Tabelle 9.12: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1; Würfel)	193
Tabelle 9.13: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2; Würfel)	193
Tabelle 9.14: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 3, Würfel)	193
Tabelle 9.15: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1; Zylinder)	194
Tabelle 9.16: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2; Zylinder)	194
Tabelle 9.17: Elastizitätsmodul des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1).....	195
Tabelle 9.18: Elastizitätsmodul des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2).....	195
Tabelle 9.19: Elastizitätsmodul des Alt- und Neubetons (Teilprojekt 3)	195
Tabelle 9.20: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-6 (Teilprojekt 1).....	196
Tabelle 9.21: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-7 (Teilprojekt 1).....	197
Tabelle 9.22: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-8 (Teilprojekt 1).....	198
Tabelle 9.23: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-9 (Teilprojekt 1).....	199
Tabelle 9.24: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-10 (Teilprojekt 1).....	200
Tabelle 9.25: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-11 (Teilprojekt 1).....	201
Tabelle 9.26: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-12 (Teilprojekt 1).....	202
Tabelle 9.27: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C30 (Teilprojekt 2).....	203
Tabelle 9.28: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C60 (Teilprojekt 2).....	203
Tabelle 9.29: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C120 (Teilprojekt 2).....	204
Tabelle 9.30: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C150 (Teilprojekt 2).....	204
Tabelle 9.31: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M3 (Teilprojekt 3)	205

Abbildungsverzeichnis

Bild 1.1: Versuchsaufbau Plattenstreifen	20
Bild 1.2: Rechnerische Verformungsfigur des Plattenstreifens für den Fall, dass im Bereich der Fuge keine Zug- und Schubkräfte übertragen werden können	20
Bild 1.3: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen für den Plattenstreifen aus Bild 1.1	21
Bild 2.1: Oberflächenrauheit und mikroskopische Verzahnung aus [136]	25
Bild 2.2: Randwinkel zwischen Flüssigkeit und Substrat aus [134]	26
Bild 2.3: Schematische Darstellung wichtiger Einflussgrößen für den Haftverbund	27
Bild 2.4: Definition autogener und nicht autogener Phänomene aus [54].....	33
Bild 2.5: Schematische Darstellung einiger bisher verwendeter Versuchsaufbauten [15].....	34
Bild 2.6: Betrachtungsebenen von der Kristallstruktur bis zu Bauwerken in Anlehnung an [170].....	35
Bild 2.7: Schematische Darstellung des Einflusses der Verformungsgeschwindigkeit auf das Zugtragverhalten von Beton [14].....	37
Bild 2.8: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen in der Fuge eines nachträglich ergänzten Bauteils bis zu einem Neubetonalter von 144 h ($f_{cm,Neubeton} = 56,8$ MPa; aus [14])	38
Bild 2.9: Auswirkungen des Abflusses der Hydratationswärme auf die Zwangsspannungen im Neubeton (aus [14])	38
Bild 2.10: Einfluss der Zugfestigkeit in der Grenzzone und der vorhandenen Biegebewehrung auf die Rissbildung in der Grenzzone im Bereich von Biegerissen für ein Höhenverhältnis von Aufbeton und vorhandenem Beton von 0,46 (aus [14])	39
Bild 2.11: Einfluss der Zugfestigkeit in der Grenzzone und der vorhandenen Biegebewehrung auf die Rissbildung in der Grenzzone im Bereich von Biegerissen für ein Höhenverhältnis von Aufbeton und vorhandenem Beton von 0,80 (aus [14])	39
Bild 2.12: Versuchsaufbau bei Untersuchungen zum Ermüdungstragverhalten	40
Bild 2.13: Zusammenhang zwischen der Rauheit der Fuge (mittlere Rautiefe nach Kaufmann [85] als Kenngröße) und dem Oberflächenbeiwert β_{ct} nach DIN 1045-1 (07.2001) bzw. DAfStb Heft 525 [44] ..	43
Bild 2.14: Angenommener Zusammenhang zwischen der Rauheit der Fuge (Kenngröße: R_t nach [85]) und dem Beiwert c nach EN 1992-1-1 (Korrektur 2007)	44
Bild 2.15: Vergleich zwischen experimentell ermittelten Bruchschubspannungen und dem Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung für unbewehrte Fugen nach DIN 1045-1 (07.2001) und EN 1992-1-1 (12.2004 + Korrektur 2007) (HFB = hochfester Beton; NFB = Normalbeton)	44
Bild 2.16: Einfluss der Festigkeit des Neubetons auf die Schubtragfähigkeit (dargestellt sind die Mittelwerte der einzelnen Serien).....	45
Bild 2.17: Darstellung analog Bild 2.16. Berücksichtigung früherer Versuche von Daschner [38] und Reinecke [134] mit ähnlichem Aufbau.....	45
Bild 3.1: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) eines 28 d alten Betons nach Crumbie [36] (aus [146]).....	50
Bild 3.2: Kräftegleichgewicht einer Luftblase, die sich in einem Bingham-Fluid befindet (zur besseren Übersicht wurden die angreifenden Kräfte aus dem Schwerpunkt der Luftblase seitlich versetzt; aus [179]).....	51
Bild 3.3: Spaltzugversuche: Versuchsaufbau und Herstellung der Probekörper	53
Bild 3.4: Aufbau Balkenversuche	54
Bild 3.5: Schematische Darstellung der eigenen Untersuchungen auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen	55

Bild 4.1: Höchstdruckwasserstrahlen von Altbetonplatten.....	58
Bild 4.2: Fotos von Altbetonoberflächen (Ausschnitt jeweils: 15 x 15 cm ²)	59
Bild 4.3: Definition der Rautiefe R_i beim Sandflächenverfahren nach Kaufmann.....	65
Bild 4.4: Anwendung des Sandflächenverfahrens zur Bestimmung der mittleren Rautiefe R_i der Altbetonoberflächen	66
Bild 4.5: Links: Prinzip eines Triangulationssensors; rechts: verwendeter Doppeltriangulationssensor [58].....	66
Bild 4.6: 3D-Ansichten von vier laseroptisch erfassten Referenzflächen (Messfläche jeweils 30 x 30 mm ² ; Messpunktabstand: 0,03 mm; Skalierung vertikale Achse jeweils 0 bis 8 mm).....	67
Bild 4.7: ESEM-Aufnahme von C-S-H-Strukturen nach einer Hydratationsdauer von zwei Monaten (Produkt der Reaktion von reinem C ₃ S mit Wasser) (Die Aufnahme stammt aus dem Bildarchiv des Lehrstuhls für Bauchemie der TU München).....	68
Bild 4.8: Prinzipskizze zur Berechnung des Wenzelschen Quotienten W	69
Bild 4.9: 3D-Ansichten von weiteren vier laseroptisch erfassten Referenzflächen (Messfläche jeweils 30 x 30 mm ² ; Messpunktabstand: 0,03 mm; Skalierung vertikale Achse jeweils 0 bis 8 mm).....	69
Bild 4.10: Links: 3D-Digitalisierer (Streifenprojektor mit Kameras); rechts: Messprinzip aus [62]	70
Bild 4.11: Links: Oberfläche Probekörper (Messbereich rot umrandet); rechts: digitalisierte Oberfläche (Grundrissabmessungen: 302 x 302 mm ²).....	71
Bild 4.12: Links: mittels Stahlrechen aufgeraute, digitalisierte Oberfläche analog zu Bild 4.11 (Grundrissabmessungen: 302 x 302 mm ²); rechts: 3D-Detailansicht der Oberfläche	72
Bild 4.13: Wasseraufnahmekoeffizient über die Würfeldruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung (dargestellt sind die Messergebnisse und die Regressionskurve).....	73
Bild 4.14: Links: CCD-Kameras des Verformungsmesssystems ausgerichtet auf die mit einem Punktmuster besprühte Seitenfläche eines Probekörpers in der Spaltzugprüfmaschine; rechts: besprühte Oberfläche eines Probekörpers (die gestrichelte Linie markiert die Lage der Verbundfuge).....	74
Bild 4.15: Auswertung der optischen Verformungsmessungen: Grenzzone 25,57 s nach dem Beginn des Spaltzugversuches gerissen (Stage 0-4); endgültiges Versagen etwa 3 s später (Stage 0-23), nach einer Laststeigerung von etwa 12 % gegenüber Stage 0-4.....	75
Bild 4.16: Links: Bruchbild eines Probekörpers mit zwei Bruchflächen; rechts: Bruchbild eines Probekörpers mit einer Bruchfläche und Rissen, die sich von den Lasteinleitungspunkten ausgehend bis in die Probekörpermitte fortsetzen	76
Bild 4.17: Einfluss der Oberflächenrauheit und der Zusammensetzung des Neubetons auf die Spaltzugfestigkeit. Unterscheidung: rote Punkte: Neubeton enthält kein Fließmittel (Mischung M-6); blaue Punkte: Fließmittel im Neubeton (Mischung M-7).....	77
Bild 4.18: Darstellung analog Bild 4.17; zusätzlich: Ergebnisse für die vergleichbaren Versuche mit „wassergesättigter“ Altbetonoberfläche.....	77
Bild 4.19: Darstellung analog Bild 4.18; zusätzlich: Ergebnisse für Probekörper mit hochfesten Altbetonen mit geringem Wasseraufnahmekoeffizient	78
Bild 4.20: Darstellung analog Bild 4.17; zusätzlich: Ergebnisse für die Probekörper mit anderer Altbetonfestigkeit und Verlauf der Trendlinien.....	79
Bild 4.21: Darstellung analog Bild 4.17; zusätzlich: Ergebnisse für die vergleichbaren Versuche mit „wassergesättigter“ Altbetonoberfläche.....	79
Bild 4.22: Spaltzugfestigkeiten der Verbundkörper aus hochfestem Beton (C55; C70 und C100) unter Berücksichtigung der Rauheit der Altbetonoberfläche (repräsentiert durch den mittleren, modifizierten Wenzelschen Quotienten der Altbetonplatte).....	80
Bild 4.23: Bruchflächen der Probekörper 2-8-I bis 2-8-IV: Die oberste Altbetonschicht haftet nahezu komplett am Neubeton (Mischung M-7 mit Fließmittel)	81
Bild 4.24: Bruchflächen der Probekörper 2-4-I bis 2-4-IV: Die oberste Altbetonschicht haftet nur bereichsweise am Neubeton (Mischung M-6 ohne Fließmittel).....	81

Bild 4.25: Ausschnitt aus einer Verbundplatte (Altbeton unten). Die oberste Schicht des hochfesten Altbetons (Mischung M-5) besteht vorwiegend aus feinkörnigen Gesteinskörnern und Zementstein ...	82
Bild 4.26: Bruchflächen der Probekörper B-C120-3-I bis B-C120-3-IV (Altbeton: C120; Neubeton: C120; Fugenoberfläche schwach sandgestrahlt): Die Farbunterschiede deuten auf Verbundschädigungen hin, die während der 28-tägigen Lagerung der Verbundplatte auftraten. Weitgehend ungeschädigt blieb nur ein kleiner Bereich in der Plattenmitte	83
Bild 4.27: Bruchflächen der Probekörper B-C30-4-I bis B-C30-4-IV (Altbeton: C30; Neubeton: C150; Fugenoberfläche schwach sandgestrahlt): Die Farbunterschiede deuten auf Verbundschädigungen hin, die während der 28-tägigen Lagerung der Verbundplatte auftraten	84
Bild 4.28: Aufbau Balkenversuche (Ansicht und Grundriss eines Verbundbalkens).....	85
Bild 4.29: Digitalisierte Fugenoberfläche des Balkens 1 (Ausschnitte aus der mittels Stahlrechen aufgerauten Fläche) mit Angabe der berechneten Wenzelschen Quotienten für relevante Teilbereiche (die x-Koordinate ist an der Stirnseite Null und verändert sich in Balkenlängsrichtung; Breite der Ausschnitte (y-Richtung) ca. 40 cm)	86
Bild 4.30: Digitalisierte Fugenoberfläche des Balkens 3 (Ausschnitte aus der wassergestrahlt Fläche) mit Angabe der abschnittsweise berechneten Wenzelschen Quotienten (die x-Koordinate ist an der Stirnseite Null und verändert sich in Balkenlängsrichtung; Breite der Ausschnitte (y-Richtung) ca. 40 cm)	87
Bild 4.31: Lagerung der Balken in Phase 1 (Abstand der Auflagerpunkte) und Anordnung der Sensoren für die Schallemissionsanalyse (Grundriss und Seitenansicht).....	88
Bild 4.32: Lagerung der Balken in Phase 2 (2-Punkt Lagerung)	88
Bild 4.33: Lagerung der Balken in Phase 3 (Anordnung der Auflagerpunkte wie beim Bruchversuch) .	88
Bild 4.34: Trocknungsschwinden nach DAfStb Heft 422 [25] an Betonzylindern: Veranschaulichung des ungleichen Schwindens unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Betonalters.....	89
Bild 4.35: Verlauf der Kriechzahl für den Fertigteil- und den Ergänzungsbeton (Kriechzahl = Kriechmaß nach DAfStb Heft 422 [25] geteilt durch die elastische Verformung der Betonzylinder; Belastungsbeginn im Betonalter 28 d)	90
Bild 4.36: Aufbau des verwendeten Reißrahmens	90
Bild 4.37: Temperatur- und Spannungsverlauf während des Reißrahmenversuchs	91
Bild 4.38: Festigkeitsentwicklung des verwendeten Neubetons	92
Bild 4.39: Berechnete Schallgeschwindigkeiten bei der Kalibrierung der SEA-Sensoren (Messungen am Verbundbalken 3).....	93
Bild 4.40: Anordnung der Multi-Ring-Elektroden im Bereich der Neubetonergänzung (Höhe der Neubetonergänzung ca. 10 cm).....	94
Bild 4.41: Austrocknung der Ergänzungsschicht eines Verbundbalkens bei einer Raumtemperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von ca. 50 % (Ergebnisse der Widerstandsmessungen mithilfe von MRE-Sensoren)	95
Bild 4.42: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen der geprüften Balken.....	96
Bild 4.43: Bruchbild Verbundbalken	96
Bild 4.44: 3D-Ansicht eines mittels Computertomographie erfassten Bohrkerns aus einem nachträglich ergänzten Bauteil (die Fuge verläuft in der Schnittfläche nahezu horizontal).....	97
Bild 4.45: Links: CT-Aufnahme (Schnitt durch den Bohrkern; Durchmesser = 50 mm); rechts: Binärbild für die Bildanalyse (weiße Einschlüsse = Luftporen).....	98
Bild 4.46: Luftporenanteil in horizontalen Schnitten im Bereich der Grenzzone zwischen Neu- und Altbeton (für den Bohrkern aus Bild 4.44)	99
Bild 4.47: Bruchflächen der Probekörper 2-5-I bis 2-5-IV (Neubetonseite): Es sind kaum größere Luftporeneinschlüsse zu erkennen. Der Neubeton enthielt kein Fließmittel (Mischung M-6)	100
Bild 4.48: Links: Bruchfläche (15 x 15 cm ²) mit vergleichsweise vielen Luftporeneinschlüssen (Neubetonseite des Probekörpers B-C30-3-I); rechts: Binärbild für die Bildanalyse	100

Bild 4.49: Zwei-Platten-Modell zur Beschreibung von rheologischen Größen [18].....	101
Bild 4.50: Verwendetes Rotationsrheometer [30] zur Bestimmung der Fließeigenschaften ausgewählter Frischbetone (Bilder aus [172])	103
Bild 4.51: Messpunkte und Ausgleichsgerade für den Versuch Nr. 2 mit der „M-10“-Rezeptur (überproportional abnehmendes Drehmoment bei kleinen Scherraten bzw. Schergeschwindigkeiten)	105
Bild 4.52: Zusammenhang zwischen Schergeschwindigkeit und Drehmoment für die fünf untersuchten Betonmischungen (gemittelte Verläufe)	105
Bild 4.53: Verwendeter Viskomat und eingesetzte Paddel [142].....	106
Bild 4.54: Standardprüfprofil für die mit dem Viskomat durchgeführten Versuche	107
Bild 4.55: Verlauf des gemessenen Drehmoments über die Zeit (Standardprüfprofil) für die Ausgangsrezepturen der Zementleimmischungen	108
Bild 4.56: Zusammenhang zwischen dem Drehmoment und der Umlauffrequenz für die Ausgangsrezepturen der Mörtelmischungen während der letzten zwei Minuten des Standardprüfprofils ($8 < t < 10$ min).....	109
Bild 4.57: Zusammenhang zwischen Drehmoment und Umlauffrequenz für Mörtelmischungen mit unterschiedlichem Fließmittelgehalt während der letzten zwei Minuten des Standardprüfprofils ($8 < t < 10$ min).....	110
Bild 4.58: Partikelgrößenverteilung der Feinstoffe des Teilprojektes 1 (Bestimmung mittels Lasergranulometer im „Liquid-Mode“ mit Isopropanol als Dispergiermittel)	112
Bild 4.59: Partikelgrößenverteilung der Zemente des Teilprojektes 1 (Bestimmung mittels Lasergranulometer im „Liquid-Mode“ mit Isopropanol als Dispergiermittel und im „Dry-Mode“)	113
Bild 4.60: Partikelgrößenverteilungen (PSD) der untersuchten Zementleime (Bestimmung mittels Akustik-Spektrometer) im Vergleich zur PSD des getrockneten Zements	114
Bild 4.61: Schematische Darstellung des Querschnitts eines Zementpartikels aus [129] (die Fließmittelbestandteile adsorbieren bevorzugt an positiv geladenen Bereichen der Oberfläche)	115
Bild 4.62: Zusammenhang zwischen der Fließmittelmenge und dem an Zementleimen bestimmten Zetapotenzial (elektroakustisches Messverfahren; $T_{Leim} = 22,5$ °C).....	117
Bild 4.63: Tensiometer mit Platten-Messsystem und schematische Darstellung der Plattenmethode aus [55] bzw. [94].....	118
Bild 4.64: Einfluss der Fließmittel auf die Oberflächenspannung von reinem Wasser	119
Bild 4.65: Einfluss der Fließmittel auf die OFS der filtrierten Porenlösungen	120
Bild 4.66: Sedimentation und Kristallbildung bei der Zementleimmischung M-7L	121
Bild 4.67: Links: REM-Aufnahme der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Probe 2). Der rote Punkt markiert die Messstelle der in Bild 4.68 dargestellten Elementanalytik. Rechts: Ergebnisse der Elementanalytik für das linke Bild („Elementmapping“).....	122
Bild 4.68: EDX-Spektrum Sp1 für die in Bild 4.67 mit einem roten Punkt markierte Messstelle. Im Bereich der Messstelle befinden sich demnach hauptsächlich $Ca(OH)_2$ -Verbindungen	123
Bild 4.69: Links: REM-Aufnahme der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Probe 3; das Gesteinskorn an der Oberfläche des Altbetons weist zahlreiche Risse auf, die möglicherweise durch das Sandstrahlen der Oberfläche entstanden); rechts: Ergebnisse der Elementanalytik für das linke Bild („Elementmapping“)	123
Bild 4.70: Links: REM-Aufnahme der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Probe 3; die Porosität der Zementmatrix des Altbetons und der Zementmatrix des Neubetons unterscheidet sich deutlich); rechts: Ergebnisse der Elementanalytik für das linke Bild („Elementmapping“)	124
Bild 5.1: Geometrie realer Zementpartikel (messtechnisch erfasst mit [153])	126
Bild 5.2: Vergleich zwischen der „gemessenen“ Sieblinie eines Zements und der im Rechenmodell vorhandenen Partikelgrößenverteilung (PSD).....	126

Bild 5.3: Mittels Bildanalyse bearbeitete REM-EDX-Aufnahmen zweier Zemente aus einer Online-Zementdatenbank [121] (aus diesen Aufnahmen lässt sich ein Verteilungsmuster für die Hauptklinkerphasen (C_3S , C_2S , C_3A und C_4AF) ableiten)	127
Bild 5.4: Ergebnisse der Simulation von Hydratationsvorgängen im Bereich einer Grenzzone (rosa) mit dem CEMHYD3D-Programm des NIST für die Mischung M-6 bzw. M-7 (C30) zu Beginn der Hydratation und nach 28 Tagen (Randbedingungen: abgeschlossenes System; isotherme Verhältnisse); ausgewählte Farbzuordnungen in den Bildern auf der linken Seite: schwarz = wassergefüllter Porenraum; rot = C_3S ; gelb = C-S-H; blau = CH; weiß = luftgefüllter Porenraum	128
Bild 5.5: Ergebnisse der Simulation von Hydratationsvorgängen im Bereich einer Grenzzone (rosa) mit dem CEMHYD3D-Programm des NIST für die Mischung M-12 (C100) nach 28 Tagen (Randbedingungen: abgeschlossenes System; isotherme Verhältnisse; im rechten Diagramm ist auch der Verlauf der Porosität im Ausgangssystem dargestellt).....	129
Bild 5.6: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-6 bzw. M-7 nach 28 d	129
Bild 5.7: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-8 (C30 + FM + MS) nach 28 d	130
Bild 5.8: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-10 (C55) nach 28 d	130
Bild 5.9: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-11 (C70) nach 28 d	130
Bild 5.10: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-12 (C100) nach 28 d	131
Bild 5.11: Blick auf zwei modifizierte Grenzflächen im Ausgangszustand ($t = 0$) (Außenabmessungen jeweils $100 \times 100 \mu\text{m}^2$; unterschiedlich große Öffnungen in der Mitte der Grenzfläche)	131
Bild 5.12: Vergleich zwischen dem Feststoffanteil in Modellsystemen mit Grenzzone und einem Vergleichssystem ohne Grenzzone. In den Modellsystemen mit Grenzzone betrug die Porenöffnung 0 (= keine Pore), 40 bzw. 60 μm (Hydratationsdauer zum Auswertungszeitpunkt: 28 d); d_{min} = „Mindestpartikelabstand“ in μm	132
Bild 5.13: Zeitliche Entwicklung des maximalen Porenanteils für unterschiedliche Randbedingungen (in einem Fall wurde die Wassermenge vor Beginn der Hydratation um 5,2 % reduziert)	133
Bild 5.14: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-10 (C55) nach 28 d („ohne“ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Anreicherung an der Grenzfläche)	134
Bild 5.15: FE-Modell für die Untersuchungen zum Einfluss größerer Luftporen in der Grenzzone auf die Zugtragfähigkeit (zentrischer Zugversuch).....	135
Bild 5.16: Porenanordnungen in der Grenzzone (6 verschiedene Fälle).....	136
Bild 5.17: Ergebnisse der Berechnungen (Einfluss der Luftporen in der Grenzzone auf die Zugfestigkeit).....	137
Bild 5.18: Translation des Hauptspannungsraumes entlang der hydrostatischen Achse zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit im Materialmodell von Lade (aus [98]).....	138
Bild 5.19: Vereinfachte Darstellung der „dreidimensionalen Bruchflächen“ des Materialmodells nach Lade [155] für zwei unterschiedliche m-Werte (Hinweis: Die in der Deviatorebene zu erkennenden „Knicke“ in der Bruchfläche treten im eigentlichen Modell nicht auf)	139
Bild 5.20: Links: Schematische Darstellung des „Spaltzugversuchs“ (vgl. Bild 3.3); rechts: FE-Struktur für die Vergleichsberechnungen.....	140
Bild 5.21: Spannungsverteilung in der Grenzzone ($15 \times 15 \text{ cm}^2$) zwischen Alt- und Neubeton beim Spaltzugversuch (Nachrechnung eines Probekörpers aus hochfestem Beton (C100); die Lasteinleitung erfolgte in diesem Fall über Stahlleisten)	141
Bild 5.22: Rechnerischer Zusammenhang zwischen dem Torsionsmoment und der Verdrehung um die Längsachse (FE-Struktur aus Bild 5.15; Materialkennwerte siehe Tabelle 5.3 oder Angaben in den Diagrammen)	142

Bild 5.23: Zusammenhang zwischen Torsionsmoment und Schubspannung	143
Bild 5.24: Versuchskörper für die Simulation einer kombinierten Druck-Schub-Beanspruchung (links: Versuchsaufbau von Mainz; rechts: FE-Modell für die Versuchsnachrechnung)	144
Bild 5.25: Einfluss der Zugfestigkeit in der Fuge und der Fugenneigung auf die Traglast für den in Bild 5.24 dargestellten Versuchsaufbau	145
Bild 5.26: Rechnerischer Zusammenhang zwischen der Schubtragfähigkeit und der Normalkraft senkrecht zur Fuge	145
Bild 5.27: Versuchsaufbau von Daschner [38] (Bei den Nachrechnungen wurde der Fall $N = 0$ untersucht; zwei Scherflächen mit jeweils $15 \times 15 \text{ cm}^2$)	146
Bild 5.28: Versuchskörper von Beushausen [15] (Scherfläche: $15 \times 15 \text{ cm}^2$)	146
Bild 5.29: Versuchskörper von Reinecke [134] und [189] (2 Scherflächen mit jeweils $50 \times 15 \text{ cm}^2$) ...	146
Bild 5.30: Vergleich rechnerischer Schubspannungsverteilungen in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (unmittelbar vor dem „Versagen“ der Probekörper)	147
Bild 5.31: Nachrechnung Balkenversuch	148
Bild 5.32: Exemplarischer Vergleich zwischen tatsächlicher und rechnerischer Kraft-Durchbiegungsbeziehung (Verbundbalken 3)	149
Bild 5.33: FE-Modell zur Nachrechnung des Reißrahmenversuchs (aufgrund der Symmetrie des Rahmens ist die Betrachtung einer Hälfte ausreichend; die Abmessungen des Reißrahmens werden z. B. in [21] angegeben)	150
Bild 5.34: Zeitliche Entwicklung der Betonzugspannung im Reißrahmen: Vergleich zwischen Versuch und FE-Berechnung (ohne Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften) (mit dargestellt: zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit basierend auf den in Abschnitt 4.1.8 dokumentierten Spaltzugversuchen)	150
Bild 5.35: Zeitliche Entwicklung der Dehnrate während des Reißrahmenversuchs und Verhältniswerte zwischen berechneten (ohne Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften) und tatsächlichen Betonzugspannungen	151
Bild 5.36: Angenommene Temperaturverteilung in Längsrichtung je Zeitabschnitt für die FE-Berechnung (+ Lage der Temperaturmessstellen im Reißrahmen)	152
Bild 5.37: Temperaturverlauf in der Mitte des Reißrahmens und im Bereich der Querschnittsaufweitung	153
Bild 5.38: Oben: durch Volumenkontraktion des Neubetons verformte Verbundplatten (Abmessungen der Verbundplatten: siehe Bild 3.3, gelb = Grenzzone ($h_{Gr} = 1 \text{ cm}$), oberhalb der Grenzzone: Neubeton); unten: zugehörige Spannungsverteilungen in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Normalspannungen senkrecht zur Fuge; Farbzunordnung: Zugspannungen blau, Druckspannungen rot)	154
Bild 6.1: Einfluss der Oberflächenrauheit und der Zusammensetzung des Neubetons auf die Spaltzugfestigkeit. Unterscheidung: (1) kein Fließmittel im Neubeton (rot); (2) Fließmittel im Neubeton (blau)	157
Bild 6.2: Möglicher Ansatz zur Abschätzung der Verbundfestigkeit unter Berücksichtigung der Zusammensetzung des Neubetons (aus [48])	162
Bild 6.3: Vergleich zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen (Abschätzung der Spaltzugfestigkeiten mit dem Ansatz aus [48])	163
Bild 6.4: Links: Ettringit, kristallisiert ohne Fließmittelzugabe; rechts: Ettringit, kristallisiert in Anwesenheit von MFS-Harz (Polykondensat) (aus [129])	165
Bild 6.5: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen für den Plattenstreifen aus Bild 1.1 (mit und ohne Verbundbewehrung)	169
Bild 6.6: Oben: Ausschnitt der rechnerischen Verformungsfigur des Plattenstreifens (guter Beton-Beton-Verbund); unten: Bewehrung des Plattenstreifens (Darstellung wie oben nur ohne den Beton)	170
Bild 6.7: Aufpinseln der Mikrosilikaspension ca. 10-20 min vor dem Aufbringen des Neubetons....	171

Bild 6.8: Schematischer Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt der Altbetonoberfläche und der Verbundfestigkeit (in Anlehnung an [149]) 172

Verwendete Zeichen und Einheiten

Im Folgenden werden die wichtigsten in dieser Arbeit verwendeten Zeichen und Einheiten aufgeführt.

Abkürzungen und Sonderzeichen

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
BAM	Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
CEB	Comité Euro-International du Béton
CCD	Charged-Coupled Device
CT	Computertomographie
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIN	Deutsches Institut für Normung
EDX	Energy Dispersive X-Ray Analysis (energie-dispersive Röntgenstrahlen-Analyse)
EN	Europäische Norm
ESEM	Environmental Scanning Electron Microscope
FA	Flugasche
FEM	Finite-Elemente-Methode
FIB	Fédération Internationale de la Précontrainte
FM	Fließmittel
HDW	Höchstdruckwasserstrahlen
HFB	Hochfester Beton
ISO	Internationale Organisation für Normung
ITZ	Interfacial Transition Zone
LRFD	Load Resistance Factor Design
MS	Mikrosilika
MRE	Multiringelektrode
NIST	National Institute of Standards and Technology
NFB	Normalfester Beton
OFS	Oberflächenspannung
ÖNORM	Österreichisches Normungsinstitut
PSD	Partikelgrößenverteilung (engl.: Particle Size Distribution)
REM	Rasterelektronenmikroskop
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de recherches sur les Matériaux et les constructions
r. F.	relative Luftfeuchte in %
RR	rüttelrau
SCC	Self Compacting Concrete (Selbstverdichtender Beton)
SWS	schwach sandgestrahlt
STL	StereoLithography (auch: Surface Tessellation Language)
STS	stark sandgestrahlt
UHPC	Ultra High Performance Concrete
UHPRFC	Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete
w/b-Wert	Wasserbindemittelwert
w/z-Wert	Wasserzementwert
∅	Durchmesser

Abkürzungen der Zementchemie

A	Aluminiumoxid Al_2O_3	C	Calciumoxid CaO
F	Eisenoxid Fe_2O_3	H	Wasser H_2O
S	Siliziumdioxid SiO_2		
C_3S	Tricalciumsilikat, Alit	C_2S	Dicalciumsilikat, Belit
C_3A	Tricalciumaluminat	C_4AF	Tetracalciumaluminatferrit
C-S-H	Calciumsilikathydrat mit variabler Zusammensetzung		
CH	Calciumhydroxid, Portlandit $\text{Ca}(\text{OH})_2$		

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche (Querschnittsfläche, Oberfläche, Scherfläche) in mm^2 , cm^2 , m^2
A_w	Wasseraufnahmekoeffizient in $\text{kg}/(\text{m}^2\text{s}^{0,5})$
A_{gt}	gesamte Dehnung bei Höchstkraft in %
C	Concrete
D	fraktale Dimension
E	E-Modul in MPa
F	Kraft (F_A = Auftriebskraft, F_G = Gewichtskraft, F_W = Widerstandskraft) in mN, N, kN, MN
G	Schubmodul in MPa
G_f	Bruchenergie in J/m^2
L	Länge in m
M, M_T	Masse oder Moment, Torsionsmoment in kNm
N	Normalkraft in kN
R	Radius in m
R_{eH}	obere Streckgrenze in MPa
R_m	Zugfestigkeit in MPa
$R_{p0,2}$	Spannung bei einer nichtproportionalen Dehnung von 0,2 % d. Gesamtmesslänge i. MPa
R_t	mittlere Rautiefe nach Kaufmann (Sandflächenverfahren) in mm
S_0	Anfangsquerschnitt innerhalb der Versuchslänge in mm
T	Temperatur in °C (Temperaturunterschied in K)
T_{N1} , T_{N2}	1. Nullspannungstemperatur, 2. Nullspannungstemperatur
V	Volumen in m^3
V_A , V_R	Anziehungsenergie, Abstoßungsenergie
W	Wenzelscher Quotient

Kleine lateinische Buchstaben

a	Ausbreitmaß in cm oder Beiwert
b	Breite in m
c	Beiwert
c_{nom}	Nennmaß der Betondeckung in mm, cm
d	Abstand oder Durchmesser in m
d_{min}	Mindestpartikelabstand in μm
f	Festigkeit in MPa
g	Ortsfaktor bzw. Erdbeschleunigung in m/s^2
h	Höhe oder Abstand in m
l	Länge in m
m	Masse in kg oder Beiwert
p	Druck
r	Radius in m
s	Beiwert oder Standardabweichung

t	Zeit in s
v	Geschwindigkeit in m/s
x, y	horizontale Koordinaten
z	vertikale Koordinate

Griechische Buchstaben

α	Winkel oder Beiwert
α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient in 1/K
β	Beiwert oder Winkel (Fugenneigungswinkel)
β_{ct}	Beiwert zur Berücksichtigung der Oberflächenbeschaffenheit
γ	Sicherheitsbeiwert oder Oberflächenspannung einer Flüssigkeit in N/m
Δ	Differenz
ε	Dehnung
ζ	Zetapotenzial in mV
η, η_{pl}	Viskosität, plastische Viskosität in Pa s
θ, ϑ	Winkel; Benetzungs- bzw. Kontaktwinkel in Altgrad
μ	Querdehnzahl
π	Kreiszahl Pi
ρ	Dichte in kg/m ³
σ	Spannung in MPa
τ	Schubspannung bzw. Scherwiderstand in MPa
τ_B	Fließgrenze nach Bingham
φ	Kriechzahl
ω	Winkelgeschwindigkeit

Indizes

0	Null, Startwert, Ausgang	m	Durchschnittswert; mittlerer Wert
a	außen	max	Maximum
c	Beton; Druck	min	Minimum
cu, cube	Würfel	o	oben
cyl	Zylinder	r	radial
d	Bemessungswert	R	Widerstand
dry	trocken gelagert	s	Betonstahl; Schwinden
F	Flüssigkeit	spl	splitting
ges	Gesamt	t	Zeitpunkt; Zug; quer
gr	Grenz-	u	unten; Grenzwert
Gr	Grenzzone	v	vertikal
i	innen; Laufvariable	y	Fließ-, Streckgrenze
j	Fuge (engl.: joint)		
k	charakteristisch		
L	Luft		

Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen

Kurzfassung

Die Tragfähigkeit für Zug- und Schubkräfte in der Grenzfläche zwischen Betonen unterschiedlichen Alters ist im Zusammenhang mit den aus wirtschaftlichen Gründen zunehmend eingesetzten Fertigteilkonstruktionen und den mit wachsendem Volumen anstehenden Sanierungsmaßnahmen von großer Bedeutung. Bisher wird die Fugenrauheit als wesentliche Einflussgröße angesehen. Makroskopische Tastversuche zum Verbundverhalten von Hochleistungsbetonen zeigen, dass durch die Zugabe von speziellen Zusatzmitteln und Zusatzstoffen vergleichsweise hohe Verbundfestigkeiten erzielt werden können. Die Zusammensetzung des Neubetons scheint demnach die Tragfähigkeit wesentlich zu beeinflussen. Dieser Effekt wird im Rahmen dieser Arbeit untersucht, wobei mit Hilfe moderner Rechen- und Untersuchungsmethoden erstmalig die im Betonbau bisher übliche, rein empirische Herangehensweise bei der Haftverbundproblematik abgelöst wird. Die Anwendung geeigneter Modelle (z. B. CEMHYD3D und FEM) soll als Grundlage dienen, zukünftig eine genauere Abschätzung und eine gezielte Verbesserung des Haftverbundes und somit des Tragverhaltens von nachträglich ergänzten Betonbauteilen vornehmen zu können.

A contribution to an accurate prediction of the load-carrying behaviour of joints between old and new concrete

Abstract

The load capacity for tensile and shear forces at the interfacial area between old and new concrete is of great significance for many structural repair and strengthening measures. Prefabricated, cost-effective construction components are being used more and more, and repair and strengthening measures are increasingly important. Up to now, the surface roughness of the shear joint is considered to be the decisive factor of influence. Macroscopic tests concerning the bond behaviour of high-performance concrete (HPC) show that comparatively high bond strength can be attained by the addition of admixtures and additives. The composition of the new concrete thus seems to influence the load-carrying behaviour significantly. This effect will be investigated within the scope of this thesis, in which modern calculation and examination methods will, for the first time, replace the purely empirical approach to the problem of adhesion capacity which was the standard procedure up to now in the field of concrete engineering. The implementation of suitable models (e.g. CEMHYD3D and FEM) is to provide the basis for a more precise prediction and to enable the specific improvement of bond strength and thus of the load-carrying behaviour of concrete components subsequently strengthened by a new concrete layer.

1 Einleitung

1.1 Ausgangssituation und Motivation

Das Bauen einer Behausung zählt seit jeher zu den Grundbedürfnissen des Menschen. Verschiedene Entwicklungen trugen dazu bei, dass sich der bauliche Gestaltungsspielraum bis heute zunehmend vergrößert hat. Seitdem so etwas wie die „gesellschaftliche Arbeitsteilung“ existiert, befassen sich „Spezialisten“ mit der Aufgabe, dauerhaft standsichere, gebrauchstaugliche und wohl proportionierte Bauwerke zu planen und zu realisieren. In der heutigen Zeit spielt hierbei der schonende Umgang mit Ressourcen eine zunehmend wichtigere Rolle.

Blickt man auf die Entwicklung der letzten Jahrzehnte, so ist Folgendes festzustellen:

- Der Baustoff Beton ist „mengenmäßig“ weltweit der am häufigsten eingesetzte Baustoff. Die jährlich hergestellte und verbaute Menge beträgt zurzeit schätzungsweise $0,5 \text{ m}^3$ pro Person auf unserem Planeten [111].
- Zur Rationalisierung der Bauprozesse kommen immer häufiger Fertigteil- und Halbfertigteilkonstruktionen zum Einsatz. Die Herstellung von Deckenplatten im Hochbau erfolgt häufig mit Fertigteilen, die auf der Baustelle durch Ortbeton ergänzt werden.
- In zunehmendem Maße sind bestehende Bauwerke zu sanieren oder aufgrund gestiegener Anforderungen zu verstärken. Fahrbahnplatten von Brücken können z. B. durch das Aufbringen einer neuen Stahlbetonschicht verstärkt werden.

In den Fertigteildecken mit Ortbetonerfüllung und in den nachträglich durch eine neue Stahlbetonschicht verstärkten Brückenfahrbahnplatten treffen Betone unterschiedlichen Alters unmittelbar aufeinander. Die Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton wird in dieser Arbeit als „Fuge“ bezeichnet. In den Fällen, in denen das Tragverhalten eines nachträglich ergänzten Bauteils entscheidend von der zwischen den Fugenufern übertragbaren Schubspannung beeinflusst wird, verwendet man den Begriff „Schubfuge“. Die Größe der übertragbaren Schubspannung und das Tragverhalten insgesamt werden maßgeblich von der Güte des „Haftverbundes“ zwischen den unterschiedlich alten Betonen beeinflusst. Das Tragverhalten nachträglich ergänzter Bauteile kann z. B. durch „Balkenversuche“ untersucht werden. Der in Bild 1.1 dargestellte Versuchsaufbau zeigt einen 80 cm breiten Plattenstreifen, der aus einem 7 cm dicken Fertigteilelement (inkl. Längs- und Querbewehrung aus Betonstahl) und einer 9 cm hohen, unbewehrten Betonerfüllung besteht. Mithilfe einer Simulationsberechnung, deren Annahmen und Hintergründe später genauer erklärt werden, kann der Einfluss des Haftverbundes zwischen Fertigteil und Betonerfüllung anschaulich demonstriert werden. In Bild 1.2 ist die Verformungsfigur unter der auflagennahen Einzellast F für den Fall eines „nicht vorhandenen“ Beton-Beton-Verbundes dargestellt. An den Balkenenden werden die Relativverschiebungen der Fugenufer offensichtlich. Die helleren Stellen (Plastifizierungen) deuten auf Risse hin.

Biegerisse sind sowohl im Fertigteileil als auch im Ortbeton zu erkennen. Da zwischen den Fugenufern rechnerisch keine Zug- oder Schubkräfte übertragen werden können, treten schon bei einer geringen Last vergleichsweise große Durchbiegungen auf. Die Traglast fällt gegenüber einem Plattenstreifen mit „gutem“ Beton-Beton-Verbund sehr deutlich ab. Aus den in Bild 1.3 dargestellten rechnerischen Kraft-Durchbiegungsbeziehungen geht dies anschaulich hervor. Durch den Einbau einer Verbund- bzw. Querkraftbewehrung kann die aufnehmbare Traglast gesteigert werden (bei ausreichender Biegebewehrung). Die Kombination aus gutem Haftverbund und Fugenbewehrung ermöglicht die höchste Traglast (in Bild 1.3 nicht dargestellt) (auch hier gilt der einschränkende Hinweis, dass die Traglast auch durch die vorhandene Biegebewehrung limitiert werden kann).

Es liegt nahe, den Traganteil, der sich aus dem Beton-Beton-Verbund ergeben kann, bei der Bemessung von nachträglich ergänzten Bauteilen zu berücksichtigen. Die Problematik besteht darin, dass dieser Traganteil von sehr vielen Faktoren beeinflusst wird und daher eine zielsichere Abschätzung dieses Traganteils bisher sehr schwerfällt.

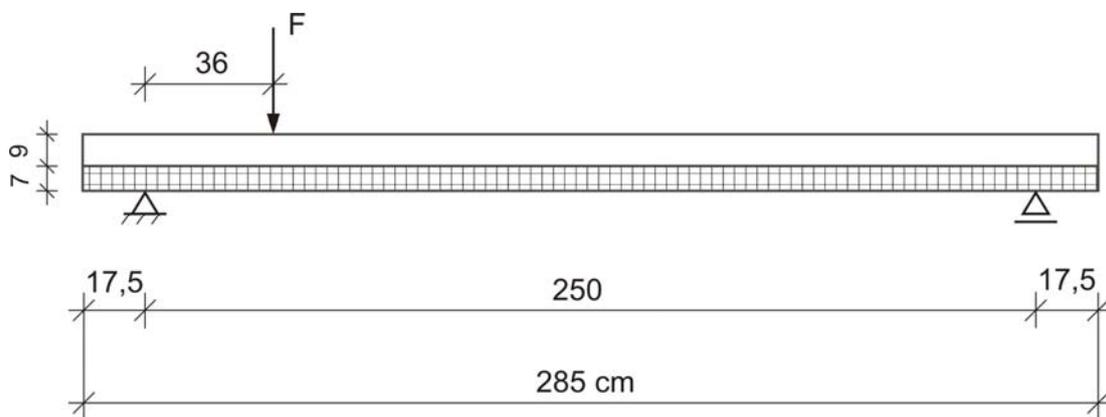


Bild 1.1: Versuchsaufbau Plattenstreifen

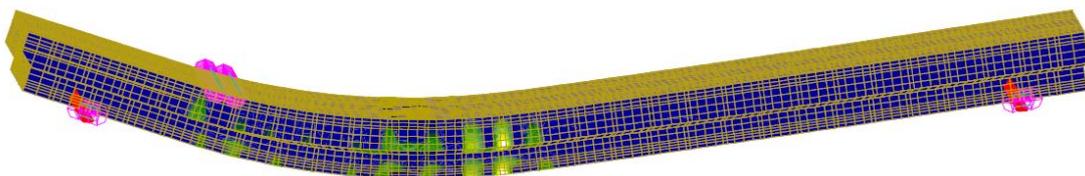


Bild 1.2: Rechnerische Verformungsfigur des Plattenstreifens für den Fall, dass im Bereich der Fuge keine Zug- und Schubkräfte übertragen werden können

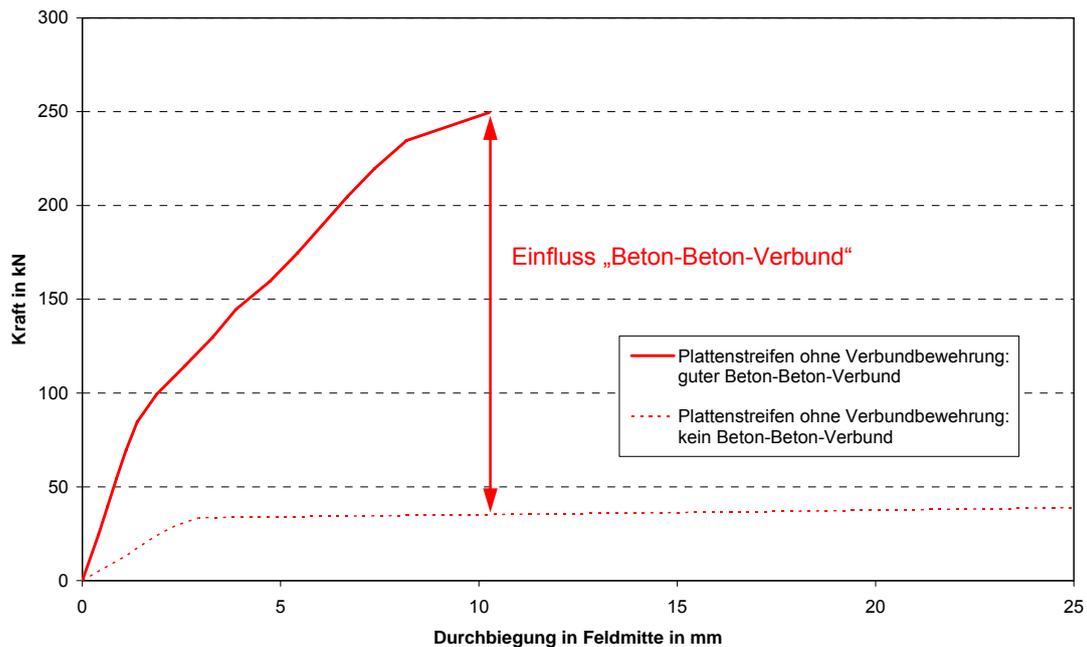


Bild 1.3: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen für den Plattenstreifen aus Bild 1.1

Zur Berechnung der aufnehmbaren Schubkräfte von bewehrten und unbewehrten Fugen werden in verschiedenen Regelwerken und Richtlinien einfache Formeln angegeben (z. B. in DIN 1045-1 (07.2001), DIN 1045-1 (08.2008), EN 1992-1-1 (12.2004), ÖNORM B 4700 (06.2001), ACI 318 (2002) und den AASHTO LRFD Specifications (2004)). Die Bemessungsergebnisse unterscheiden sich erheblich. Ein wesentlicher Grund besteht darin, dass der Traganteil, der sich aus dem Beton-Beton-Verbund ergeben kann, in unterschiedlicher Größenordnung berücksichtigt wird. Die Abschätzung des Betontraganteils liefert nach keinem der erwähnten Ansätze befriedigende Ergebnisse. Beim Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Bemessungswerten zeigen sich jedenfalls bei Bauteilen mit Fugen, in denen nur der Betontraganteil wirksam ist, teilweise sehr große Sicherheiten und insgesamt sehr große Streuungen [80]. Beim Hinterfragen der Bemessungsansätze werden die Gründe für die mangelhafte Übereinstimmung schnell deutlich:

- Die Bemessungsansätze berücksichtigen maximal zwei Einflussgrößen, nämlich die Betonzugfestigkeit des Neu- oder Altbetons und die Rauheit der Fugenoberfläche. Die Rauheit der Fugenoberfläche geht in der Regel in Form von Beiwerten in die Berechnungen ein. Die Festlegung der Beiwerte für die Oberflächenrauheit ergibt sich aus der Definition von Rauheitsklassen (z. B. „sehr glatt“, „glatt“, „rau“, „verzahnt“), deren Unterscheidung auf mehr oder weniger qualitativen Kriterien beruht.
- Die Herleitung der Bemessungsansätze basiert auf vergleichsweise wenigen Versuchsergebnissen ([71], [186]). Bei „Wiederholungsversuchen“ zeigten sich große Streuungen, die nicht durch die erfassten Einflussgrößen erklärbar sind [188]. Mangels geeigneter Messverfahren wurden wesentliche Einflussgrößen wie z. B. die Oberflächenrauheit und der Feuchtegehalt des Altbetons oder die

„Benetzungseigenschaften“ des flüssigen Neubetons nicht oder nur qualitativ erfasst.

- Neue Erkenntnisse in der Betontechnologie, die zur Entwicklung von hochfesten und ultrahochfesten Betonen geführt haben, blieben unberücksichtigt. Bisherige Versuche zeigen, dass hochfeste Altbetone bei gleicher Makrorauheit tendenziell weniger Möglichkeiten zur mikromechanischen Verzahnung bieten als normalfeste Betone mit größerer Porosität. Bei der Verwendung von Hochleistungsbetonen als Ergänzungsbeton zeigten sich zumindest bei Kleinkörperversuchen hohe Haftverbundfestigkeiten. Bei größeren Bauteilen stellt sich allerdings die Frage nach der Kompatibilität der unterschiedlich festen Betone [171]. Bei signifikanten Unterschieden im Schwindverhalten (starkes autogenes Schwinden bei hochfestem Beton), in den Temperaturdehnungskoeffizienten und in der Wasseraufnahme kann es in Abhängigkeit von den äußeren Randbedingungen zu mehr oder weniger großen Zwangsbeanspruchungen kommen. Die wirklichkeitsnahe Bestimmung der zu erwartenden Zwangsspannungen in der Grenzzone ist jedoch schwierig. Nach keiner der oben genannten Bemessungsvorschriften müssen Zwangsspannungen auf der Einwirkungsseite explizit berücksichtigt werden. In manchen Regelwerken wird zur Aufnahme von Zwangsspannungen in Randbereichen ohne äußere Druckbeanspruchung senkrecht zur Fuge eine konstruktive Mindestbewehrung gefordert.

Es sei betont, dass Verschmutzungen der Fugenoberfläche zu einer deutlichen Schwächung des Betontraganteils führen können. Bei ungünstigen Baustellenbedingungen (z. B. schlechte Kontrollierbarkeit der Fugenoberfläche) ist es nicht ratsam, die Verbundbewehrungsmenge durch einen hohen „rechnerischen“ Betontraganteil zu reduzieren. Falls der Einbau von Verbundbewehrungselementen jedoch mit einem größeren Aufwand verbunden ist und, wie im Falle der erwähnten Verstärkungsmaßnahmen, die Gefahr besteht, dass beim Bohren der erforderlichen Löcher vorhandene Bewehrungselemente (Betonstahl und Spannstahl) beschädigt werden, ist anzustreben, die Anzahl der Verbundbewehrungselemente auf ein Minimum zu reduzieren. In diesem Fall sind Erkenntnisse wichtig, die aufzeigen, unter welchen Voraussetzungen ein sehr guter Haftverbund erreicht werden kann, und die es ermöglichen, den Betontraganteil in Fugen möglichst wirklichkeitsnah abschätzen zu können. Die dafür notwendigen Grundlagen sollen in dieser Arbeit geschaffen werden.

1.2 Zielsetzung

In den Fugen nachträglich ergänzter Betonbauteile treten sehr unterschiedliche Beanspruchungszustände auf. Im Blickpunkt stehen hier vorwiegend schubbeanspruchte Fugen in biegebeanspruchten Bauteilen wie z. B. die oben erwähnten Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung oder die nachträglich durch eine Stahlbetonschicht verstärkten Brückenfahrbahnplatten. Die Fugen verlaufen in diesen Fällen horizontal, der Neubeton befindet sich oberhalb der vorhandenen Betonschicht. Kombinierte Druck-Schub-Beanspruchungen ergeben sich im Bereich von Lasteinleitungen und Auflagerzonen. Kombinationen aus Zugspannungen senkrecht und Schubspannungen parallel zur Fuge können im Bereich von Biege- und Schubrisen, die bis zur Fuge reichen, und an den Bauteilrändern auftreten. Bei experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten von

nachträglich ergänzten Bauteilen ist zu berücksichtigen, dass die Ergebnisse immer von dem gewählten Versuchsaufbau, der Geometrie der verwendeten Probekörper, der Lage der Fuge im Bauteil und weiteren Faktoren abhängen. Basierend auf rein experimentellen Untersuchungen ist es daher kaum möglich, allgemeingültige Aussagen zu treffen. Dieser Arbeit liegt die Vorstellung zugrunde, dass sich das Tragverhalten verschiedener Bauteile rechnerisch simulieren lässt (analog zu den oben vorgestellten Simulationsberechnungen). Die Herausforderung besteht darin, die im Bauteil verwendeten Materialien und Materialkombinationen (Beton + Stahl; Altbeton + Neubeton) durch geeignete Modelle möglichst wirklichkeitsnah „abzubilden“. Die hier beschriebenen Untersuchungen konzentrieren sich auf das Tragverhalten in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton. Für jedes Materialmodell, das zur Beschreibung des Tragverhaltens infrage kommt, stellt die in der Grenzzone aufnehmbare Zugspannung eine sehr wichtige Kenngröße dar. Die Untersuchungen dieser Arbeit befassen sich schwerpunktmäßig damit, Zusammenhänge zwischen verschiedenen Einflussgrößen (z. B. Oberflächenrauheit der Fuge; „Benetzungseigenschaften“ des Neubetons) und der Zugfestigkeit in der Grenzzone zu quantifizieren. Mit den Untersuchungen soll zunächst erreicht werden, dass die Mechanismen, die in einigen neueren Versuchen zu einem sehr guten Beton-Beton-Verbund geführt haben, besser verstanden werden. Wegen der Heterogenität des Baustoffes Beton ist ein besseres Verständnis allerdings nur dann erzielbar, wenn Untersuchungen auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen durchgeführt werden. Neben makroskopischen Bauteil- und Kleinkörperversuchen sind daher zum Beispiel auch dreidimensionale computertomographische Aufnahmen von Verbundkörpern und mikroskopische Untersuchungen vorgesehen (z. B. REM-EDX). Ergänzende Simulationsberechnungen zur Zementhydratation im Bereich der Grenzzone (CEMHYD3D) sollen dazu beitragen, dass möglichst allgemeingültige Aussagen erzielt werden. Damit soll die Basis für eine wirklichkeitsnähere Abschätzung sowie eine gezielte Verbesserung des Beton-Beton-Verbundes geschaffen werden.

Dadurch, dass von Beginn an naturwissenschaftliche Modellvorstellungen zur Adhäsion mitberücksichtigt werden und durch die bis auf die Mikroebene gehenden Betrachtungen sollen die Ergebnisse dieser Arbeit auch auf andere Anwendungsgebiete, bei denen ein guter „Beton-Beton-Verbund“ wichtig ist, übertragbar sein (z. B. zementgebundene Beschichtungen). Unterschiede ergeben sich daraus, dass hier Systeme im Vordergrund stehen, bei denen der Haftverbund statisch relevant ist und im Vergleich zu Beschichtungen mit vorwiegender Schutzfunktion in der Regel deutlich dickere Schichten ergänzt werden. Bei dünnen Beschichtungen können sich z. B. durch das Trocknungsschwinden bereits im jungen Alter sehr ungünstige Beanspruchungen ergeben. Das Versagen des Haftverbundes kann durch äußere Beanspruchungen oder durch Zwangsspannungen hervorgerufen werden. Durch Simulationsberechnungen oder durch ingenieurmäßige Überlegungen (analog zu den oben angegebenen Bemessungsansätzen) lässt sich abschätzen, ob der vorhandene Haftverbund ausreichend ist oder andere Maßnahmen ergriffen werden müssen. Bei statisch relevanten Ergänzungsschichten kann dies bedeuten, dass Bewehrungselemente vorzusehen sind. Bei Beschichtungen muss evtl. auf polymermodifizierte Zementmörtel bzw. -betone (PCC) oder auf andere Stoffsysteme zurückgegriffen werden (z. B. ECC = epoxidharzmodifizierter Zementmörtel oder -beton; PC = Kunststoffmörtel oder -beton). Zur Klarstellung sei erwähnt, dass hier fast ausschließlich Betone mit Portlandzement als Bindemittel zum Einsatz kommen (in manchen Fällen ergänzt durch Flugasche und/oder Mikrosilika). Untersuchungen zu Spritzbeton, PCC, ECC, PC und

Haftbrücken sind nicht vorgesehen, da diese „Baustoffe“ in den hier schwerpunktmäßig betrachteten Fällen kaum oder gar nicht zum Einsatz kommen.

1.3 Vorgehensweise

Ein großes Hindernis auf dem Weg zu den oben beschriebenen Zielen ergibt sich aus der Vielzahl an Faktoren, die den Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton und damit das Tragverhalten von Betonfugen beeinflussen können. Welche Einflussgrößen bisher in Betracht gezogen wurden und welche grundlegenden naturwissenschaftlichen Modellvorstellungen zur Adhäsion existieren, geht aus Kapitel 2 hervor. Des Weiteren werden in diesem Kapitel die Stärken und Schwächen bisher eingesetzter Untersuchungsmethoden und vorhandene numerische Berechnungsmethoden und Materialmodelle kurz erläutert. Die Beschreibung eigener Vorarbeiten dient als Anknüpfungspunkt für die im Folgenden vorgestellten Untersuchungen.

Die konkreten Fragen, die im Rahmen dieser Arbeit beantwortet werden sollen, und das zur Beantwortung dieser Fragen vorgesehene Arbeitsprogramm werden in Kapitel 3 dokumentiert.

Die eigenen Untersuchungen gliedern sich in experimentelle (Kapitel 4) und numerische Untersuchungen (Kapitel 5). Eine weitere Unterteilung bietet sich durch die Betrachtungen auf unterschiedlichen Ebenen an (Makro-, Meso- und Mikroebene).

In Kapitel 6 erfolgt die Beurteilung der durchgeführten Untersuchungen. Im Wesentlichen gilt es, die baupraktische Bedeutung der eigenen Untersuchungen herauszustellen und Hinweise zu geben, mit welchen Methoden und Verfahren in Zukunft zusätzliche Verbesserungen erzielt werden können und welche weiteren Einflussgrößen dabei zu berücksichtigen sind.

2 Stand der Forschung

In diesem Kapitel wird der bisherige Kenntnisstand vorgestellt. Den Schwerpunkt bilden Erläuterungen zu bisher untersuchten Einflussgrößen auf den Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton. Des Weiteren wird auf verwendete Untersuchungsmethoden und deren Stärken und Schwächen eingegangen. Eine wesentliche Schwäche besteht zum Beispiel darin, dass die Ergebnisse von Traglastversuchen immer von dem gewählten Versuchsaufbau beeinflusst werden. Eine gewisse Übertragbarkeit der Ergebnisse kann durch begleitende numerische Berechnungen erreicht werden. Derzeit verwendete Berechnungsmethoden und Materialmodelle werden hier genauso vorgestellt wie relevante Ergebnisse bisher durchgeführter numerischer Berechnungen. Abschließende Erläuterungen zu eigenen Vorarbeiten dienen als Anknüpfungspunkt für die Untersuchungen dieser Arbeit. Insgesamt soll die Bedeutung der später ausgewählten Versuchsparameter deutlich gemacht werden. Nicht außer Acht gelassen werden dabei die nachstehend beschriebenen naturwissenschaftlichen Modellvorstellungen zur Adhäsion.

2.1 Naturwissenschaftliche Aspekte der Adhäsion

Entscheidend für die Übertragbarkeit von Zug- und Schubkräften ist der Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton. Zur Erklärung von Haftmechanismen existieren verschiedene Modellvorstellungen. Bischof [17] unterscheidet zwischen spezifischer und mechanischer Adhäsion. Die spezifischen Adhäsionsmodelle basieren auf chemischen und physikalischen Wechselwirkungen im Grenzflächenbereich. Eine mechanische Verzahnung ergibt sich, wenn durch kapillare Kräfte Teile des noch frischen Neubetons in Poren der Altbetonoberfläche eindringen und sich dort nach Aushärtung in der kristallinen Struktur verankern (vgl. Bild 2.1).

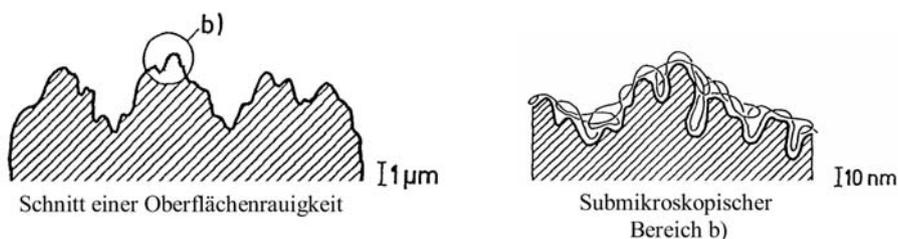


Bild 2.1: Oberflächenrauheit und mikroskopische Verzahnung aus [136]

Die Größe der mechanischen Adhäsion hängt nach Reinecke [134] im Wesentlichen von der Topographie der Altbetonoberfläche sowie von der Konsistenz und der makromolekularen Beschaffenheit des nachträglich aufgetragenen Betons ab. Durch die Verwendung von fließfähigem Neubeton mit geringer Oberflächenspannung kann die wirksame Kontaktfläche vergrößert und somit der Haftverbund verbessert werden. Der Einfluss der Oberflächenspannung auf die Größe der Kontaktfläche wird in Bild 2.2 veranschaulicht.

Ganz offensichtlich nimmt die Kontaktfläche zwischen Flüssigkeit und Feststoff mit zunehmender Oberflächenspannung der Flüssigkeit ab. Indikator einer großen Oberflächenspannung ist ein großer Randwinkel ϑ . Neben der chemischen Zusammensetzung der beteiligten Stoffe (Luft, Feststoff und Flüssigkeit) beeinflussen u. a. die Temperaturverhältnisse die Größe der möglichen Kontaktfläche. Ausführliche Informationen zu den Themen Adhäsion und Oberflächenspannung sind zum Beispiel in den Arbeiten von Bischof [17] und Fiebrich [52] enthalten.

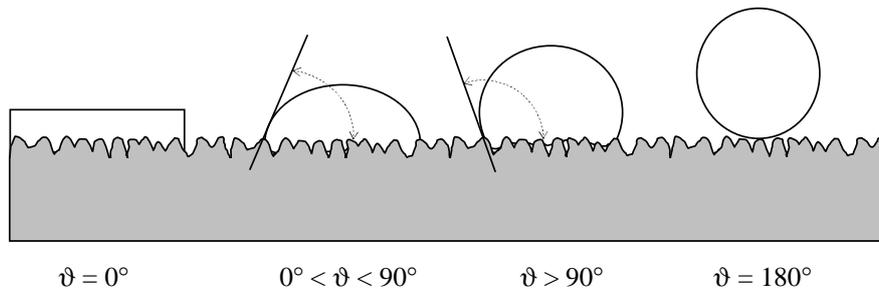


Bild 2.2: Randwinkel zwischen Flüssigkeit und Substrat aus [134]

Die Problematik der verschiedenen Modellvorstellungen besteht darin, dass kein Modell für sich alleine zur vollständigen Erklärung der Adhäsion imstande ist. Sicher ist, dass jedes der Modelle einen bestimmten Anteil an den komplexen Adhäsionsmechanismen beschreibt. Der Anteil ist abhängig vom jeweiligen Stoffsystem. Im Zusammenhang mit dem Betonverbund ist bisher eine Abschätzung der spezifischen und mechanischen Adhäsionsanteile nicht gelungen. Aufgrund der Heterogenität des Werkstoffs Beton sind rein analytische Modelle für eine wirklichkeitsnahe Quantifizierung der Adhäsionsmechanismen nicht geeignet.

Grundlegende, neue Erkenntnisse sind durch eine Verknüpfung von experimentellen Untersuchungen und numerischen Berechnungsmodellen zu erwarten [118]. Die im Hinblick auf die vorliegende Aufgabenstellung wesentlichen Aspekte werden im Folgenden aufgezeigt.

2.2 Adhäsionsverhalten zwischen Betonen unterschiedlichen Alters

Der Verbund zwischen Betonen unterschiedlichen Alters wird durch zahlreiche, nicht immer voneinander unabhängige Parameter beeinflusst. Einen ersten Überblick über verschiedene Einflussgrößen liefert die Darstellung in Bild 2.3. Die vorgenommene Einteilung basiert auf Forschungsarbeiten von Fiebrich [52], Trausch [165] und Bernard [14] sowie auf Erkenntnissen von Silfwerbrand und Beushausen [151].

Wesentlich für die erreichbare Verbundfestigkeit sind die Betoneigenschaften im Bereich der Grenzfläche. Die Festigkeiten des Neu- und Altbetons hängen zunächst einmal von den verwendeten Materialien und deren Mischungsverhältnissen ab.

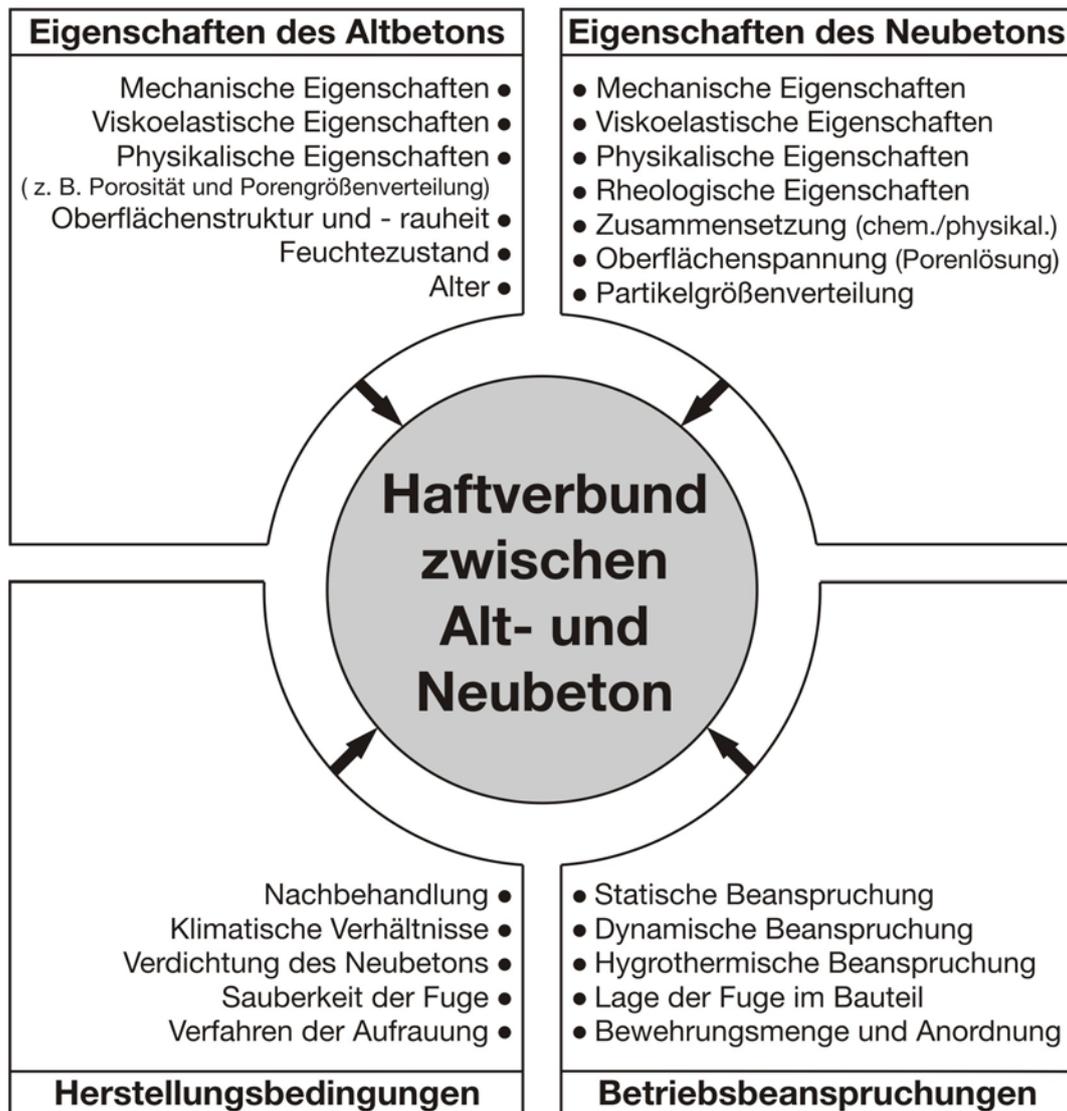


Bild 2.3: Schematische Darstellung wichtiger Einflussgrößen für den Haftverbund

2.2.1 Ausgangsstoffe

Eine zentrale Bedeutung für die Festigkeitsentwicklung hat das verwendete Bindemittel. Im Rahmen dieser Dissertation kommen fast ausschließlich Portlandzemente nach DIN EN 197-1 (02.2001) zum Einsatz. Portlandzemente unterscheiden sich in ihrer Mahlfineinheit und in der Zusammensetzung. Gewisse Schwankungen in der Zusammensetzung lassen sich u. a. wegen der naturgemäß nicht immer gleichen Rohmehlzusammensetzung kaum vermeiden. Der dem Zementklinker zugegebene Sulfatträger ist vor allem für das Erstarrungsverhalten von Bedeutung und beeinflusst maßgeblich die zeitliche Entwicklung der rheologischen Eigenschaften des Frischbetons [93].

Die sich bei der Hydratation des Zements abspielenden Vorgänge werden z. B. von Locher [104], Taylor [161] und Stark [158] beschrieben. Unter Federführung des NIST wurde in den letzten Jahren ein Rechenmodell entwickelt, das entscheidend zu einem besseren

Verständnis der komplexen Reaktionsmechanismen während der Zementhydratation beigetragen hat [10]. Von wesentlicher Bedeutung für die vorliegende Arbeit sind durchgeführte Studien zum Übergangsbereich zwischen Zementstein und Zuschlagskorn. Rund um Zuschlagkörner (Durchmesser mindestens 5- bis 10-mal so groß wie ein mittelgroßes Zementkorn) führt der so genannte „Wall effect“ zu einer weniger dichten Verteilung der Zementkörner. Während der Hydratation kommt es in diesem Bereich – unter der Annahme eines inerten Zuschlagkorns – nur zu einem einseitigen Kristallwachstum („one-sided growth effect“). Als Resultat dieser Effekte verbleibt eine Übergangszone („Interfacial transition zone“ = ITZ), die sich durch eine gegenüber dem restlichen Zementstein höhere Porosität und eine geringere Festigkeit auszeichnet ([13], [132]). Viele physikalische und mechanische Eigenschaften von Beton werden maßgeblich von der Größe der ITZ beeinflusst. Die Dicke der ITZ hängt von der Granulometrie des Zements ab und beträgt im Normalfall zwischen 10 und 50 μm [192]. Durch die Zugabe feinkörniger, puzzolansicher Zusatzstoffe, wie z. B. Mikrosilika, kann die Übergangszone stark minimiert werden [147], [11]. Bei hochfesten Betonen trägt dies entscheidend zur Festigkeitssteigerung bei. Hinzu kommt, dass sich aufgrund niedriger w/z-Werte insgesamt ein dichteres Gefüge als bei normalfesten Betonen einstellt. Die genannten Effekte in der ITZ zwischen Zementstein und Zuschlagskorn treten auch in der Übergangszone zwischen Alt- und Neubeton auf und die Zusammenhänge lassen sich auf diese übertragen.

Die Herstellung von Betonen mit niedrigen w/z-Werten macht aus verarbeitungstechnischen Gründen die Verwendung von Fließmitteln erforderlich. Durch deren Zugabe verändert sich die Anziehungs- und Abstoßungstendenz von Zement- bzw. Bindemittelpartikeln. Die durch Fließmittel erhöhte Abstoßungstendenz führt zu einer besseren Verteilung der Partikel, gewährleistet die Verarbeitbarkeit und ermöglicht im Allgemeinen eine Verdichtung der Zementmatrix. Zur Beschreibung der Wirkungsweise existieren Modellvorstellungen, die z. B. von Hirsch [76] ausführlich beschrieben werden. Die Wirkungsweise unterscheidet sich je nach verwendetem Fließmittel. Derzeit verwendete Fließmittel lassen sich in vier Gruppen einteilen ([76], [128], [127]): Polykondensate, Polycarboxylate, Small Molecules und Biopolymere (Casein). Von wesentlicher Bedeutung für die Baupraxis und für diese Arbeit sind Polykondensate und Polycarboxylate. Polykondensate zeichnen sich durch eine hohe anionische Ladungsdichte aus. Die bekanntesten Vertreter dieser Gruppe sind β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensate und Melamin-Formaldehyd-Sulfit-Kondensate. In der Gruppe der Polycarboxylate wird zwischen vier Generationen unterschieden. Variationen ergeben sich durch unterschiedliche Bindungen zwischen Hauptkette und Seitenketten. Die Wirkungsweise der Polycarboxylate kann je nach Molekülstruktur unterschiedlich ausfallen. Im Vergleich zur elektrostatischen Abstoßung bei Polykondensaten dominiert bei Polycarboxylaten in der Regel ein sterischer Effekt den Wirkmechanismus. Der Vorteil von Polycarboxylaten gegenüber Polykondensaten besteht darin, dass das Adsorptionsverhalten über die Molekülstruktur besser gesteuert werden kann.

Nicht zuletzt durch den Einsatz hochwertiger Fließmittel ist die Herstellung selbstverdichtender Betone (SVB) möglich geworden. Im Zusammenhang mit der Sanierung von Betonbauwerken wurde vor kurzem über positive Erfahrungen beim Einsatz von SVB als Ergänzungsbeton berichtet [87]. Wegen der zunehmenden Bedeutung dieser Betone sind auch im Rahmen dieser Dissertation Versuche zu deren Verbundverhalten vorgesehen. Selbstverdichtende Betone zeichnen sich durch eine speziell abgestimmte Sieblinie aus.

Durch eine hinsichtlich der Packungsdichte optimierte Sieblinie (Zuschläge + Bindemittel) lässt sich gegenüber hochfestem Beton eine weitere Festigkeitssteigerung erzielen. Ultrahochfeste Betone (UHFB bzw. UHPC) zeichnen sich durch ein vergleichsweise homogenes Gefüge und einen sehr niedrigen w/z-Wert aus. Das homogene Gefüge ist im Wesentlichen auf den hohen Feinkornanteil und die optimierte Sieblinie zurückzuführen. Bei ultrahochfesten Betonen bleibt der Größtkorndurchmesser in der Regel unter 8 mm. Betone, die fast nur noch aus Feinkorn bestehen, wurden unter dem Begriff Reactive Powder Concrete (RPC) bekannt (Größtkorn < 0,5 mm) [91]. Da bei Sanierungsmaßnahmen bereits UHPC als Ergänzungsschicht zum Einsatz kam [41], sind im Rahmen dieser Arbeit Tastversuche zum Verbundverhalten von ultrahochfesten bzw. (sehr) hochfesten Betonen vorgesehen.

Die Menge und die Art der verwendeten Zuschläge beeinflussen insbesondere das Verformungs-, Bruch- und Nachbruchverhalten von Beton [100], [122]. Neben den Festigkeitseigenschaften (E-Modul; Druck- und Zugfestigkeit) spielen hierbei die Rauheit und das Wassersaugverhalten der Gesteinskörner eine Rolle. Mit zunehmender Rauheit der Zuschläge (gebrochene Körner sind in der Regel rauer als ungebrochene) ist unter sonst gleichen Bedingungen tendenziell ein Anstieg der Bruchenergie [135] und der Zugfestigkeit [65] von „monolithischen“ Probekörpern zu beobachten. Das wassersaugende Verhalten von Leichtzuschlägen kann zu einer Verdichtung der Zementmatrix in der Übergangszone führen. Dies geht aus experimentellen und numerischen Studien hervor ([184], [11]). Zum Einfluss unterschiedlicher Gesteinskörnungen (z. B. ungebrochen / gebrochen; Basalt / Kalkstein / Granit) auf den Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton liegen vergleichsweise wenige Untersuchungen vor. Die vorhandenen Ergebnisse deuten nicht darauf hin, dass die Art der verwendeten Gesteinskörner (z. B. Basalt, Kalksplitt, Kies; vgl. [134]) beim Zug- und Schubtragverhalten von nachträglich ergänzten Bauteilen aus Normalbeton eine dominierende Rolle spielen. Die Rauheit der Körner im Bereich der Fugenoberfläche kann unter Umständen durch mechanische Aufrauungsverfahren (z. B. Sandstrahlen) beeinflusst werden. In dieser Arbeit wird sowohl die Rauheit der Fugenoberfläche als auch das Saugverhalten des Altbetons quantifiziert. Es erfolgen keine Studien zum Einfluss unterschiedlicher Gesteinsarten.

Zum Einfluss der Ausgangsstoffe lässt sich abschließend sagen, dass sehr viele der für den Haftverbund wichtigen Eigenschaften unmittelbar von der Zusammenstellung der verwendeten Stoffe abhängen. Zur Erklärung und Quantifizierung einiger Eigenschaften existieren Rechenmodelle, die auch für die Bearbeitung der vorliegenden Aufgabenstellung hilfreich sind. Auf zeitabhängige Verformungseigenschaften wie z. B. Kriechen und Schwinden und weitere Einflussgrößen, die nicht direkt mit der Zusammensetzung der Ausgangsstoffe in Verbindung stehen, wird im Folgenden eingegangen.

2.2.2 Einflüsse auf das Adhäsionsverhalten

Einflüsse des Altbetons (inkl. Herstellungsbedingungen):

Neben den Festigkeitseigenschaften im Grenzflächenbereich spielt vor allem die Beschaffenheit der Fugenoberfläche eine wichtige Rolle. Bemerkenswert ist, dass bei besonders rauen Oberflächen trotz der Verwendung eines Verbundbrechers (Schalöl) noch

vergleichsweise große Verbund- bzw. Schubfestigkeiten festgestellt werden konnten ([39], [131], [133]). Eine mögliche Erklärung hierfür ergibt sich aus dem bereits erwähnten Adhäsionsmodell der „mechanischen Verzahnung“ (siehe 2.1).

Ein wirklichkeitsnaher, quantitativer Zusammenhang zwischen der Verbundfestigkeit und der Oberflächenrauheit der Altbetonoberfläche konnte bisher noch nicht gefunden werden. Schwierigkeiten ergeben sich durch den fraktalen Charakter von Betonoberflächen bei der Quantifizierung der Rauheit und durch Besonderheiten, die mit der Oberflächenvorbehandlung bzw. Aufrauung verbunden sind. Festzustellen ist, dass Oberflächen häufig nur qualitativ beschrieben oder nur wenig repräsentative Messungen an kleinen Referenzkörpern durchgeführt wurden. Beschränkungen ergaben sich durch die zur Verfügung stehenden Messverfahren und durch die großen Datenmengen bei kleinen Messpunktabständen und/oder großen Messflächen.

Zur Erzielung einer gewissen Fugenrauheit stehen zahlreiche mechanische, thermische und chemische Verfahren für die Oberflächenbehandlung zur Verfügung, die die oberflächennahen Bereiche unterschiedlich stark beeinflussen (z. B. [82], [59], [32]). Anzumerken ist, dass die Aufrauung durch Höchstdruckwasserstrahlen (HDW) ein leistungsfähiges Verfahren darstellt, mit dem Gefügestörungen weitgehend vermieden werden können [150].

Bei Halbfertigteilen kommen weitere Möglichkeiten hinzu. Ohne weitere Behandlung der späteren Fugenflächen entstehen je nach Betonkonsistenz Oberflächen mit unterschiedlichen Geometrien. „Sehr glatte“ Oberflächen ergeben sich bei der Verwendung von fließfähigen oder selbstverdichtenden Betonen. Zur Vergrößerung der Oberflächengeometrie werden die noch nicht erhärteten Fertigteile häufig mit Stahlrechen oder Besen aufgeraut. Eine weitere Möglichkeit hinsichtlich der Erzielung einer gewissen Rauheit besteht in der Herstellung einer definierten Zahnstruktur. Angaben hierzu finden sich z. B. in der DIN 1045-1.

Wesentlich ist, dass sich die oberflächennahen Zonen hinsichtlich ihres Gefüges deutlich von den weiter entfernten Bereichen unterscheiden können. Bei geschalteten Oberflächen spielt der „Wall effect“ eine maßgebliche Rolle, bei ungeschalteten horizontalen Oberflächen verursachen z. B. das Betonbluten und/oder ein rasches Austrocknen mehr oder weniger starke Gefügeunterschiede. Das Vernachlässigen derartiger Gefügeunterschiede und eine unzureichende Beschreibung der Oberflächengeometrie haben dazu beigetragen, dass sich in der Literatur widersprüchliche Aussagen zum Einfluss der Oberflächenrauheit finden.

Zur Klärung des Sachverhalts, wie genau Oberflächen im Hinblick auf die Verbundproblematik erfasst und charakterisiert werden müssen, soll im Rahmen dieser Dissertation ein wesentlicher Beitrag geleistet werden. Von Bedeutung ist in diesem Zusammenhang die Frage, ob und wie weit überhaupt Bindemittelbestandteile des Neubetons in feine (Kapillar-) Poren der Altbetonoberfläche eindringen können. Kapillarporen weisen einen Durchmesser von bis zu 100 μm auf, Zementpartikel einen mittleren Durchmesser von etwa 10 bis 30 μm . Die Anzahl an Kapillarporen hängt hauptsächlich vom w/z-Wert und vom Hydratationsgrad ab [26]. Aus der Altersabhängigkeit des Hydratationsgrades folgt, dass auch das Alter des Betonsubstrats zum Zeitpunkt der Betonergänzung die erzielbare Verbundfestigkeit beeinflussen kann. Bei Untersuchungen

von Brockmann [23] wurde z. B. festgestellt, dass schon bei einem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton von mehr als 4 Stunden eine Verringerung der Zugfestigkeit im Vergleich zu monolithischen Probekörpern auftreten kann.

Der Porenraum der Altbetonoberfläche kann sich auch durch Carbonatisierungsvorgänge verändern. Der Carbonatisierungsfortschritt hängt stark von der Porosität des Zementsteins und den Umgebungsbedingungen ab. Bei mittleren relativen Luftfeuchtigkeiten um etwa 50 % schreitet die Carbonatisierung am schnellsten voran [104]. Die Umwandlung des Calciumhydroxids zu Calciumcarbonat führt zu einer Verdichtung des Zementsteingefüges und bei Verwendung von Portlandzementen in der Regel zu einer Steigerung der Druckfestigkeit. Untersuchungen von Block und Porth [19] zeigten jedoch, dass sich die Zugfestigkeiten carbonatisierter und nicht carbonatisierter Probekörper kaum unterscheiden. Bei Verwendung von Sulfathüttenzementen kann es hingegen zu einer Festigkeitsminderung durch Carbonatisierungsvorgänge kommen ([145], [66]).

Dies zeigt, dass im Zusammenhang mit dem Haftverbund sehr differenzierte Betrachtungen nötig sind. Ganz ähnlich verhält es sich beim Einfluss des Feuchtegehalts der Altbetonoberfläche. Mit Wasser gefüllte Poren verhindern eine optimale Verteilung von Bindemittelbestandteilen im Bereich der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton. In [50] wird deshalb darauf hingewiesen, dass eine nasse Altbetonoberfläche die Verbundfestigkeit um bis zu 50 % reduzieren kann. Mit einer Reduktion der Verbundfestigkeit ist auch bei einem trockenen, stark saugfähigen Altbeton zu rechnen. Das Wasseraufnahmevermögen von erhärtetem Beton hängt von dessen Porengefüge und somit indirekt von der Betonfestigkeit ab. Mit zunehmender Festigkeit reduziert sich das Wasseraufnahmevermögen von Beton. Bei hochfesten Betonsubstraten kann dies dazu führen, dass mit trockenen Oberflächen die besten Ergebnisse erzielt werden, da der w/z-Wert des grenzzonennahen Neubetons durch Wasserrückstände nicht ungünstig verändert wird. Generell ist festzustellen, dass in bisherigen Untersuchungen der Feuchtegehalt der Altbetonoberfläche meist nur qualitativ erfasst wurde [15]. Nur vereinzelt wurde z. B. das Saugverhalten des Betonsubstrates quantifiziert [5] oder die Feuchteverteilung bestimmt [114]. Berücksichtigt man die Witterungsverhältnisse auf Baustellen, so ist festzustellen, dass sich „optimale“ Feuchtegehalte nicht immer realisieren lassen. Studien zum Einfluss unterschiedlicher Altbetonfeuchten sind daher in dieser Arbeit vorgesehen. Mögliche Verfahren zur Feuchtemessung werden z. B. in [174] und [173] vergleichend gegenübergestellt.

Einflüsse des Neubetons (inkl. Herstellung):

Einen wesentlichen Einfluss auf das Verbundverhalten haben die Verarbeitungs- und somit die Benetzungseigenschaften des frischen Neubetons. Die Verarbeitbarkeit des Frischbetons wird durch seine rheologischen Eigenschaften bestimmt, zu deren Charakterisierung Kenngrößen wie z. B. die Fließgrenze und die Viskosität herangezogen werden können ([93], [100], [119], [172], [179]). Zu bedenken ist, dass insbesondere bei Brückenverstärkungen mit Aufbeton nicht beliebig fließfähige Neubetone verwendet werden können. Durch die Überlagerung von Längs- und Quergefälle sind örtlich Steigungen von deutlich über 6 % möglich. Bei steiferen Neubetonen ist zur Vermeidung größerer Lufteinschlüsse mehr Verdichtungsarbeit nötig.

Die umfassende Charakterisierung der Benetzungseigenschaften von zementgebundenen Baustoffen mit Hilfe von Kontaktwinkelmessungen ist bisher nicht zufriedenstellend gelungen. Bei Untersuchungen von Courard [31] an Reparaturmörteln zeigten sich jedenfalls große Streuungen. Festzustellen ist, dass es bisher nicht gelungen ist, die Benetzungseigenschaften von Neubetonen hinreichend genau zu quantifizieren. Zu deren Einfluss auf die Verbundeigenschaften sind deshalb nur qualitative Aussagen möglich. Durch rheologische, thermodynamische und numerische Betrachtungen soll diese Lücke im Rahmen dieser Dissertation geschlossen bzw. verkleinert werden. Zu berücksichtigen ist in jedem Fall, dass sowohl die thermodynamischen als auch die rheologischen Eigenschaften zeit- und temperaturabhängig sind (z. B. [18], [64]).

In Anbetracht der vorhergehenden Ausführungen zur Übergangszone zwischen Alt- und Neubeton wird klar, dass neben der Verdichtung und den Benetzungseigenschaften auch die Zusammensetzung des Neubetons eine wesentliche Rolle spielen muss. Entscheidend dürfte demnach die Korngrößenverteilung der Bindemittelbestandteile (Zement + Zusatzstoffe) sein. Im Zusammenhang mit dem Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton wurden hierzu bisher keine systematischen Untersuchungen durchgeführt.

Maßgebend für die Dauerhaftigkeit des Haftverbunds zwischen Alt- und Neubeton sind neben den Frisch- auch die Festbetoneigenschaften des Neubetons. Das Auftreten und die Größe von Zwangsspannungen in der Grenzzone hängen stark von dessen Verformungseigenschaften ab. Zum Einfluss von schwindinduzierten Eigenspannungen wurden von Beushausen [15] umfangreiche Studien durchgeführt. Klar ist, dass zur Abschätzung der Zwangsspannungen die zeitabhängigen Eigenschaften der verwendeten Betone bekannt sein müssen (Kriechen, Schwinden, Relaxation, Entwicklung der Zugfestigkeit und des E-Moduls). Die Bestimmung dieser Eigenschaften ist allerdings mit Schwierigkeiten verbunden. Zur Erzielung aussagekräftiger Ergebnisse ist eine Kombination von numerischen und experimentellen Untersuchungen erforderlich. Mithilfe von FEM-Berechnungen können makroskopische Effekte, die sich z. B. aus der Auflagerung von Probekörpern ergeben, wirklichkeitsnäher erfasst werden als in dem Ansatz von Beushausen [15]. Weiterführende Untersuchungen sind notwendig, da z. B. autogene Schwindverformungen nicht berücksichtigt wurden. Bei hochfesten Betonen kann der Einfluss des autogenen Schwindens größer sein als der Einfluss des Trocknungsschwindens [4]. In dieser Arbeit wird die in Bild 2.4 angegebene, aus [54] übernommene Unterscheidung zwischen „autogenen“ und „nicht autogenen“ Phänomenen verwendet.

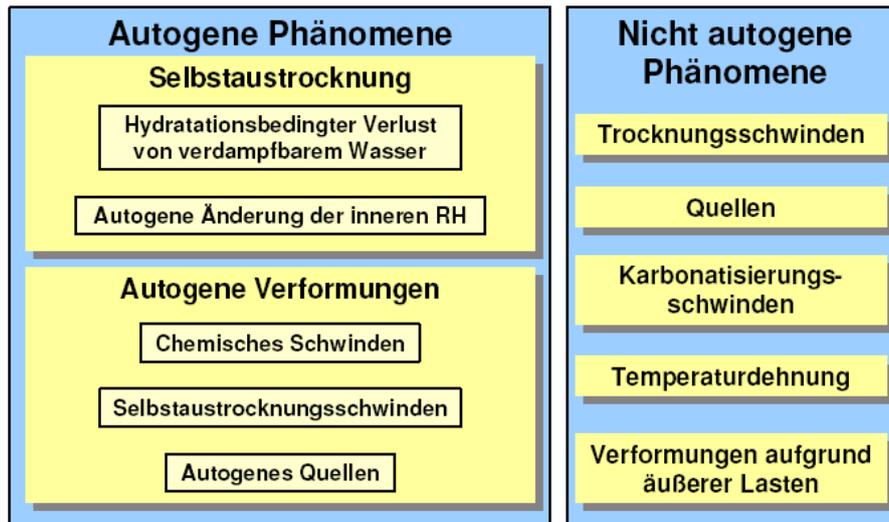


Bild 2.4: Definition autogener und nicht autogener Phänomene aus [54]

Autogene Schwindverformungen treten bereits in einem Zeitraum auf, in dem die Verbundfestigkeit in der Grenzzone und die Zugfestigkeit des Neubetons noch nicht voll entwickelt sind. Außerdem lassen sich diese Verformungen auch durch sorgfältiges Nachbehandeln nicht gänzlich vermeiden (auch bei interner Nachbehandlung). Im Hinblick auf die Reduktion von Zwangsspannungen ist eine sorgfältige Nachbehandlung in jedem Fall wichtig, da so ein schnelles Austrocknen und/oder ein rascher Abfluss der Hydratationswärme unterbunden werden kann (z. B. [145]).

Einflüsse aus Betriebsbeanspruchungen:

Das Zug- und Schubtragverhalten von nachträglich ergänzten Betonbauteilen kann im Laufe der Zeit durch verschiedene Einflüsse beeinträchtigt werden. Häufig wiederkehrende äußere Lasten können zu einem vorzeitigen Versagen infolge Ermüdung führen (siehe eigene Vorarbeiten in Abschnitt 2.4). Durch zusätzliche Zwangsbeanspruchungen infolge von Temperatur- und Schwindeinflüssen kann der Schädigungsfortschritt beschleunigt werden [15], [154]. Die Beanspruchung im Bereich der Fuge ändert sich, wenn die in einem nachträglich ergänzten Bauteil auftretenden Biege- oder Schubrisse bis zur Fuge reichen. Die sich ergebende Spannungsverteilung in der Grenzzone hängt u. a. von der Lage und der Menge der Biegebewehrung ab. Weitere Informationen hierzu folgen im Zusammenhang mit den in Abschnitt 2.3 beschriebenen numerischen Vergleichsberechnungen.

2.2.3 Experimentelle Methoden zur Untersuchung der Adhäsion

Zur Bestimmung des Zug- und Schubtragverhaltens kamen bisher sehr unterschiedliche Versuchsaufbauten zum Einsatz (Bild 2.5). Dabei wurden auch großformatige Bauteile geprüft. Eine Zusammenstellung dieser Versuche geht z. B. aus [190] hervor.

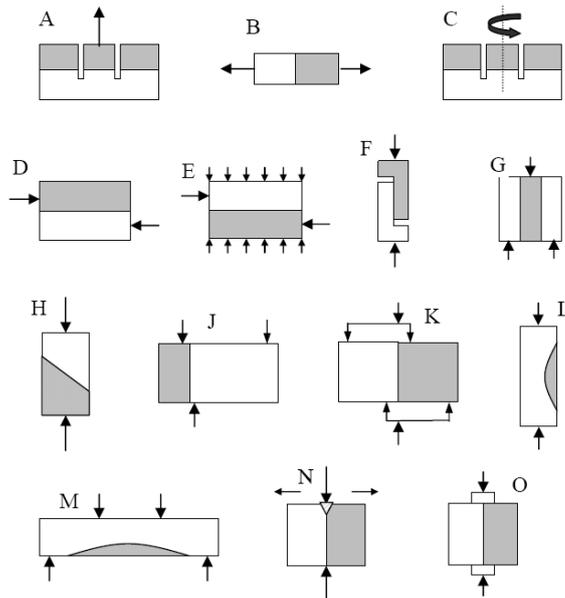


Bild 2.5: Schematische Darstellung einiger bisher verwendeter Versuchsaufbauten [15]

Durch die unterschiedlichen Versuchsaufbauten (Probekörpergröße, Lasteinleitung, Spannungsverteilung usw.) ist der Vergleich von Ergebnissen nur eingeschränkt möglich. Weder für die Bestimmung der Zugfestigkeit noch für die Bestimmung der Schubfestigkeit gibt es einen optimalen Versuchsaufbau. Die Schwierigkeiten beim klassischen Zugversuch liegen in der zentralen Lasteinleitung. Schon kleine Exzentrizitäten können die Ergebnisse ungünstig beeinflussen. Bei nachträglich ergänzten Bauteilen kommt hinzu, dass das Versagen nicht gezielt in der Grenzfläche hervorgerufen werden kann und deshalb in der Regel eine erhöhte Anzahl von Versuchskörpern benötigt wird, um zuverlässige Aussagen zum Adhäsionsverhalten treffen zu können. Bei Spaltzugversuchen kann zwar der Bruch gezielt in der Grenzzone hervorgerufen werden, die Bestimmung der Zugfestigkeit erfolgt jedoch nicht auf „direktem“ Wege.

Noch schwieriger gestaltet sich die experimentelle Bestimmung der Schubtragfähigkeit. Mit Versuchen an großformatigen Balken, Platten und Plattenbalken lassen sich die real auftretenden Beanspruchungen im Grunde genommen am besten simulieren. Umfangreiche Parameterstudien sind wegen des großen Herstellungs- und Prüfaufwands jedoch nicht möglich. Die Auswertung der Versuche wird durch das Vorhandensein von mehr oder weniger großen Zwangsspannungen erschwert. Ohne eine realitätsnahe Abschätzung der durch ungleiches Schwinden und den Abfluss der Hydratationswärme hervorgerufenen Spannungen lassen sich die Ergebnisse nicht auf andere Betone und andere Bauteilgeometrien übertragen. Vielversprechende Ansätze, das Tragverhalten von nachträglich ergänzten Plattenstreifen realitätsnah abzubilden, finden sich in jüngeren Forschungsarbeiten. Ergänzend zu experimentellen Untersuchungen mit vorgespannten Elementdecken aus hochfestem Beton wurden in [70] physikalisch nichtlineare Berechnungen mit finiten Volumenelementen durchgeführt.

Mit Kleinkörpern lassen sich umfangreiche Parameterstudien einfacher realisieren. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf Bauteile mit anderen Abmessungen ist jedoch nicht ohne Weiteres möglich, da störende Effekte, die meist mit der Lasteinleitung verbunden sind, zu einer gewissen Abhängigkeit der Ergebnisse von der Probekörpergeometrie und dem Versuchsaufbau führen. Mithilfe von nichtlinearen FE-Berechnungen können derartige Einflüsse abgeschätzt und somit Vergleichs- und Extrapolationsmöglichkeiten geschaffen werden.

2.3 Numerische Vergleichsberechnungen und Materialmodelle

Numerische Vergleichsberechnungen basieren auf Modellvorstellungen, die reale Zusammenhänge nur näherungsweise wiedergeben. Die Anwendung geeigneter Modelle kann jedoch entscheidend dazu beitragen, dass stichprobenartig vorgenommene experimentelle Untersuchungen auf vergleichbare Systeme übertragen werden können. Da es im vorliegenden Fall nicht möglich ist, das Zug- und Schubtragverhalten aller denkbaren Parameterkombinationen experimentell zu untersuchen und statistisch auszuwerten, müssen numerische Vergleichsberechnungen ein zentraler Bestandteil dieser Dissertation sein.

Im Zusammenhang mit Aufgabenstellungen aus dem Betonbau wird bei der Modellierung zwischen drei Betrachtungsebenen unterschieden ([177], [170]). Die Unterscheidung in „Mikro-“, „Meso-“ und „Makro-Ebene“ hängt mit der Heterogenität des Baustoffes Beton und der limitierten Leistungsfähigkeit elektronischer Rechenanlagen zusammen [61]. In verschiedenen Veröffentlichungen werden diese Betrachtungsebenen weiter unterteilt (z. B. [112]). Die in dieser Arbeit vorgenommene Einteilung geht aus Bild 2.6 hervor.

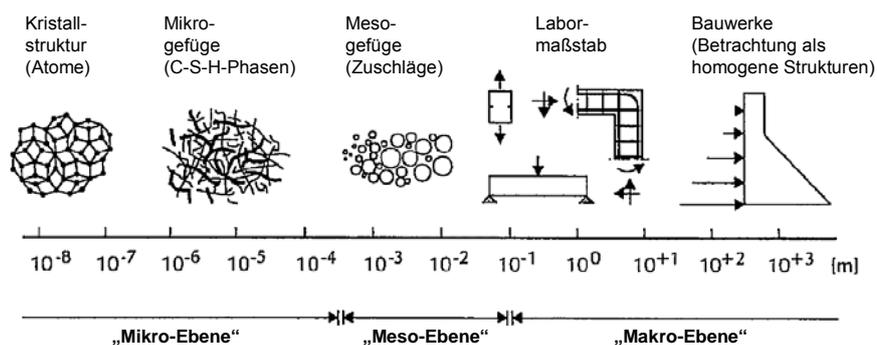


Bild 2.6: Betrachtungsebenen von der Kristallstruktur bis zu Bauwerken in Anlehnung an [170]

Zu vielen Vorgängen, die auf den unterschiedlichen Ebenen beobachtet werden können, existieren beschreibende Modelle und Simulationsmöglichkeiten. Für alle Rechenmodelle werden Eingangsgrößen benötigt, die in der Regel experimentell oder mittels „inverser“ Analyse zu bestimmen sind (vgl. [112]). Die Genauigkeit der Rechenergebnisse hängt von

der Wirklichkeitsnähe der getroffenen Annahmen und Eingangsgrößen ab. Da die realen Verhältnisse im Prinzip immer nur näherungsweise erfasst werden können, sind verifizierende experimentelle Untersuchungen unerlässlich.

Die Betrachtungen dieser Arbeit werden, im Gegensatz zu früheren Untersuchungen zum Haftverbund, auf die Meso- und die Mikro-Ebene ausgedehnt. Einflüsse, die sich aus der Heterogenität des Baustoffes Beton ergeben, sollen dadurch erfasst werden. Wegen des großen Aufwands für die zur Verifizierung benötigten experimentellen Untersuchungen beschränken sich die Betrachtungen auf Teilaspekte, die in Kapitel 3 benannt werden. Die Modellierungen auf der Mikro-Ebene erfolgen ausschließlich mit dem oben erwähnten CEMHYD3D-Programmsystem. Die Betrachtungen auf der Meso-Ebene dienen im Wesentlichen dazu, den Einfluss größerer Luftporen in der Grenzzone auf das Tragverhalten abschätzen zu können. Für die Berechnungen werden wie auf der Makro-Ebene Finite-Element-Modelle verwendet. In makroskopischen FE-Modellen wird der Beton als „homogener“ Baustoff idealisiert. Von der Möglichkeit, mittels Homogenisierung Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Betrachtungsebenen herzustellen, wird in dieser Arbeit kein Gebrauch gemacht. Weiterführende Hinweise hierzu finden sich z. B. in [105] und [96].

Grundlagen zur numerischen Berechnung von Betonbauteilen auf Makroebene werden von Hofstetter und Mang [77] beschrieben. Dort finden sich auch Hinweise zur Berücksichtigung zeitabhängiger Einflüsse wie z. B. Schwinden, Kriechen und Relaxation. Derzeit gebräuchliche Materialmodelle für physikalisch nichtlineare FE-Berechnungen werden z. B. in [27], [185], [164] und [103] vorgestellt. Auf die Vor- und Nachteile verschiedener iterativer Lösungsverfahren wird in [34] und [35] eingegangen.

Bei „makroskopischen“ Materialmodellen für den Baustoff Beton ist neben der Festlegung geeigneter Bruchkriterien eine wirklichkeitsnahe Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens wichtig. Basierend auf bruchmechanischen Untersuchungen wurden hierzu zahlreiche Ansätze entwickelt (z. B. [46], [78]). Je nach Aufgabenstellung bietet sich entweder eine diskrete oder „verschmierte“ Berücksichtigung von Rissen an. Die Rissmodelle basieren auf Überlegungen von Hillerborg et al. [75] (Fictitious Crack Model – FCM) sowie Bažant und Oh [3] (Crack Band Model – CBM). Eine wichtige Kenngröße zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens ist die Bruchenergie G_f . Erläuterungen und Hinweise zur Bestimmung dieser Kenngröße finden sich z. B. in [176]. Für eine Abschätzung von G_f in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse und dem Größtkorndurchmesser können Ausführungen im Modelcode 90 [29] herangezogen werden. Zur Bruchenergie zwischen verschiedenen Zuschlägen und Zementstein liegen beispielsweise von Hillemeier [73] Untersuchungen vor. Trausch [165] ermittelte Bruchenergien für normal (Mode I) und parallel (Mode II) zur Grenzzone beanspruchte Probekörper, bestehend aus Altbeton und nachträglich ergänzten Betonen bzw. Mörteln. Als wesentliches Ergebnis kann festgehalten werden, dass die Bruchenergien stark von der Rauheit der Fugenoberfläche beeinflusst werden (vereinfacht ausgedrückt: je „rauer“ die Fuge, desto höher die Bruchenergie).

Unter Berücksichtigung der bruchmechanischen Untersuchungen von Trausch [165] wurden von Martinola rechnerische Studien zur Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton durchgeführt. Schwerpunktmäßig wurden dabei die Auswirkungen hygrothermischer Beanspruchungen untersucht. Die gewählte

Vorgehensweise zur Bestimmung der benötigten Werkstoffparameter ist wegweisend. Zur Beschreibung des Tragverhaltens in der Grenzzone wurde ein diskretes Rissmodell verwendet. Nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit in der Grenzzone erfolgt dabei die Reduktion der Schubsteifigkeit über einen „Schubwiderstandsfaktor“.

Wegweisende Untersuchungen zum Einfluss von Zwangsspannungen auf die Rissbildung in nachträglich ergänzten Betonbauteilen stammen von Bernard [14]. In seinen Berechnungen berücksichtigt er die Abhängigkeit des Zugtragverhaltens von der Geschwindigkeit, mit der Verformungen „aufgebracht“ werden. Beim Trocknungsschwinden fällt die Verformungsgeschwindigkeit in der Regel geringer aus als bei typischen, quasi-statischen Bruchversuchen. Durch eine geringere Verformungsgeschwindigkeit (Dehnungsrate) können bis zum Bruch in der Regel höhere Dehnungen „aufgenommen“ werden. Die maximal übertragbare Zugspannung fällt jedoch geringer aus (vgl. Bild 2.7). Auf die Abhängigkeit verschiedener Betonkennwerte von der Dehnrate wird auch in [86] und [29] hingewiesen.

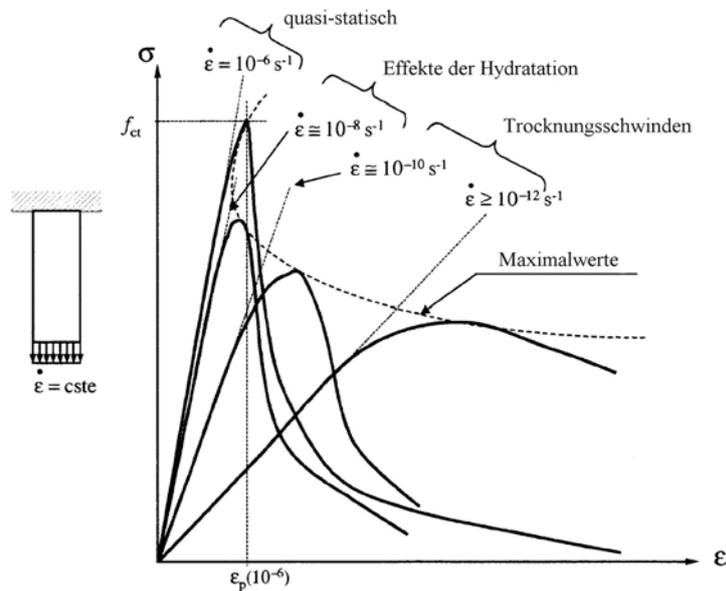


Bild 2.7: Schematische Darstellung des Einflusses der Verformungsgeschwindigkeit auf das Zugtragverhalten von Beton [14]

An unterschiedlich gelagerten Modellsystemen, bestehend aus einer Alt- und Neubetonschicht, führte Bernard verschiedene Simulationsberechnungen unter Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften der beteiligten Betone durch. Die in den ersten Stunden bzw. Tagen typischerweise auftretenden Zugspannungen im Bereich der Grenzzone gehen aus Bild 2.8 hervor (die im Neubeton auftretenden Druckspannungen infolge Erwärmung sind hier nicht dargestellt). Im Beispielsystem ergeben sich durch das autogene Schwinden und den Abfluss der Hydratationswärme Zwangsspannungen. Die Zugspannungen fallen hier kleiner aus als die aufnehmbaren Zugspannungen. In Bild 2.9 wird angedeutet, wie sich die Situation z. B. bei einer anderen Temperaturentwicklung im Neubeton verändern kann. Ein rascher Abfluss der Hydratationswärme oder stark ausgeprägte autogene Schwindvorgänge können dazu führen, dass im Neubeton frühzeitig Risse entstehen.

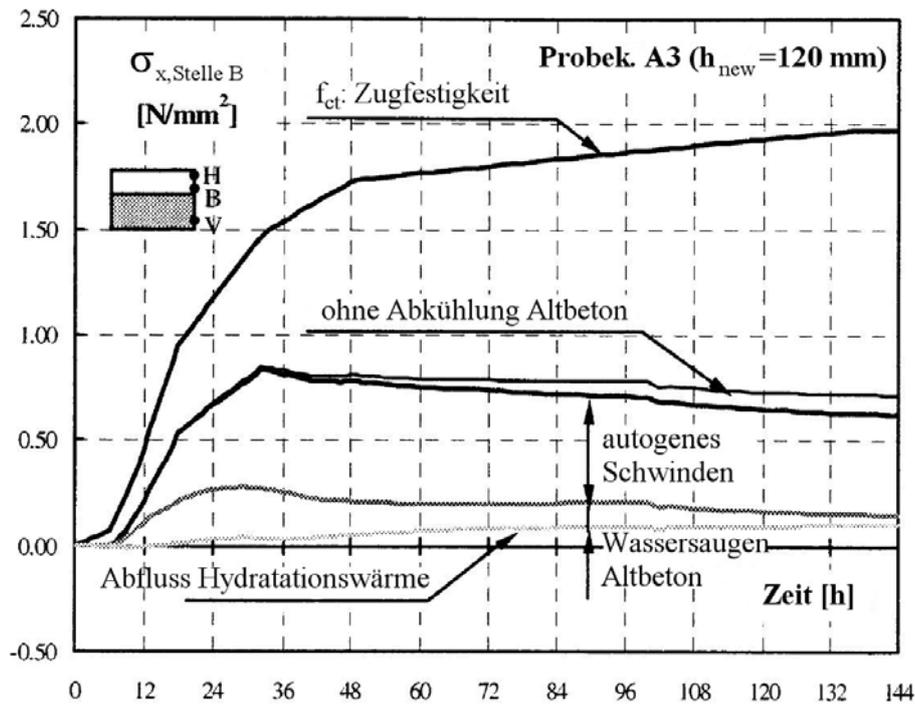


Bild 2.8: Zeitlicher Verlauf der Zwangsspannungen in der Fuge eines nachträglich ergänzten Bauteils bis zu einem Neubetonalter von 144 h ($f_{cm,Neubeton} = 56,8$ MPa; aus [14])

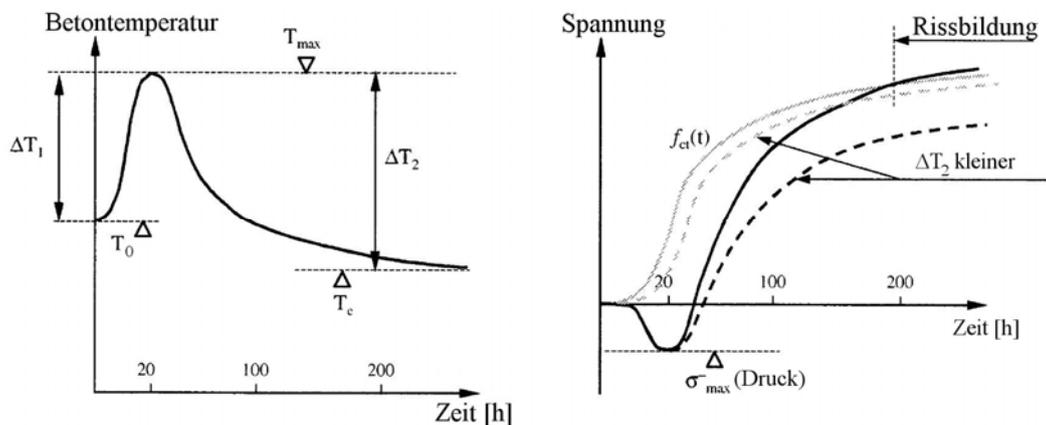


Bild 2.9: Auswirkungen des Abflusses der Hydratationswärme auf die Zwangsspannungen im Neubeton (aus [14])

Von Bernard wurde auch untersucht, ob und unter welchen Voraussetzungen sich Biegerisse im Neubeton, die bis zur Grenzzone reichen, in der Fuge ausbreiten. Die Ergebnisse gehen für zwei unterschiedliche Neubeton/Altbeton-Dickenverhältnisse aus Bild 2.10 und Bild 2.11 hervor. Oberhalb der dargestellten Kurven ist nach seinen Berechnungen davon auszugehen, dass sich die Biegerisse nicht in der Fuge fortsetzen.

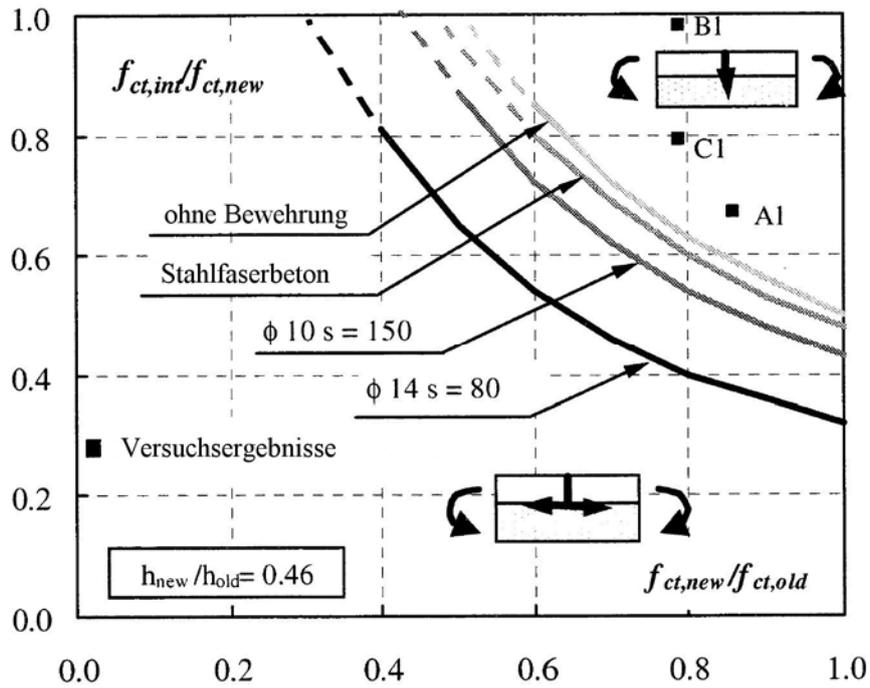


Bild 2.10: Einfluss der Zugfestigkeit in der Grenzzone und der vorhandenen Biegebewehrung auf die Rissbildung in der Grenzzone im Bereich von Biegerissen für ein Höhenverhältnis von Aufbeton und vorhandenem Beton von 0,46 (aus [14])

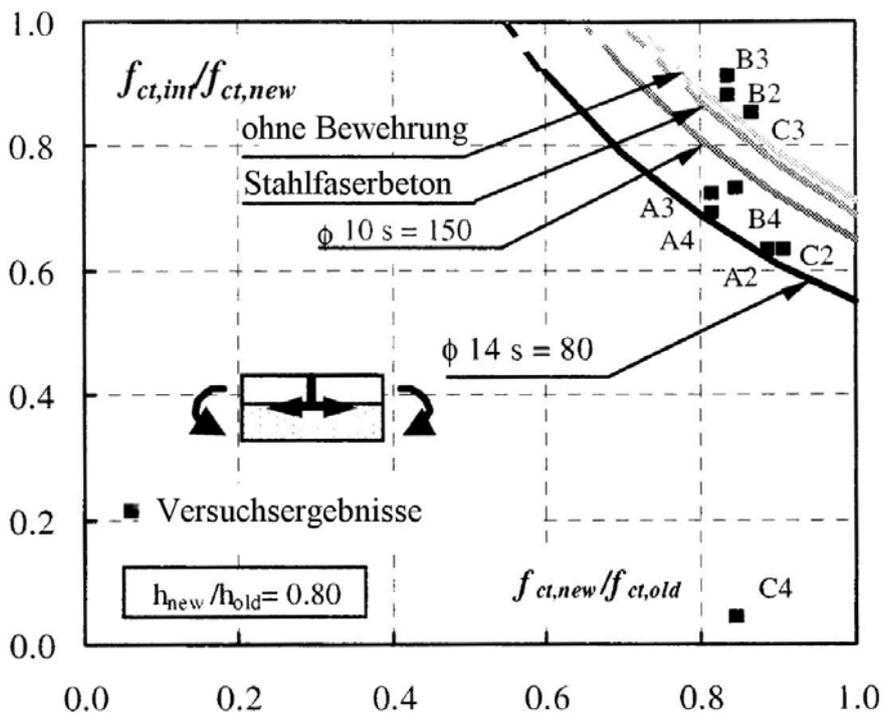


Bild 2.11: Einfluss der Zugfestigkeit in der Grenzzone und der vorhandenen Biegebewehrung auf die Rissbildung in der Grenzzone im Bereich von Biegerissen für ein Höhenverhältnis von Aufbeton und vorhandenem Beton von 0,80 (aus [14])

Die Ausbreitung der Risse kann dadurch vermieden werden, dass die Zugfestigkeit in der Grenzzone möglichst hohe Werte erreicht und sich im Optimalfall nicht von der Zugfestigkeit des Neubetons unterscheidet. Anzumerken ist, dass Bernard in seinen Berechnungen davon ausgeht, dass die Zugfestigkeit des Neubetons kleiner ist als die des Altbetons. Den Diagrammen kann auch entnommen werden, dass die Beanspruchungen in der Grenzzone günstiger ausfallen, wenn mehr Biegebewehrung vorhanden ist. Die Berechnungen zeigen insgesamt, wie wichtig ein guter Haftverbund für die Vermeidung von Delaminationen ist. Mit zunehmender Dicke der Neubetonschicht scheint die Ausbreitung der Risse nur noch durch einen nahezu perfekten Beton-Beton-Verbund verhindert werden zu können. Der Einbau einer Verbundbewehrung hilft dabei, die Rissbildung in der Fuge einzuschränken, die komplette Vermeidung der beschriebenen Risse ist jedoch nicht möglich.

Es bleibt festzuhalten, dass numerische Berechnungen zu einem besseren Verständnis der „Haftverbundproblematik“ beitragen können. In dieser Arbeit wird ausschließlich auf bestehende Modelle und Modellvorstellungen zurückgegriffen.

2.4 Eigene Vorarbeiten

Die Motivation für die in dieser Arbeit beschriebenen Untersuchungen ergibt sich zu einem erheblichen Teil aus den Erfahrungen und Ergebnissen einer eigenen Forschungsarbeit zum Ermüdungstragverhalten von unbewehrten Schubfugen.

Das Ermüdungstragverhalten wurde an Kleinkörpern mit dem in Bild 2.12 dargestellten Versuchsaufbau untersucht. Die Grundrissabmessungen eines Probekörpers betragen $30 \times 15 \text{ cm}^2$. Die beiden äußeren Hälften ($10 \times 15 \times 50 \text{ cm}^3$) eines Probekörpers wurden jeweils mit derselben Mischung ausgeführt und ca. 28 d später durch Betonieren des mittleren Prüfkörperteils verbunden. Die hierbei entstandenen Fugen (wirksame Fläche je Seite $A_j = 750 \text{ cm}^2$) zwischen Alt- und Neubeton wurden nach einer Erhärtungszeit des Neubetons von mindestens 28 d in einer servo-hydraulischen Prüfmaschine unter symmetrischer Belastung abgescher bzw. wiederholt belastet.

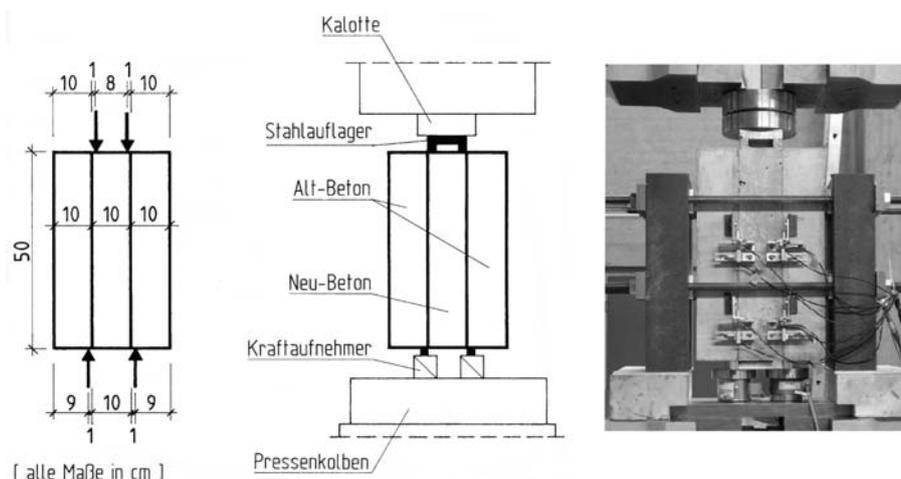


Bild 2.12: Versuchsaufbau bei Untersuchungen zum Ermüdungstragverhalten

Wie aus Tabelle 2.1 hervorgeht, bestand das Versuchsprogramm aus acht Serien mit jeweils vier Probekörpern. Die Unterscheidung der Serien ergab sich durch die Variation der angestrebten Betonfestigkeit für Alt- und Neubeton sowie einer unterschiedlichen Oberflächenrauheit der Fugen. Mit einem quasi-statischen Versuch wurde in jeder Serie die Bruchschubkraft bestimmt. Als Obergrenze für die Ermüdungsversuche wurden jeweils ca. 60 % der Bruchbelastung angesetzt, als Untergrenze ca. 20 % (Schwellversuche).

Probekörper, die nicht vor dem Erreichen einer festgelegten Grenzlastspielzahl versagten, wurden nach dem Ermüdungsversuch statisch bis zum Bruch belastet. Die maximale Lastspielzahl betrug eine Million bei den Serien HHH-W und HHH-R (Belastungsfrequenz: 1,5 Hz), die übrigen Versuchskörper wurden bis zu zwei Millionen Lastwechseln ausgesetzt, bei einer Belastungsfrequenz von 3 Hz.

Tabelle 2.1: Übersicht Versuchsprogramm (eigene Vorarbeiten)

Serienbez.	Versuchsparameter			Anzahl Versuchskörper	
	Alt-Beton	Neu-Beton	Oberfläche	Quasi-statisch	Ermüdung
HHH-W	C70/85	C70/85	wenig rau ¹⁾	1	3
HHH-R	C70/85	C70/85	rau ²⁾	1	3
NHN-W	C30/37	C70/85	wenig rau ¹⁾	1	3
NHN-R	C30/37	C70/85	rau ²⁾	1	3
HNH-W	C70/85	C30/37	wenig rau ¹⁾	1	3
HNH-R	C70/85	C30/37	rau ²⁾	1	3
NNN-W	C30/37	C30/37	wenig rau ¹⁾	1	3
NNN-R	C30/37	C30/37	rau ²⁾	1	3

¹⁾ $R_t \approx 0,75$ mm (mittlere Rautiefe nach Kaufmann [85])

²⁾ $R_t \approx 1,5$ mm

Bei den verwendeten Betonen handelte es sich um einen klassischen Normalbeton (C30/37) ohne Zusatzmittel und Zusatzstoffe und einen hochfesten Beton (C70/85), der ein Fließmittel (Wirkstoff: β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat), Mikrosilika und Flugasche enthielt. Die Rezepturen wurden für die später vorgestellten Versuche nochmals verwendet und werden in Abschnitt 4.1.2 vorgestellt (Mischung M-1 und M-4).

Um neben dem Einfluss der Betongüte auch den Einfluss der Rauheit der Fugenoberfläche erfassen zu können, wurden die relevanten Altbetonoberflächen mittels Sandstrahlen unterschiedlich stark aufgeraut (vgl. angestrebte Rautiefen; Tabelle 2.1).

Bei der Versuchsdurchführung und -auswertung offenbarten sich auch innerhalb einer Serie deutliche Unterschiede im Tragverhalten (unterschiedliche Verformungen bei gleicher Beanspruchung). Bei drei Probekörpern kam es bei vergleichsweise geringer Belastung schon vor dem Start des eigentlichen Ermüdungsversuches zu einem Versagen des Haftverbundes. Aussagen zum Ermüdungstragverhalten waren nur anhand der Versuche möglich, bei denen es zu keinem vorzeitigen Versagen kam. Bei 17 von 24 Ermüdungsversuchen wurde die festgelegte Grenzlastspielzahl erreicht. Die anschließenden Bruchversuche ließen in Kombination mit dem durch genaue Verschiebungsmessungen (16 Wegaufnehmer mit einer Messgenauigkeit von 0,001 mm je Probekörper) erfassten Schädigungszustand vor dem Bruchversuch auf Lastbereiche schließen, in denen ein Ermüdungsversagen unwahrscheinlich ist. Es zeigte sich, dass kaum Schädigungen zu beobachten waren, wenn die wiederholt aufgebrachte Oberspannung nur etwa 50 % der Bruchschubspannung betrug. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse anderer relevanter

Forschungsarbeiten (z. B. [28]) wurde folgende Aussage getroffen: In Lastbereichen mit einer Oberspannung kleiner als 50 % der Kurzzeitfestigkeit ist ein Ermüdungsversagen unwahrscheinlich – zumindest für den Fall einer Schwellbeanspruchung (Ober- und Unterspannung mit gleichem Vorzeichen) und nicht mehr als einer Million Lastwechsel.

Da bei Versuchen an monolithischen Betonproben auch noch nach deutlich mehr als zwei Millionen Lastwechseln „Ermüdungsbrüche“ beobachtet werden konnten [90], erscheint die Frage gerechtfertigt, ob die Grenzlasterzahl ausreichend hoch gewählt wurde. Viel brennender ist jedoch die Frage, wie es gelingen kann, die „Kurzzeitfestigkeit“ von unbewehrten Schubfugen zielsicher „voraussagen“ zu können. Beim Vergleich zwischen den experimentell ermittelten Bruchschubspannungen τ_{Bruch} und den Bemessungswerten der aufnehmbaren Schubspannung τ_{Rd} nach DIN 1045-1 (07.2001) und EN 1992-1-1 (12.2004) zeigte sich keine befriedigende Übereinstimmung. Bevor die Ergebnisse der Vergleichsstudie dokumentiert werden, seien hier die in den genannten Normen enthaltenen Ansätze zur Berechnung der aufnehmbaren Schubspannung von unbewehrten Fugen kurz vorgestellt.

Nach DIN 1045-1 (07.2001) kann der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung für Fugen aus Normalbeton ohne äußere Normalkraft rechtwinklig zur Fuge wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{\text{Rdj,ct}} = 0,042 \cdot \beta_{\text{ct}} \cdot f_{\text{ck}}^{1/3} \quad (2.1)$$

Die Größe der aufnehmbaren Schubkraft hängt danach nur von der Rauheit der Altbetonoberfläche und der Betonfestigkeit ab. Für f_{ck} ist der kleinere Wert der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit des Neu- oder Altbetons einzusetzen. Die Oberflächenrauheit wird durch den Beiwert β_{ct} berücksichtigt. Die für definierte Oberflächenbeschaffenheiten ansetzbaren β_{ct} -Werte sind zusammen mit den in DAfStb Heft 525 [44] angegebenen Unterscheidungskriterien in Tabelle 2.2 enthalten. Die Einstufung in Rauheitskategorien über die mittlere Rautiefe nach Kaufmann wird in Bild 2.13 veranschaulicht.

Tabelle 2.2: Berücksichtigung der Oberflächenbeschaffenheit nach DIN 1045-1 (07.2001)

Oberflächenbeschaffenheit		β_{ct}
verzahnt	Das Korngerüst ist freigelegt oder die Geometrie der Oberfläche weist eine definierte Zahngeometrie auf (Zahnhöhe mindestens 10 mm)	2,4
rau	Die Oberfläche weist eine definierte Rauheit auf (vgl. DAfStb Heft 525 [44]): $R_t^{1)} > 0,9 \text{ mm}$ bzw. $R_p^{2)} > 0,7 \text{ mm}$	2,0
glatt	Die Oberfläche wurde abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt, oder sie blieb nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung	1,4
sehr glatt	Die Oberfläche wurde gegen Stahl oder glatte Holzschalung betoniert	0

¹⁾ mittlere Rautiefe nach Kaufmann [85]

²⁾ maximale Profilkuppenhöhe ohne Einfluss der globalen Rauheit

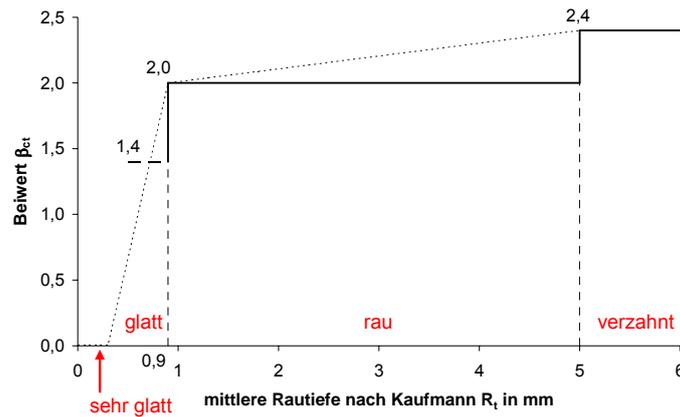


Bild 2.13: Zusammenhang zwischen der Rauheit der Fuge (mittlere Rautiefe nach Kaufmann [85] als Kenngröße) und dem Oberflächenbeiwert β_{ct} nach DIN 1045-1 (07.2001) bzw. DAfStb Heft 525 [44]

Nach EN 1992-1-1 (12.2004) berechnet sich der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung für Fugen aus Normalbeton ohne äußere Normalkraft rechtwinklig zur Fuge wie folgt:

$$\tau_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} \quad (2.2)$$

Die Bezeichnung f_{ctd} steht für den Bemessungswert der Betonzugfestigkeit. Einzusetzen ist der kleinere der beiden Werte (Alt- oder Neubeton). Die Berechnung von f_{ctd} kann mit Gleichung 2.3 erfolgen. Für die national regelbaren Parameter α_{ct} und γ_c werden hier die empfohlenen Werte aus EN 1992-1-1 (12.2004) eingesetzt (Anmerkung: Gemäß dem Entwurf des für Deutschland vorgesehenen nationalen Anhangs zu EN 1992-1-1 wäre mit $\gamma_c = 1,8$ zu rechnen).

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} = \begin{cases} \frac{1,0 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,5} & \text{bis C50/60} \\ \frac{1,0 \cdot 0,7 \cdot 2,12 \cdot \ln(1 + f_{cm}/10)}{1,5} & \text{ab C55/67} \end{cases} \quad (2.3)$$

Der Beiwert c berücksichtigt die Beschaffenheit der Fugenoberfläche. Die Anzahl und die Bezeichnungen der Rauheitskategorien stimmen mit DIN 1045-1 (07.2001) überein. Die Einstufungskriterien unterscheiden sich und Angaben zu Mindestwerten für die mittlere Rautiefe sind nicht vorhanden. Aus Bild 2.14 geht die für den Vergleich mit Versuchsergebnissen angenommene Zuordnung zwischen R_t und dem Beiwert c hervor. In der Darstellung wurden die mittlerweile korrigierten Werte (vgl. [108]) und nicht die ursprünglich in EN 1992-1-1 (12.2004) angegebenen c -Beiwerte für „sehr glatte“, „glatte“ und „raue“ Fugen berücksichtigt.

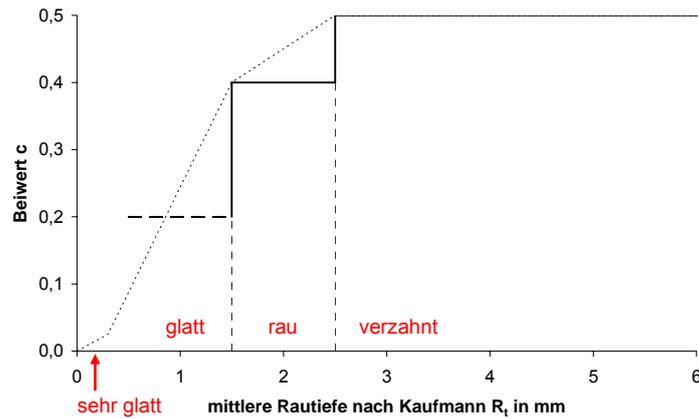


Bild 2.14: Angenommener Zusammenhang zwischen der Rauheit der Fuge (Kenngröße: R_t nach [85]) und dem Beiwert c nach EN 1992-1-1 (Korrektur 2007)

Für den Vergleich zwischen Versuchs- und Bemessungsergebnissen sind die experimentell bestimmten mittleren Zylinderdruckfestigkeiten in charakteristische Werte (5 %-Quantilwerte) umzurechnen. Da es sich hier ausschließlich um Laborversuche handelt, wird folgende Bestimmungsgleichung verwendet:

$$f_{ck} = f_{cm} - 4 \quad \text{in MPa} \quad (2.4)$$

Die Verhältniswerte zwischen τ_{Bruch} und τ_{Rd} gehen für die 32 Kleinkörperversuche aus Bild 2.15 hervor. Die experimentell ermittelten Bruchschubspannungen überschreiten die Bemessungswerte nach DIN 1045-1 (07.2001) um den Faktor 1,6 bis 15,3. Nach EN 1992-1-1 wird die erforderliche Sicherheit von 1,5 in einem Fall unterschritten. Es handelte sich um einen Probekörper, der vorzeitig versagte und gewisse Vorschädigungen aufwies [189].

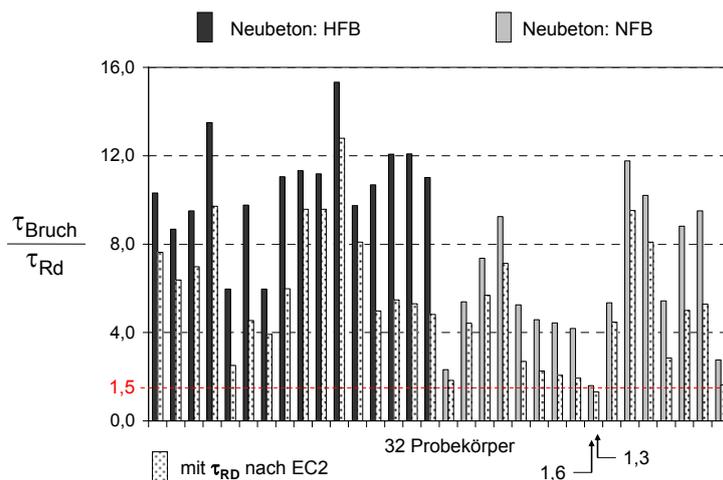


Bild 2.15: Vergleich zwischen experimentell ermittelten Bruchschubspannungen und dem Bemessungswert der aufnehmbaren Schubspannung für unbewehrte Fugen nach DIN 1045-1 (07.2001) und EN 1992-1-1 (12.2004 + Korrektur 2007) (HFB = hochfester Beton; NFB = Normalbeton)

Bei den Probekörpern, deren Ergänzung aus hochfestem Beton (HFB) bestand, wurden die höchsten Sicherheiten erreicht. Aus Bild 2.16 geht der Einfluss der Festigkeit des Neubetons auf die Schubtragfähigkeit hervor. Dargestellt sind die Mittelwerte der einzelnen Prüferien. Bemerkenswert ist, dass nahezu unabhängig von der Altbetonfestigkeit (NHN, HHH) und der Fugenrauheit („W“ und „R“) sehr hohe Tragfähigkeiten erzielt wurden. Um aufzuzeigen, dass es sich dabei um keine „Ausreißer“ handelte, sind in Bild 2.17 die Ergebnisse weiterer Versuche mit ähnlichem Aufbau ergänzt worden.

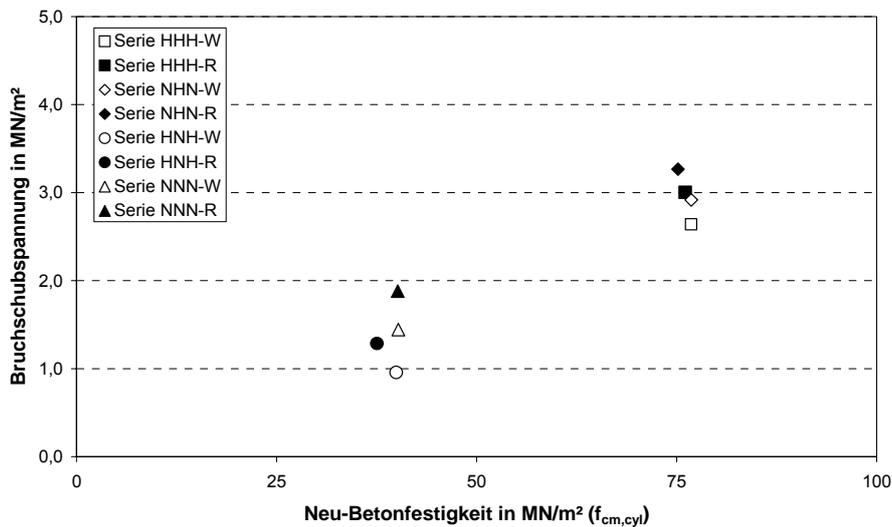


Bild 2.16: Einfluss der Festigkeit des Neubetons auf die Schubtragfähigkeit (dargestellt sind die Mittelwerte der einzelnen Serien)

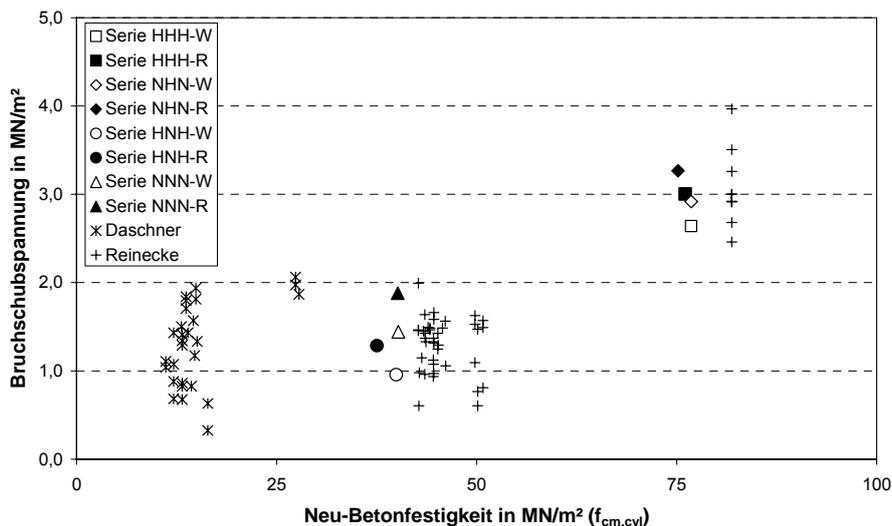


Bild 2.17: Darstellung analog Bild 2.16. Berücksichtigung früherer Versuche von Daschner [38] und Reinecke [134] mit ähnlichem Aufbau

Die Ergebnisse lassen darauf schließen, dass die bisher untersuchten hochfesten Neubetone sehr gute Haftigenschaften aufweisen. Im Vergleich zum Einfluss der „Neubetonfestigkeit“ scheinen die Effekte, die sich aus den unterschiedlichen untersuchten Fugenrauheiten und Altbetonfestigkeiten ergeben, kaum eine Rolle zu spielen. Insgesamt bleibt festzustellen, dass die vorhandenen Ansätze zur Abschätzung der aufnehmbaren Schubspannung unbewehrter Fugen die realen Tragmechanismen nur unzureichend erfassen. Um Verbesserungen vornehmen zu können, ist u. a. die Klärung folgender Fragen unerlässlich:

- Welche Mechanismen bzw. Stoffe sind dafür verantwortlich, dass bei Probekörpern mit Ergänzungen aus hochfestem Beton sehr hohe Verbundfestigkeiten erzielt werden können?
- Ist die mithilfe des Sandflächenverfahrens bestimmbare mittlere Rautiefe R_t zur Charakterisierung von Fugenoberflächen ausreichend genau?

Die Beantwortung dieser Fragen stellt angesichts der vielen Einflussgrößen eine komplexe Aufgabe dar. Der große Spielraum für Verbesserungen, der sich insbesondere durch die in diesem Abschnitt beschriebenen Ergebnisse abzeichnet, lässt Anstrengungen zur Beantwortung dieser und weiterer Fragen lohnenswert erscheinen.

3 Überblick: Ziele und Arbeitsprogramm

3.1 Ziele

Im Rahmen dieser Dissertation soll u. a. herausgefunden werden, welche Mechanismen dazu beigetragen haben, dass in den oben genannten Fällen (siehe Abschnitt 2.4; hochfester Beton als Neubeton) sehr gute Verbundfestigkeiten erzielt wurden. Mit den Ergebnissen soll die Basis für eine gezielte Verbesserung des Beton-Beton-Verbundes und eine gegenüber bisherigen Ansätzen wirklichkeitsnähere Abschätzung des Zug- und Schubtragverhaltens von nachträglich ergänzten Betonbauteilen geschaffen werden.

Bei der Auswahl der Untersuchungsparameter spielen die Überlegungen aus Kapitel 2 eine wesentliche Rolle. Aufgrund der Vielzahl an Einflussgrößen (siehe Abschnitt 2.2) sind gewisse Einschränkungen unumgänglich. Eine wichtige Basis liefern die in Abschnitt 2.1 beschriebenen naturwissenschaftlichen Modellvorstellungen zur Adhäsion. Vereinfacht formuliert, ist demnach die „wirksame“ Kontaktfläche zwischen Alt- und Neubeton für den Verbund entscheidend. Neben herstellungsbedingten Einflüssen, wie z. B. der Sauberkeit der Fugenoberfläche und der Verdichtung des Neubetons, hängt deren Größe im Wesentlichen von der Rauheits- und Porenstruktur der Altbetonoberfläche sowie den „Benetzungseigenschaften“ und der Partikelgrößenverteilung (insbesondere der Bindemittelbestandteile) des Neubetons ab. Mit Wasser gefüllte Poren im Altbeton können die Verzahnungsmöglichkeiten limitieren; ein trockener, stark wassersaugender Altbeton beeinträchtigt den Hydratationsfortschritt und somit die Gefüge- und Festigkeitsentwicklung. Es ist daher nahe liegend, folgende Faktorgruppen in die Überlegungen einzuschließen:

- Zusammensetzung des Altbetons (durch unterschiedliche Festigkeiten kann der Einfluss, der sich aus der Porenstruktur ergibt, untersucht werden)
- Rauheit der Fugenoberfläche (zu berücksichtigen sind praxisübliche Herstellungsverfahren für Fertigteile und Aufrauungsverfahren, die für Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen infrage kommen)
- Wassergehalt der Altbetonoberfläche (im Wesentlichen sind folgende Grenzfälle in Betracht zu ziehen: luftgetrocknete und wassergesättigte Oberflächen)
- Zusammensetzung des Neubetons (zu studieren ist der Einfluss der Zusatzstoffe und Zusatzmittel, die in den oben erwähnten hochfesten Betonen zum Einsatz kamen: Mikrosilika, Flugasche, Fließmittel, Zement höherer Mahlfineinheit; wie beim Altbeton ist eine gewisse Bandbreite an Festigkeiten abzudecken – die Ausbildung der Übergangszone (ITZ) wird z. B. auch vom Zementgehalt beeinflusst)

Parameterstudien zum Einfluss der Sauberkeit der Fuge sind schwierig, da z. B. unklar ist, wie eine „Verschmutzung“ zu simulieren ist und wie diese so charakterisiert werden kann, dass reproduzierbare Ergebnisse möglich sind. In der vorliegenden Arbeit wird der Parameter „Sauberkeit bzw. Verschmutzung“ nicht systematisch untersucht, obwohl es sich zweifellos um einen wichtigen Einflussfaktor handelt. Weitere Anmerkungen hierzu und zu

anderen wichtigen, hier jedoch nicht systematisch untersuchten Einflussgrößen (z. B. Art und Dauer der Verdichtung) folgen in Kapitel 6.

Um quantifizierbare Zusammenhänge zwischen den ausgewählten Einflussfaktoren und der Verbundfestigkeit herstellen zu können, müssen die Einflüsse durch geeignete Zahlenwerte charakterisiert werden. Wie bereits aufgezeigt wurde, ist dies bisher nicht gelungen. Grundlagen zur Klärung folgender Fragen sollen im Rahmen dieser Arbeit geschaffen werden:

- Wie genau müssen Fugenoberflächen charakterisiert werden?
- Welchen Einfluss üben die Frischbetoneigenschaften des Ergänzungsbetons auf die Verbundfestigkeit aus (Einfluss der Partikelgrößenverteilung; Einfluss von Verdichtungsporen)?
- Wie wird die Gefügeausbildung im Bereich der Übergangszone (ITZ) von dem Wassersaugverhalten des Altbetons beeinflusst?
- Lassen sich die an Kleinkörpern erzielten Ergebnisse auf größere Bauteile übertragen?

Die Beantwortung dieser Fragen erfordert eine systematische Herangehensweise, da bestimmte Einflüsse nicht isoliert betrachtet werden können. Durch Variationen der Betonzusammensetzung werden z. B. nicht nur die Benetzungseigenschaften im flüssigen Zustand, sondern auch mechanische Eigenschaften im erhärteten Zustand beeinflusst.

Da die oben genannte Einschränkung auf vier Faktorgruppen selbst unter Berücksichtigung baupraktischer Gesichtspunkte noch zahllose Parameterkombinationen offenlässt, ist es dringend erforderlich, dass experimentelle Beobachtungen durch Modellvorstellungen erklärbar werden. Ergebnisse, die auf einer stichprobenartigen Untersuchung basieren, können dadurch auf vergleichbare Systeme übertragen werden. Mithilfe numerischer Berechnungen auf Mikro-, Meso- und Makroebene soll schließlich die Basis für eine wirklichkeitsnahe, aber auch unter baupraktischen Gesichtspunkten sinnvolle Abschätzung des Zug- und Schubtragverhaltens ermöglicht werden.

3.2 Arbeitsprogramm

Aus den oben genannten Gründen umfasst das Arbeitsprogramm sowohl experimentelle als auch numerische Untersuchungen. Die experimentellen Untersuchungen dienen im Wesentlichen der Kalibrierung und Verifikation der verwendeten Rechenmodelle. Die gewählten Versuchsparameter gehen aus Tabelle 3.1 hervor. Die im Einzelnen vorgesehenen Untersuchungen und deren Ziele können den folgenden Abschnitten entnommen werden. Die Aufteilung in mikro-, meso- und makroskopische Betrachtungen soll den unterschiedlichen Detaillierungsgrad der numerischen Berechnungen deutlich machen. Die experimentellen Untersuchungen lassen sich nicht immer eindeutig einer bestimmten Betrachtungsebene zuordnen.

Tabelle 3.1: Gewählte Versuchsparameter für die experimentellen Untersuchungen

Faktorgruppe	Faktor
Zusammensetzung Altbeton	C25/30; C30/37 C55/67; C70/85; C100/115 (Hochfeste Betone) C60/75 (Selbstverdichtender Beton) C120/135; C150/175 (FRC) („Ultrahochfeste“ Betone)
Oberflächenvorbehandlung	Sandstrahlen (stark/schwach) Hochdruckwasserstrahlen Aufrauung mittels Stahlrechen Abgezogen und geglättet bzw. unbehandelt
Wassergehalt der Altbetonoberfläche	Luftgetrocknet Angefeuchtet Wassergesättigt
Zusammensetzung Neubeton	Analog Altbeton; zusätzlich: Modifikationen des Normalbetons: C30/37-Grundmischung mit Fließmittel Fließmittel + Mikrosilikasuspension Fließmittel + Zement höherer Mahlfineinheit

3.2.1 Betrachtungen auf der Mikroebene

Ein wichtiges Hilfsmittel für die Betrachtungen auf der Mikroebene ist das CEMHYD3D-Programm des NIST [10]. Erwiesenermaßen lassen sich damit verschiedene Phänomene im Grenzflächenbereich simulieren, z. B. der „Wall effect“ oder der „one-sided growth effect“. Folgende Fragen sollen geklärt werden:

- Welche durchschnittliche Verteilung (V.-%) der Mikrostrukturbestandteile ergibt sich in der Übergangszone? (vgl. Bild 3.1)
- Welche Effekte sind in der Kontaktzone zu beobachten, wenn sich auf der Altbetonoberfläche Poren mit geringem Durchmesser befinden?
- Wie beeinflusst das wassersaugende Verhalten des Altbetons die Ausbildung der Übergangszone?

Als Eingangsgrößen werden die Volumen- und Oberflächenanteile der Klinkerphasen und Zusatzstoffe sowie deren Partikelgrößenverteilung benötigt [10]. Die Bestimmung erfolgt für mehrere Stichproben mittels Röntgen- bzw. Laserdiffraktometrie. Der Rechenalgorithmus, mit dem die Partikel „zufällig“ im virtuellen Raum verteilt werden, berücksichtigt vorgegebene Mindestpartikelabstände und bei Bedarf auch Agglomerationen (Flockenbildungen). Zur Überprüfung der Agglomerationsneigung bzw. der effektiven Partikelgrößenverteilung sind experimentelle Untersuchungen an Bindemittelleimen vorgesehen. Hierzu zählen Messungen des Zetapotenzials der Bindemittelbestandteile mit variablen FM-Konzentrationen (vgl. z. B. [37], [117]) sowie Untersuchungen mittels Akustik-Spektroskopie. Außerdem sollen durch Messungen der Oberflächenspannung gefilterter Porenlösungen Rückschlüsse auf das Benetzungsverhalten in Abhängigkeit von der Art und der Menge des verwendeten Fließmittels (Wirkstoffe: β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat; Polycarboxylat) ermöglicht werden.

Zur Überprüfung der Modellstudien eignen sich mikroskopische Untersuchungen an Anschliffen mit polierter Oberfläche. Durch den Einsatz eines Rasterelektronenmikroskops mit energiedispersiver Analyse-Einheit (REM-EDX) ist es in Kombination mit bildanalytischen

Betrachtungen prinzipiell möglich, die Zusammensetzung der Übergangszonen (ITZ) zu quantifizieren (siehe Bild 3.1). Um repräsentative Aussagen zu erhalten, sind jedoch sehr umfangreiche Untersuchungen erforderlich (vgl. Crumbie [36] bzw. Scrivener [146]; Anmerkung: Weil gerätebedingt nur zweidimensionale Betrachtungen möglich sind, besteht die Gefahr von Fehlinterpretationen). Die im Rahmen dieser Arbeit dokumentierten Aufnahmen dienen als Plausibilitätskontrolle für die Ergebnisse der Simulationsberechnungen. Die Anschliffe werden aus Reststücken gewonnen, die bei der Herstellung der in Abschnitt 3.2.3 beschriebenen Versuche anfallen (Spaltzugversuche). Zur Erfassung zeitabhängiger Entwicklungen sind hier keine Analysen vorgesehen.

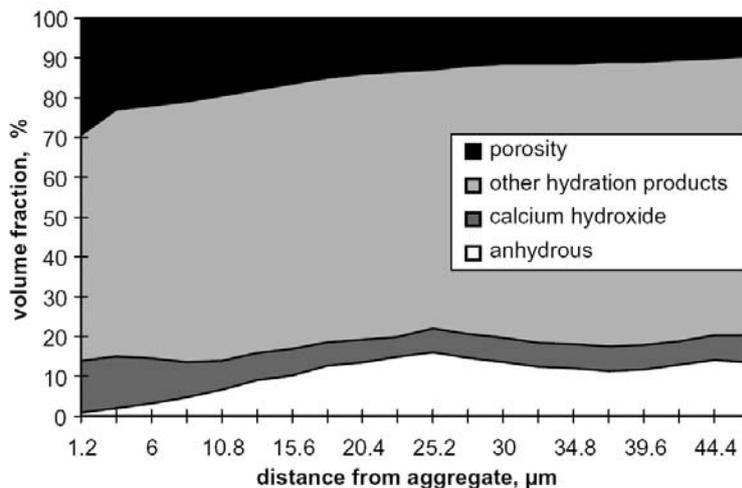


Bild 3.1: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) eines 28 d alten Betons nach Crumbie [36] (aus [146])

3.2.2 Betrachtungen auf der Mesoebene

Die Betrachtungen auf der „Mesoebene“ dienen im Wesentlichen dazu,

- den Anteil größerer Poren im Bereich der Grenzzone zu quantifizieren
- den Einfluss größerer Poren auf das Tragverhalten rechnerisch abzuschätzen
- die Verarbeitungseigenschaften der verwendeten Betone mithilfe rheologischer Untersuchungen zu charakterisieren.

Die Quantifizierung des Porenanteils im Bereich der Grenzzone erfolgt hier auf zwei Wegen. Vergleichsweise präzise Aussagen sind durch dreidimensionale computertomographische Betrachtungen möglich. Für die Untersuchungen dieser Arbeit wurde das Mikro-3D-CT-Gerät der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung in Berlin verwendet. Während einer Messung rotiert bei diesem Gerät der Probekörper um die eigene Achse, die Positionen der Röntgenröhre und des Detektors bleiben unverändert. Da sowohl die Erfassung der Mikrostruktur (hier: Kantenlänge eines Voxels (= dreidimensionales Pixel) ca. 25 µm) als auch die Auswertung mit einem erheblichen Aufwand verbunden ist, werden in Kapitel 4 nur die Untersuchungsergebnisse eines Probekörpers vorgestellt. Der zweite Weg,

der hier verfolgt wird, besteht darin, den Porenanteil, der sich bei der Betrachtung der Bruchflächen von Probekörpern offenbart, mithilfe eines Bildanalyse-Programms zu quantifizieren.

Die rechnerischen Untersuchungen zum Einfluss größerer Poren in der Grenzzone auf das Tragverhalten erfolgen an einem dreidimensionalen FE-Modell eines zentrischen Zugversuches mit Probekörpern, die in der Grenzzone, im Unterschied zu den unten stehenden makroskopischen FE-Berechnungen, verschieden große Lufteinschlüsse enthalten. Es sei darauf hingewiesen, dass die Berechnungen keine exakten Aussagen zulassen, weil die Ergebnisse u. a. von der Größe der finiten Elemente beeinflusst werden. Da keine experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der Bruchenergie in der Grenzzone vorgesehen sind, wird der Einfluss, den unterschiedliche Zugfestigkeiten und Bruchenergien in der Grenzzone ausüben, näherungsweise über eine Parameterstudie erfasst. Das Nachbruchverhalten von Beton kann bei dem verwendeten Programmsystem (SOFiSTiK AG [156]) derzeit nur über einen linear abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung berücksichtigt werden.

Lufteinschlüsse im Beton und in der Grenzzone sind auf unterschiedliche Phänomene zurückzuführen. Eine knappe und anschauliche Beschreibung dieser Phänomene findet sich in [100]. Das Volumen der eingeschlossenen Luft wird bei Rüttelbetonen demnach hauptsächlich von dessen Sandgehalt beeinflusst. Sandkörner sind ausreichend groß, um das Aufsteigen von Luftblasen behindern zu können, und weisen im Vergleich zu größeren Gesteinskörnern eine höhere spezifische Oberfläche auf. Die am Ende des Mischvorgangs enthaltene Luftmenge hängt von der Fließgrenze des Betons ab. Der Betrag der Fließgrenze kann durch Fließmittel und/oder Vibrationen verringert werden. Der Zusammenhang zwischen der Fließgrenze und der Selbstentlüftungsfähigkeit von Beton wird zum Beispiel in [179] beschrieben und sei hier kurz erläutert. In Bild 3.2 ist eine Luftblase in einer Flüssigkeit (Bingham-Fluid) zusammen mit einwirkenden Vertikalkräften dargestellt (F_A = Auftriebskraft; F_G = Gewichtskraft; F_W = Widerstandskraft).

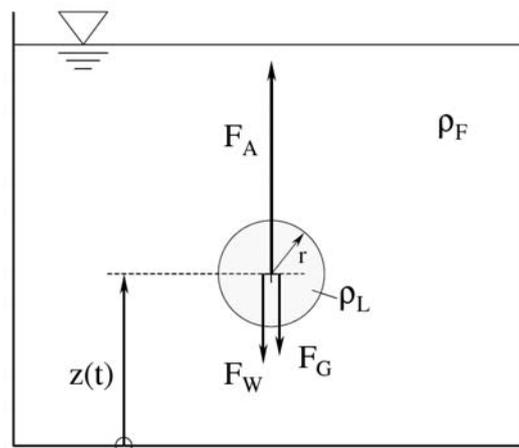


Bild 3.2: Kräftegleichgewicht einer Luftblase, die sich in einem Bingham-Fluid befindet (zur besseren Übersicht wurden die angreifenden Kräfte aus dem Schwerpunkt der Luftblase seitlich versetzt; aus [179])

Für die Aufwärtsbewegung der Blase mit der Masse m_B gilt unter der vereinfachenden Annahme einer konstanten Blasengeometrie folgendes Kräftegleichgewicht:

$$m_B \ddot{z} = F_A - F_G - F_W = \rho_F g \frac{4}{3} \pi r^3 - \rho_L g \frac{4}{3} \pi r^3 - (\pi r^2 \tau_0 + 6\pi r \eta_{pl} \dot{z}) \quad (3.1)$$

Die Fließeigenschaften eines Bingham-Fluides lassen sich durch zwei Parameter charakterisieren: durch die Fließgrenze τ_0 und die Viskosität η_{pl} . Die Widerstandskraft F_W eines Bingham-Fluides besteht aus zwei additiven Anteilen, wobei in den ersten die Fließgrenze und den zweiten die Viskosität eingeht. Ausgehend von Gleichung 3.1 lässt sich eine Formel zur Berechnung der Aufstiegsgeschwindigkeit und der Grenzgeschwindigkeit der Luftblase herleiten [179]. Unter Vernachlässigung der Dichte von Luft ($\rho_L = 1,2 \text{ kg/m}^3$; ρ_F ca. 2300 kg/m^3) ergibt sich für die Grenzgeschwindigkeit folgender Zusammenhang:

$$\dot{z}_{\max} = \frac{4gr^2 \rho_F - 3r\tau_0}{18\eta_{pl}} \quad (3.2)$$

Aus Gleichung 3.2 lässt sich schließen, dass ein Aufsteigen der Luftblase erst möglich ist, wenn die Fließgrenze folgende Bedingung erfüllt:

$$\tau_0 < \frac{4}{3} gr\rho_F \quad (3.3)$$

Die Überlegungen zur Selbstentlüftungsfähigkeit zeigen, dass die Bestimmung rheologischer Kenngrößen einen wichtigen Beitrag zur Charakterisierung der Verarbeitungseigenschaften des frischen Neubetons und zur Interpretation der makroskopischen Versuche zum Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton leisten kann. Die Ergebnisse der eigenen rheologischen Untersuchungen werden in Abschnitt 4.2.3 dokumentiert.

3.2.3 Betrachtungen auf der Makroebene

Mit den experimentellen Untersuchungen auf der Makroebene werden im Wesentlichen zwei Ziele verfolgt: Zum einem sollen der Haftverbund und das Tragverhalten nachträglich ergänzter Bauteile quantifiziert werden und zum anderen gilt es, Einflussgrößen zu charakterisieren.

Bei der Auswahl der Versuchsaufbauten spielen verschiedene Überlegungen eine Rolle. Für die Entwicklung und Kalibrierung eines Materialmodells zur Beschreibung des Zug- und Schubtragverhaltens von Betonfugen sind mehrere Versuchsaufbauten notwendig, mit denen unterschiedliche Beanspruchungssituationen simuliert werden können (z. B. „reiner Zug“, „reiner Schub“, „Druck + Schub“). In dieser Arbeit gilt es, wichtige Grundlagen auf dem Weg zu konsistenten Modellen zu schaffen. Im Vordergrund steht die Abschätzung der Zugtragfähigkeit. Mithilfe rechnerischer Parameterstudien lässt sich aufzeigen, wie der Weg durch ergänzende Kalibrierungsversuche fortgesetzt werden kann.

Der gewählten Strategie liegt die Vorstellung zugrunde, dass sich die Schubtragfähigkeit einer Betonfuge abschätzen lässt, wenn Erkenntnisse über die Zugtragfähigkeit vorliegen. Die Zugtragfähigkeit kann mithilfe von Spaltzugversuchen relativ einfach quantifiziert werden. Die entscheidenden Vorteile des in Bild 3.3 dargestellten Aufbaus gegenüber standardisierten Haftzugversuchen bestehen darin, dass geringere Streuungen zu erwarten sind und das Versagen gezielt in der Verbundfuge hervorgerufen werden kann.

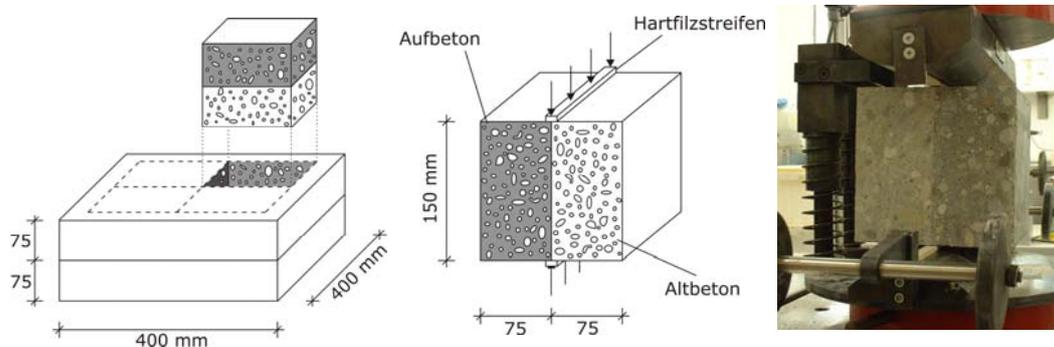


Bild 3.3: Spaltzugversuche: Versuchsaufbau und Herstellung der Probekörper

Die Herstellung der Probekörper für die Spaltzugversuche wird ebenfalls in Bild 3.3 angedeutet. Durch das Heraussägen von vier Würfeln aus einer Platte mit Grundrissabmessungen von 40 x 40 cm² kann Folgendes erreicht werden: Für die Lasteinleitung stehen zwei nahezu parallele, ebene Flächen zur Verfügung. Außerdem sind vier vergleichbare Probekörper vorhanden, die Aussagen zur Streuung der Versuchsergebnisse ermöglichen.

Mithilfe der Spaltzugversuche ist eine umfangreiche Parameterstudie zum Einfluss der in Tabelle 3.1 aufgeführten Faktoren auf den Haftverbund mit vertretbarem Aufwand zu bewerkstelligen. Die durchgeführten Versuche gliedern sich in drei Teilprojekte, die in Abschnitt 4.1.1 zusammen mit den explizit untersuchten Parameterkombinationen näher erläutert werden.

Um aufzeigen zu können, dass sich die verwendeten Materialmodelle auf großformatige Bauteile übertragen lassen, sind ergänzende Balkenversuche mit dem in Bild 3.4 dargestellten Aufbau vorgesehen. Der Vorteil dieses Versuchsaufbaus besteht im Wesentlichen darin, dass Vergleichsmöglichkeiten zu bisher durchgeführten, sehr gut dokumentierten Versuchen mit und ohne Verbund- bzw. Querkraftbewehrung bestehen (vgl. Abschnitt 6.3).

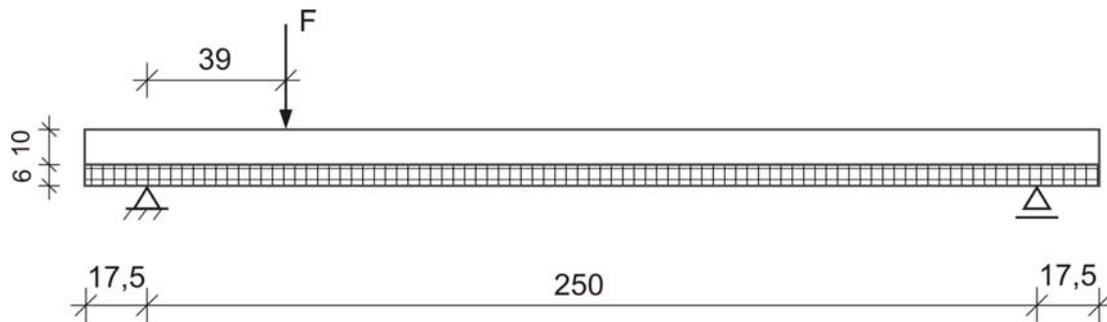


Bild 3.4: Aufbau Balkenversuche

Im Hinblick auf die Interpretation der Balken- und Spaltzugversuche müssen wichtige Einflussgrößen quantifiziert werden:

- Erfassung der Topographie der Altbetonoberflächen mithilfe eines 3D-Digitalisierers (horizontale Messpunktabstände ca. 150 μm); Hinweise zum Messverfahren und zur Auswertung der Messdaten folgen in Abschnitt 4.1.3. Grundsätzliche Möglichkeiten zur Bestimmung und zur Quantifizierung von Oberflächenrauheiten wurden bereits in [189] und [134] beschrieben.
- Erfassung der Topographie ausgewählter Altbetonoberflächen mittels laseroptischer Verfahren mit einer lateralen Auflösung von ca. 30 μm
- Bestimmung der Wasseraufnahmekoeffizienten der verwendeten Altbetone
- Erhärtung von Beton im Reißrahmen (nur der Neubeton, der bei den Balkenversuchen zum Einsatz kommt)
- Bestimmung der Frisch- und Festbetoneigenschaften (inkl. E-Modul)
- Kriech- und Schwindversuche für ausgewählte Betone nach DAfStb Heft 422 [25]
- Bestimmung der Wärmedehnzahl des Neubetons, der bei den Balkenversuchen zum Einsatz kommt

Ergänzend zu diesen Untersuchungen bestand die Möglichkeit, Verformungen von Probekörperoberflächen während der Durchführung ausgewählter Spaltzugversuche mit einem optischen Messsystem zu erfassen. Die Ergebnisse und der Messaufbau werden in Abschnitt 4.1.5 beschrieben. Rückschlüsse auf den Hydratationsfortschritt des bei den Balkenversuchen verwendeten Neubetons ermöglichen die mit einem SEA-System [169] (SEA = Schallemissionsanalyse) der BAM (Berlin) detektierten Veränderungen der akustischen Dämpfungseigenschaften. Die Ergebnisse dienen der Kalibrierung der verwendeten Mikro- (Hydratationsfortschritt) und Makromodelle (z. B. Querdehnzahl).

Mit den numerischen Berechnungen, die hier ausschließlich mit dem Programmsystem der SOFiSTiK AG durchgeführt wurden, soll in erster Linie aufgezeigt werden, wie die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen zu einem besseren Verständnis des Zug- und Schubtragverhaltens von Betonfugen bzw. von nachträglich ergänzten Betonbauteilen beitragen können. Mithilfe konsistenter Modelle und leistungsfähiger Programmsysteme

können zukünftig kombinierte Beanspruchungen infolge Zwang und äußerer Lasten wirklichkeitsnäher berücksichtigt werden.

Die gewählte Vorgehensweise zur Beantwortung der oben genannten Fragen wird in Bild 3.5 veranschaulicht. Die Verbindungspfeile zwischen den drei Betrachtungsebenen deuten die Reihenfolge an, in der die Untersuchungsergebnisse in den Kapiteln 4 und 5 vorgestellt werden. Den Ausgangspunkt bilden die experimentellen Untersuchungen auf der Makroebene. Die Zusammenführung der Teilergebnisse und Anmerkungen zu nicht systematisch untersuchten Einflussgrößen folgen in Kapitel 6.

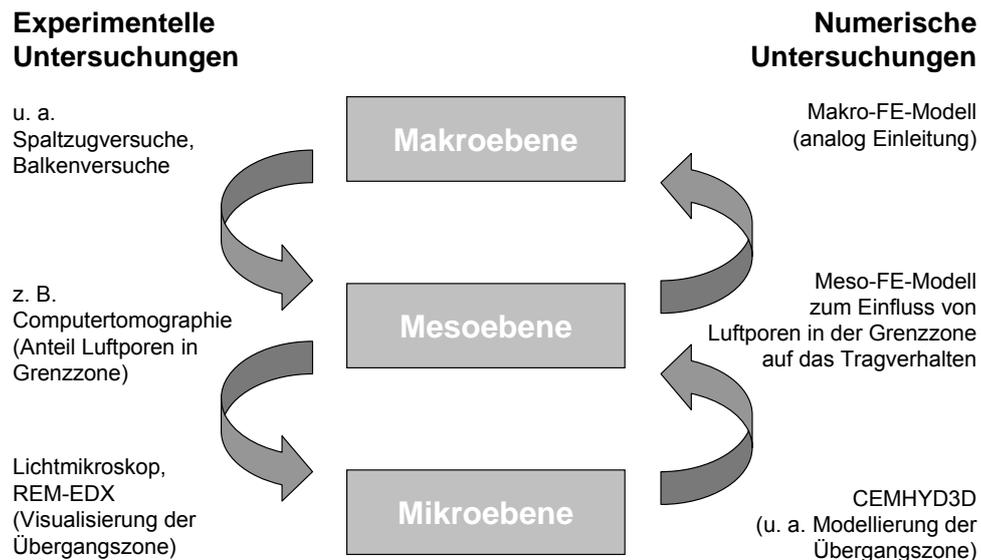


Bild 3.5: Schematische Darstellung der eigenen Untersuchungen auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen

4 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen vorgestellt. Die Unterscheidung zwischen Betrachtungen auf der Makro-, Meso- und Mikroebene soll die Bedeutung der einzelnen Untersuchungen für die in Kapitel 5 beschriebenen numerischen Simulationen verdeutlichen. Die vorgenommene Unterteilung geht aus Abschnitt 3.2 hervor.

4.1 Makroebene

4.1.1 Spaltzugversuche: Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Mithilfe von Spaltzugversuchen soll der Zusammenhang zwischen den in Tabelle 3.1 aufgelisteten Einflussfaktoren und der Verbundfestigkeit quantifiziert werden. Um aussagekräftige Ergebnisse erzielen zu können, muss darauf geachtet werden, dass mit Ausnahme der (jeweils) untersuchten Kenngröße alle anderen Einflüsse nahezu unverändert bleiben. Zur Minimierung des Einflusses von Zwangsbeanspruchungen, die z. B. durch den Abfluss der Hydratationswärme entstehen, wurden vergleichsweise kleine Verbundplatten mit Grundrissabmessungen von 40 x 40 cm² und einer Höhe von 2 x 7,5 cm gewählt (siehe Bild 3.3). Alle Plattenelemente wurden 28 d nach der Herstellung der Altbetonhälfte durch Neubeton ergänzt. Weitere 28 d später erfolgte die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit. Die eigentlichen Probekörper – Würfel mit einer Kantenlänge von 15 cm – wurden erst einen Tag vor der Prüfung aus den Plattenelementen herausgesägt. Abgesehen von dieser kurzen Unterbrechung wurden die Verbundkörper bis zur Prüfung unter einer Abdeckung aus Plastikfolien und nassen Säcken bei einer Raumtemperatur von etwa 20 °C „feucht“ gelagert. Durch diese Maßnahme konnte das Trocknungsschwinden zwar minimiert, jedoch nicht vollständig unterbunden werden. Je nach Feuchtegehalt und Porosität des Altbetons wird dem nachträglich ergänzten Beton eine mehr oder weniger große Wassermenge entzogen. Da die Veränderungen des Wassergehaltes die mechanischen Eigenschaften des grenzzonennahen Neubetons wesentlich beeinflussen können (siehe oben), waren im Versuchsprogramm auch hierzu Untersuchungen vorgesehen.

Die durchgeführten Spaltzugversuche lassen sich in drei Teilprojekte mit unterschiedlicher Zielrichtung gliedern:

- Teilprojekt 1: Schwerpunkt: Sanierung und Verstärkung von Betonkonstruktionen (Aufrauung der Altbetonoberflächen vorwiegend durch Sandstrahlen und Höchstdruckwasserstrahlen = HDW); außerdem: Klärung der Fragen aus Abschnitt 2.4; die Herstellung der Probekörper erfolgte im Materialprüfungsamt der TU München (Ausnahme: Für die Aufrauung mittels HDW wurde eine Spezialfirma beauftragt).

- Teilprojekt 2: Schwerpunkt: Verbundverhalten „neuer“ Betone (SCC, UHPC und UHPFRC); die verwendeten Rezepturen stammten von der Baufirma, die auch die Herstellung der Probekörper übernahm; die Versuchsdurchführung erfolgte wie in allen anderen Fällen im Materialprüfungsamt der TU München.
- Teilprojekt 3: Schwerpunkt: Fertigteile mit Ortbetonergänzung; Herstellung der Fertigteilplatten in einem Fertigteilwerk (typische Fertigteiloberflächen: unbehandelt oder mittels Stahlrechen aufgeraut); die Ergänzung der Platten erfolgte im Materialprüfungsamt der TU München; mit dem dritten Teilprojekt wurde erst nach der Auswertung der beiden ersten Projekte begonnen (Hinweis: Die Teilprojekte 1 und 2 wurden zeitlich parallel abgewickelt). Die in Abschnitt 4.1.7 beschriebenen Balkenversuche waren Bestandteil des dritten Teilprojektes.

Im ersten Teilprojekt wurde der Einfluss der in Tabelle 4.1 aufgeführten Parameter auf die Spaltzugfestigkeit in der Verbundzone untersucht.

Tabelle 4.1: Versuchsparameter Spaltzugversuche (Teilprojekt 1)

Faktorgruppe	Faktor
Zusammensetzung Altbeton	C30/37 C55/67; C70/85; C100/115 (Hochfeste Betone)
Oberflächenvorbehandlung	Sandstrahlen (stark/schwach) Hochdruckwasserstrahlen Abgezogen und geglättet bzw. unbehandelt
Wassergehalt der Altbetonoberfläche	Angefeuchtet Wassergesättigt
Zusammensetzung Neubeton	Analog Altbeton; zusätzlich: Modifikationen des Normalbetons: C30/37-Grundmischung mit Fließmittel Fließmittel + Mikrosilikasuspension Fließmittel + Zement höherer Mahlfineinheit

Aus der Kombination der Versuchsparameter ergab sich eine Versuchsmatrix, welche die Herstellung von 75 Verbundplatten und somit die Durchführung von 300 Spaltzugversuchen an Verbundkörpern vorsah. Die gewählten Parameterkombinationen sind dem Anhang zu entnehmen. Bei allen Teilprojekten wurden zusätzlich die Festigkeitseigenschaften der verwendeten Betone ermittelt (Druck- und Zugfestigkeit, E-Modul). Die Prüfung der Zugfestigkeit erfolgte zu Vergleichszwecken an Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm.

Tabelle 4.2: Versuchsparameter Spaltzugversuche (Teilprojekt 2)

Faktorgruppe	Faktor
Zusammensetzung Altbeton	C30/37 (Unterschied zu Teilprojekt 1: anderer Zement) C60/75 (Selbstverdichtender Beton) C120/135; C150/175 (FRC) („Ultrahochfeste“ Betone)
Oberflächenvorbehandlung	Sandstrahlen (schwach) Abgezogen und geglättet bzw. unbehandelt
Wassergehalt der Altbetonoberfläche	Luftgetrocknet Wassergesättigt
Zusammensetzung Neubeton	Analog Altbeton

Weniger umfangreich fielen die Untersuchungen des zweiten Teilprojektes aus. Für die in Tabelle 4.2 und im Anhang enthaltenen Parameter bzw. Parameterkombinationen ergab sich eine Anzahl von 24 Verbundplatten und 96 Spaltzugversuchen an Verbundkörpern. Die

Parameterkombinationen des dritten Teilprojektes gehen direkt aus Tabelle 4.3 hervor (6 Verbundplatten; 24 Spaltzugversuche).

Tabelle 4.3: Versuchsparameter Spaltzugversuche (Teilprojekt 3)

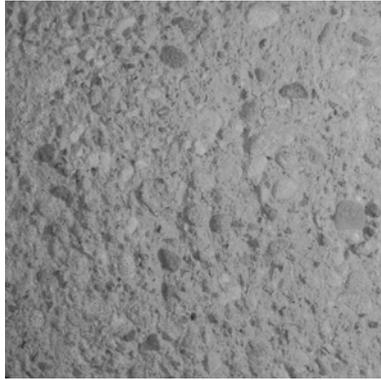
Faktorgruppe	Faktor	1-4	5-8	9-12	13-16	17-20	21-24
Zusammensetzung Altbeton	C25/30						
Oberflächenvorbehandlung	Unbehandelt						
	Stahlrechen						
	Wasserstrahlen						
Wassergehalt der Altbetonoberfläche	Luftgetrocknet						
	H ₂ O-gesättigt						
Zusammensetzung Neub.	C30/37*						

Bei der Herstellung der Verbundplatten wurden die Gegebenheiten der im Blickpunkt stehenden Anwendungsfälle berücksichtigt: Das Aufbringen des Neubetons erfolgte von oben auf die (nahezu) horizontale Altbetonoberfläche. Mit Ausnahme der Betone mit selbstverdichtenden Eigenschaften (Teilprojekt 2: C60, C120 und C150) wurden alle Neubetone mit einem herkömmlichen Flaschenrüttler (Durchmesser: 25 mm) verdichtet. In analoger Weise gilt dies auch für die Herstellung der Altbetonplatten. Die Verdichtung der Fertigteilplatten (Teilprojekt 3) erfolgte in einem Fertigteilwerk auf dem für die „normale“ Produktion verwendeten Rütteltisch. Die Fertigteiloberflächen blieben nach dem Verdichten unbehandelt oder wurden mithilfe eines Stahlrechens manuell aufgeraut. Ergänzend dazu wurde bei zwei Platten die oberste Zementleimschicht wenige Stunden nach dem Rüttelvorgang mittels Wasserstrahlen entfernt.

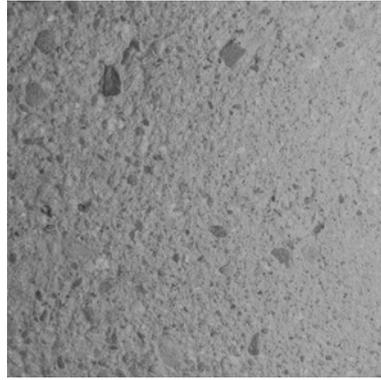
Die in den Teilprojekten 1 und 2 vorgesehene mechanische Aufrauung mittels Sand- oder Höchstdruckwasserstrahlen erfolgte wenige Tage nach der Herstellung der Altbetonplatten. Der Aufrauungsvorgang durch Höchstdruckwasserstrahlen ist in Bild 4.2 zu erkennen. Der Wasserdruck betrug 2200 bar (Angabe der ausführenden Firma). Zu berücksichtigen ist, dass die Abtragswirkung auch vom Abstand der Düse zur Oberfläche und von der Bearbeitungsdauer beeinflusst wird. Ähnliches gilt für die Bearbeitung der Altbetonoberflächen mittels Sandstrahlen. Als Strahlgut wurde Schlacke mit einem Korndurchmesser von ca. 1,6 mm verwendet. Die Oberflächen ausgewählter Altbetonplatten sind in Bild 4.2 dargestellt.



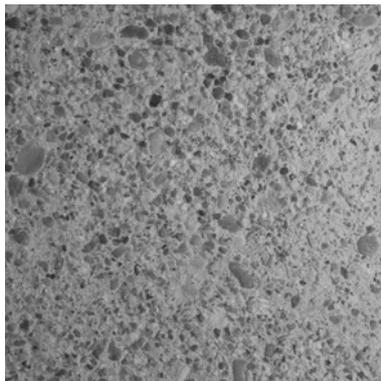
Bild 4.1: Höchstdruckwasserstrahlen von Altbetonplatten



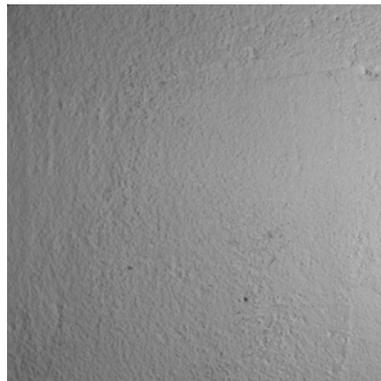
„stark sandgestrahlt“



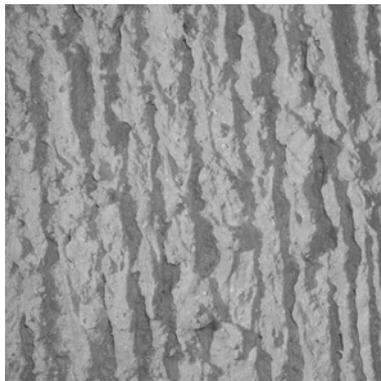
„schwach sandgestrahlt“



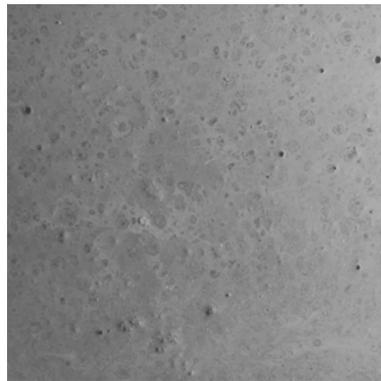
„höchstdruckwassergestrahlt“



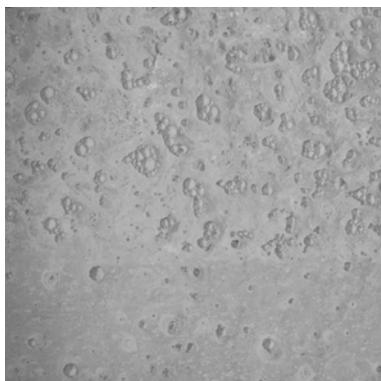
„geglättet“



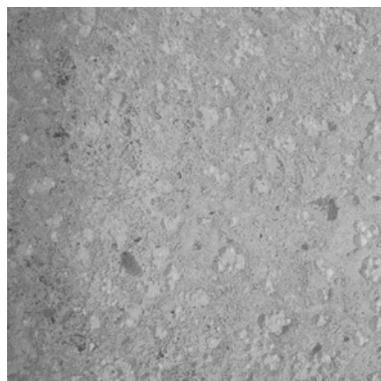
„mittels Stahlrechen aufgeraut“



„unbehandelt“



„rüttelrau“



„rüttelrau + wassergestrahlt“

Bild 4.2: Fotos von Altbetonoberflächen (Ausschnitt jeweils: 15 x 15 cm²)

Mit Ausnahme der kurzen Unterbrechung durch das Aufrauen wurden die Altbetonplatten in einem Kellerraum bei einer Lufttemperatur von etwa 20 °C gelagert – entweder unter Wasser oder in einem Raum mit einer relativen Luftfeuchtigkeit von ca. 50 %. Bei den wassergesättigten Probekörpern wurde die Wasserlagerung erst ca. 20 Minuten vor dem Aufbringen des Neubetons beendet. Die trocken gelagerten Altbetonplatten des ersten Teilprojektes wurden analog zu den in Abschnitt 2.4 beschriebenen Versuchen mit einem in Wasser getränkten Schwamm leicht angefeuchtet. Die Lagerung der luftgetrockneten Platten des zweiten Teilprojektes erfolgte in einem Klimaraum bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchtigkeit. Auf das Anfeuchten wurde bei den trocken gelagerten Platten der Teilprojekte 2 und 3 verzichtet.

Alle Verbundkörper wurden in derselben Universalprüfmaschine bis zum Bruch belastet. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug in Anlehnung an DIN EN 12390-6 (02.2001) 1,8 kN/s (0,05 N/(mm²s)). Bei einem E-Modul von 30000 MPa entspricht dies einer Dehnrates von etwa $1,7 \cdot 10^{-6}$ 1/s (vgl. Bild 2.7; quasi-statische Beanspruchung).

Wie aus Bild 3.3 hervorgeht, erfolgte die Lasteinleitung bei den Spaltzugversuchen über Hartfilzstreifen (Breite ca. 10 mm, Höhe ca. 4 mm). Mithilfe der ebenfalls in Bild 3.3 dargestellten Hilfskonstruktion konnten die Probekörper problemlos so ausgerichtet werden, dass die Mitte der Lasteinleitungsstreifen mit der Verbundfuge zusammentraf. Bei Probekörpern mit vergleichsweise sehr hoher Bruchlast mussten die Hartfilzstreifen durch Stahlleisten mit gleichen Abmessungen ersetzt werden.

4.1.2 Verwendete Betone

In diesem Abschnitt werden die Rezepturen der verwendeten Betone zusammen mit ausgewählten Frisch- und Festbetoneigenschaften vorgestellt. In den Tabellen werden die Mischungen des ersten Teilprojektes durch Abkürzungen repräsentiert. Die Zuordnung zwischen den Angaben in Tabelle 4.1 und den Abkürzungen geht aus Tabelle 4.4 hervor.

Tabelle 4.4: Zuordnung zwischen den Mischungsbezeichnungen des ersten Teilprojektes und den Angaben zur Betonzusammensetzung in Tabelle 4.1

Mischungs-bez.	Altbeton	Anzahl der Platten	Mischungs-bez.	Neubeton
M-1	C30/37	15	M-6	C30/37
M-2	C30/37	15	M-7	C30/37 ¹⁾ + FM 30
M-3	C55/67	15	M-8	C30/37 ¹⁾ + FM 30 + Mikrosilika
M-4	C70/85	15	M-9	C30/37 ¹⁾ + FM 30 + CEM I 42,5 R
M-5	C100/115	15	M-10	C55/67
			M-11	C70/85
			M-12	C100/115

¹⁾ gezielte Veränderung der Mischung M-6

Durch die Modifikationen der Mischung M-6 verändern sich u. a. die Druckfestigkeiten. Die angegebenen Betonfestigkeitsklassen dienen generell nur als grobe Orientierung. Aus den unten stehenden Tabellen dieses Abschnittes gehen die tatsächlich erreichten Festigkeiten hervor. Die Angaben in Tabelle 4.6 stammen von der Baufirma, die auch die Herstellung der Probekörper des 2. Teilprojektes übernahm.

Tabelle 4.5: Zusammensetzung der verwendeten Betone [kg/m³] (Teilprojekt 1)

	M-1,2,6	M-7	M-8	M-9	M-3,10	M-4,11	M-5,12
CEM I 32,5 R ¹⁾	310,0	310,0	290,0				
CEM I 42,5 R ¹⁾				310,0	370,0	390,0	440,0
Mikrosilika ²⁾			40,0			50,0	84,0
Flugasche ³⁾					60,0	70,0	100,0
Sand 0/4 mm	970,0	970,0	967,0	970,0	950,0	927,0	712,0
Kies 4/8 mm	196,0	196,0	196,0	196,0	192,0	187,0	315,0
Kies 8/16 mm	776,0	776,0	774,0	776,0	760,0	741,0	
Granitsplitt 8/22 mm							722,0
Fließmittel ⁴⁾		4,34	8,41	6,20	13,69 ⁵⁾	12,48	8,8 ⁵⁾
Zugabewasser	176,7	173,1	149,7	171,5	134,4	106,4	90,6
w/z-Wert [-]	0,57	0,57	0,57	0,57	0,37	0,32	0,27

¹⁾ Märker Portlandzement (Märker Zement GmbH)

²⁾ Silicasuspension „EMSAC 500 DOZ (SF)“ (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

³⁾ Steinkohlenflugasche SAFAMENT (SAFA Saarfiterasche-Vertriebs-GmbH & Co. KG)

⁴⁾ Woerment FM 30 (FM) / BV (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

⁵⁾ Woerment FM 794 (FM) / BV 794 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG) bei M-5,10,12

Tabelle 4.6: Zusammensetzung der verwendeten Betone [kg/m³] (Teilprojekt 2)

	B-1 C30	B-2 C60 (SVB)	B-3 C120	B-4 C150
CEM I 42,5 R	310,0 ¹⁾		600,0 ²⁾	
CEM I 52,5 R		344,0 ³⁾		670,0 ⁴⁾
Mikrosilika			90,0	154,0
Flugasche			135,0	
Quarzmehl				221,0
Kalksteinmehl		269,0		
Stahlfasern 12/30 mm				78,0
Sand	970,0 (Sand 0/4 mm)	720,0 (Sand 0/1 mm)	606,0 (Sand 0/2 mm)	1179,0 (Sand 0/3 mm)
Kies 4/8 mm	196,0	361,0		
Kies 8/16 mm	776,0			
Splitt 2/8 mm			947,0	
Splitt 8/16 mm		514,0		
Fließmittel ⁵⁾		7,0	21,0	30,0
Zugabewasser	176,7	162,0	130,0	137,0
w/z-Wert [-]	0,57	0,49 ⁶⁾	0,28	0,32 ⁶⁾

¹⁾ Märker Portlandzement (Märker Zement GmbH)

²⁾ Heidelberger Cement AG

³⁾ Heidelberger Cement AG (CEM I 52,5 R-en)

⁴⁾ Heidelberger Cement AG (CEM I 52,5 R HS NA)

⁵⁾ Fließmittel auf Polycarboxylatether-Basis

⁶⁾ Gehalt an Kalkstein- bzw. Quarzmehl wurde dem „z“-Wert nicht angerechnet

Tabelle 4.7: Zusammensetzung der verwendeten Betone [kg/m³] (Teilprojekt 3)

	Fertigteilbeton (R-1)	Ergänzungsbeton (M3)
CEM I 32,5 R		310 ¹⁾
CEM II/A-LL 42,5 R	290 ²⁾	
Sand 0/4	801	970
Kies 4/8	380	196
Kies 8/16	753	776
Fließmittel	4,35 (MC; FK 801.1)	2,40 (FM 30)
Zugabewasser	166	174,8
w/z-Wert [-]	0,59	0,57

¹⁾ Märker Portlandzement (Märker Zement GmbH)

²⁾ Fa. Schwenk (Allmendingen)

Bei allen mit „M“ bezeichneten Mischungen und bei der Mischung B-1 wurden natürliche, ungebrochene Sande und Kiese aus dem Großraum München als Zuschlag verwendet. Die Kornzusammensetzung wurde zwischen den stetigen Sieblinien A16 und B16 nach DIN 1045-2 (07.2001) gewählt (Mischung R-1 analog; die Zuschläge stammen in diesem Fall aus dem Allgäuer Raum). Bei den Mischungen M-5 und M-12 wurde der Grobzuschlag (Kies 8/16 mm) durch gebrochenen Granitsplitt 8/22 mm ersetzt.

Hinweise zur Zusammensetzung ausgewählter Zemente, Zusatzstoffe und Zusatzmittel folgen in Abschnitt 4.3.1.

Die für die einzelnen Mischungen bestimmten Frischbetoneigenschaften können den folgenden Tabellen entnommen werden. Bei der Mischung M-11 wurde ein etwas älteres, möglicherweise weniger wirksames Fließmittel verwendet. Das Ausbreitmaß fiel im Vergleich zur Mischung M-4 deutlich geringer aus.

Tabelle 4.8: Frischbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 1)

	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5
Rohdichte [kg/dm ³] ¹⁾	2,40	2,40	2,44	2,42	2,45
Luftgehalt [%] ²⁾	1,7	1,6	2,4	2,5	0,9
Ausbreitmaß [cm] ³⁾	34,5	34	49,5	52	61,5
Konsistenz ⁴⁾	F1/F2	F1/F2	F4	F4	F5

¹⁾ nach DIN 1048 Teil 1 (06.2001) bzw. DIN EN 12350-6 (03.2000)

²⁾ nach DIN 1048 Teil 1 (06.2001) bzw. DIN EN 12350-7 (03.2000)

³⁾ nach DIN 1048 Teil 1 (06.2001) bzw. DIN EN 12350-5 (03.2000)

⁴⁾ nach DIN 1045-2, Tabelle 6 (07.2001)

Tabelle 4.9: Frischbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 1)

	M-6	M-7	M-8	M-9	M-10	M-11	M-12
Rohdichte [kg/dm ³] ¹⁾	2,40	2,44	2,44	2,43	2,46	2,43	2,45
Luftgehalt [%] ²⁾	2,3	0,9	1,2	1,4	1,7	2,8	0,7
Ausbreitmaß [cm] ³⁾	36	55	55,5	49,5	54	42	67
Konsistenz ⁴⁾	F2	F4	F4/F5	F4	F4	F3	F6

^{1) 2) 3) 4)} vgl. Tabelle 4.8

Tabelle 4.10: Frischbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 2)

	B-1	B-2	B-3	B-4
Rohdichte [kg/dm ³] ¹⁾	2,42	2,41	2,59	2,43
Luftgehalt [%] ²⁾	1,8	1,5	1,2	3,4
Ausbreitmaß [cm]	37,0 ³⁾	76,0 ⁵⁾	75,0 ⁵⁾	75,0 ⁵⁾
Konsistenz	F2 ⁴⁾	-	-	-

^{1) 2) 3) 4)} vgl. Tabelle 4.8

⁵⁾ Setzfließmaß nach DAfStb-Richtlinie für Selbstverdichtenden Beton, Anhang M [43]

Tabelle 4.11: Frischbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 2)

	B-1	B-2	B-3	B-4
Rohdichte [kg/dm ³] ¹⁾	2,42	2,39	2,60	2,44
Luftgehalt [%] ²⁾	1,7	1,8	1,2	2,9
Ausbreitmaß [cm]	38,0 ³⁾	74,0 ⁴⁾	76,0 ⁴⁾	78,0 ⁴⁾
Konsistenz	F2 ⁵⁾	-	-	-

^{1) 2) 3) 4)} vgl. Tabelle 4.8

⁵⁾ Setzfließmaß nach DAfStb-Richtlinie für Selbstverdichtenden Beton, Anhang M [43]

Tabelle 4.12: Frischbetoneigenschaften des Alt- und Neubetons (Teilprojekt 3)

	R-1	M3-1	M3-2	M3-3
Rohdichte [kg/dm ³] ¹⁾	-	2,38	2,41	2,44
Luftgehalt [%] ²⁾	-	1,2	2,1	1,0
Ausbreitmaß [cm] ³⁾	-	50,5	50	54
Konsistenz ⁴⁾	F3	F4	F4	F4

^{1) 2) 3) 4)} vgl. Tabelle 4.8

Die Angaben in Tabelle 4.10 und Tabelle 4.11 stammen wieder von der beteiligten Baufirma. Bei den Mischungen B-2 und B-3 kam ein Blockiering mit 16 Stäben zum Einsatz. Für die Mischung B-4 wurde das Setzfließmaß ohne Blockiering bestimmt. In Tabelle 4.12 sind die Frischbetoneigenschaften für drei Neubetonmischungen angegeben, da parallel zu den Verbundplatten die Fertigteilbalken ergänzt wurden und wegen der begrenzten Mischerkapazität drei Mischungen erforderlich waren. Die ermittelten Ausbreitmaße liegen für alle Neubetonmischungen in derselben Größenordnung. Bei den weiteren Betrachtungen wird nicht mehr zwischen diesen Mischungen unterschieden.

Zur Bestimmung ausgewählter Festbetoneigenschaften wurden allen Mischungen Proben entnommen und zusätzliche Körper hergestellt. Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm. Wie bereits erwähnt, wurde auch die Spaltzugfestigkeit an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm bestimmt. Zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls kamen Zylinder mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm zum Einsatz.

Die Betonwürfel zur Bestimmung der Druckfestigkeit und die Zylinder für die Elastizitätsmodulprüfung wurden gemäß NA.2 des nationalen Anhangs zu DIN EN 12390-2 (03.2000) gelagert. Sieben Tage nach Herstellung der Probekörper wurde demnach die Feuchtlagerung beendet. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, erfolgte die Lagerung der Würfel zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wie bei den Verbundplatten. Die Ergebnisse der Prüfungen sind dem Anhang zu entnehmen. In den folgenden Tabellen sind ausgewählte Ergebnisse enthalten.

Tabelle 4.13: Festbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 1)

	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5
$f_{cm,cube,dry,28d}$ [MPa] ¹⁾	35,0	37,5	77,5	98,5	126,5
$f_{cm,cube,dry,56d}$ [MPa] ¹⁾	39,0	40,5	84,0	106,0	141,0
$f_{ctm,spl,cube,28d}$ [MPa] ²⁾	2,70	2,80	3,90	4,10	5,35

¹⁾ Mittelwert aus drei Druckfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

Tabelle 4.14: Festbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 1)

	M-6	M-7	M-8	M-9	M-10	M-11	M-12
$f_{cm,cube,dry,28d}$ [MPa] ¹⁾	41,0	47,5	61,5	54,5	87,0	96,5	128,5
$f_{ctm,spl,cube,28d}$ [MPa] ²⁾	2,50	3,15	3,60	3,15	4,30	4,00	5,20
$f_{ctm,spl,cyl,28d}$ [MPa] ³⁾	2,90	2,95	3,05	3,10	5,10	4,65	5,10
$E_{cm,28d}$ [MPa] ³⁾	29800	30100	32100	32500	37400	35800	39100

¹⁾ Mittelwert aus drei Druckfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

³⁾ Mittelwert aus drei Versuchen (Zylinder mit $\varnothing=150$ mm und $h=300$ mm)

Tabelle 4.15: Festbetoneigenschaften des Altbetons (Teilprojekt 2)

	B-1	B-2	B-3	B-4
$f_{cm,cube,dry,28d}$ [MPa] ¹⁾	57,0	97,5	135,5	176,5
$f_{cm,cube,dry,56d}$ [MPa] ²⁾	58,0	92,5	137,0	175,0
$f_{ctm,spl,cube,28d}$ [MPa] ³⁾	3,90	3,70	4,60	10,00

¹⁾ Mittelwert aus sechs Druckfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ Mittelwert aus drei Druckfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

³⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

Tabelle 4.16: Festbetoneigenschaften des Neubetons (Teilprojekt 2)

	B-1	B-2	B-3	B-4
$f_{cm,cube,dry,28d}$ [MPa] ¹⁾	52,0	100,5	139,0	164,0
$f_{ctm,spl,cube,28d}$ [MPa] ²⁾	3,40	3,45	5,70	7,80
$f_{ctm,spl,cyl,28d}$ [MPa] ³⁾	3,50	5,55	6,95	9,45
$E_{cm,28d}$ [MPa] ³⁾	32800	38700	53400	52800

¹⁾ Mittelwert aus drei Druckfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugfestigkeitsversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

³⁾ Mittelwert aus drei Versuchen (Zylinder mit $\varnothing=150$ mm und $h=300$ mm)

Tabelle 4.17: Festbetoneigenschaften des Alt- und Neubetons (Teilprojekt 3)

	Fertigteilebeton (R-1)	Ergänzungsbeton (M3)
$f_{cm,cube,28d}$ [MPa]	40,5	43,0
$f_{cm,cube,56d}$ [MPa]	43,0	-
$f_{ctm,spl,28d}$ [MPa]	2,1	2,9
$f_{ctm,spl,56d}$ [MPa]	2,3	-
$E_{cm,28d}$ [MPa]	25800	31100
$E_{cm,56d}$ [MPa]	26900	-

4.1.3 Oberflächenrauheit

Die Rauheit der Altbetonoberflächen wurde durch die Anwendung von drei verschiedenen Verfahren messtechnisch erfasst:

- Sandflächenverfahren nach Kaufmann
- 3D-Lasermessungen an Referenzkörpern (nur für Teilprojekt 1 und 2)
- Messungen mit einem 3D-Digitalisierer

Bei den Teilprojekten 1 und 3 (Herstellung in München) wurden die relevanten Flächen außerdem fotografisch dokumentiert. Ausgewählte Fotos sind in Bild 4.2 dargestellt.

Mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann kann genau eine Rauheitskenngröße bestimmt werden, nämlich die mittlere Rautiefe R_f . Es handelt sich um ein „berührendes“ Verfahren, das sich durch eine einfache Handhabung auszeichnet. Zur Bestimmung der mittleren Rautiefe wird feiner Sand mit bekanntem Volumen V auf die relevante Oberfläche gegeben. Mit einer Hartholzscheibe verteilt man den Sand kreisförmig, bis er alle Vertiefungen gerade ausfüllt. Aus dem Durchmesser des entstandenen Sandkreises kann

die Rautiefe R_t als Höhe des gedachten Zylinders mit dem Kreisdurchmesser d und dem Sandvolumen V berechnet werden (vgl. Bild 4.3 und [193]):

$$R_t = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot d^2} \quad (4.1)$$

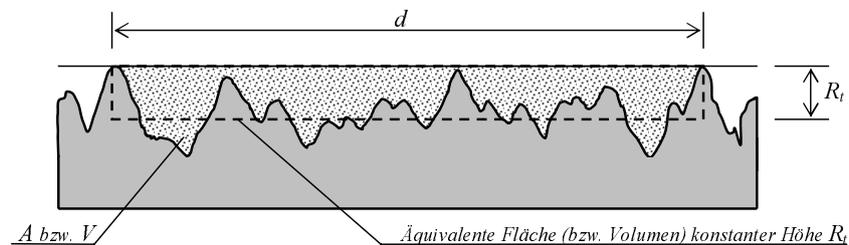


Bild 4.3: Definition der Rautiefe R_t beim Sandflächenverfahren nach Kaufmann

Für das Sandflächenverfahren werden nur wenige Hilfsmittel benötigt:

- Trockener Quarzsand der Körnung 0,1 bis 0,5 mm
- Gefäß zur Bestimmung des Sandvolumens
- Hartholzscheibe mit $\varnothing = 50$ mm
- Schieblehre oder Meterstab zur Bestimmung des Kreisdurchmessers

Dem Vorteil der einfachen Handhabung des Verfahrens stehen einige negative Aspekte gegenüber:

- Das Sandflächenverfahren ist im Prinzip nur für annähernd horizontale Flächen geeignet.
- Es liefert nur eine einzige Rauheitskenngröße.
- Es handelt sich um ein relativ ungenaues Verfahren, bei dem die Ergebnisse variieren können, wenn die Messungen von unterschiedlichen Personen durchgeführt werden.
- Es ist nicht für sehr ungleichmäßige Oberflächenstrukturen geeignet (z. B. Oberflächen mit wenigen, tiefen Furchen).

Das Sandflächenverfahren wurde in dieser Arbeit dennoch angewendet, da es Vergleichsmöglichkeiten zu bisher durchgeführten Forschungsprojekten schafft. Wie in Bild 4.4 dargestellt, wurden je Altbetonplatte vier Rautiefen bestimmt. Die Mittelwerte je Platte sind dem Anhang zu entnehmen. Für die Platten mit „sehr glatter“ Oberfläche (geglättet oder unbehandelt) wird kein R_t -Wert angegeben, da das Sandflächenverfahren in diesen Fällen mehr oder weniger willkürliche Ergebnisse liefert.



Bild 4.4: Anwendung des Sandflächenverfahrens zur Bestimmung der mittleren Rautiefe R_f der Altbetonoberflächen

Eine wesentlich präzisere Erfassung der Oberflächen gelingt mit Lasermessgeräten. Die Eignung derartiger Geräte zur Rauheitsmessung von Betonoberflächen konnte bereits in Forschungsarbeiten von Schäfer [138] und Reinecke [134] aufgezeigt werden. Beide verwendeten Lasermessgeräte, bei denen die Höhenmessung mit dem so genannten Triangulationsverfahren erfolgte. Das Messprinzip wird in Bild 4.5 veranschaulicht und basiert darauf, dass eine Distanzänderung der Messfläche zum optischen Sensor eine Winkeländerung des reflektierten Lichts zur Folge hat. Die Positionsänderung des reflektierten Lichtstrahls wird mit mindestens einem positionsempfindlichen Detektor erfasst. Mit zwei symmetrisch zur Lichtquelle angebrachten Detektoren kann die Messgenauigkeit deutlich gesteigert werden, da Ungenauigkeiten, die mit der Wechselwirkung des Laserlichts und der Oberfläche zusammenhängen, weitgehend kompensierbar sind. Ein derartiger Doppeltriangulationssensor kam hier zum Einsatz und ist rechts in Bild 4.5 dargestellt.

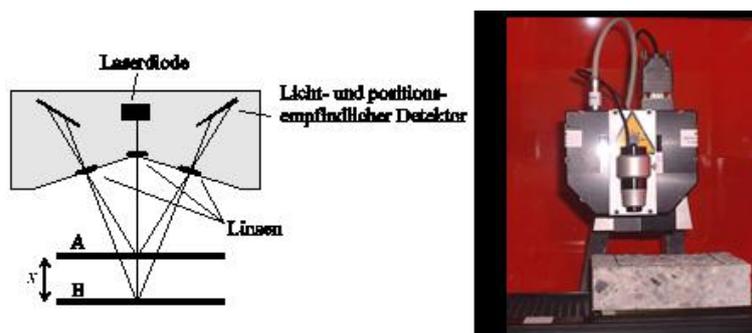


Bild 4.5: Links: Prinzip eines Triangulationssensors; rechts: verwendeter Doppeltriangulationssensor [58]

Die Position des Doppeltriangulationssensors blieb während einer Messung unverändert. Das optische Abtasten von bestimmten Oberflächenbereichen wurde durch ein systematisches Verschieben des Probekörpers ermöglicht. Gemäß den Spezifikationen des verwendeten Lasermessgerätes sollte die Masse des Probekörpers nicht größer als ca. 1,5 kg sein. Diese Einschränkung führte dazu, dass die Lasermessungen an kleinen Referenzkörpern durchgeführt werden mussten. Parallel zu den Altbetonplatten wurden für

die Referenzmessungen, zusätzlich zu den Probekörpern für die Bestimmung der Festbetoneigenschaften, Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm hergestellt. Die Bearbeitung der Einfüllseite erfolgte genauso wie bei den eigentlichen Versuchskörpern („stark sandgestrahlt“, „schwach sandgestrahlt“, „höchstdruckwassergestrahlt“, „geglättet“, „unbehandelt“). Zur Reduzierung der Probekörpermasse wurde der obere, relevante Bereich (Grundfläche: 150 x 150 mm²; Höhe: ca. 30 mm) mit einer Steinsäge abgetrennt. Die Reststücke wurden für die Bestimmung der Wasseraufnahmekoeffizienten herangezogen (vgl. Abschnitt 4.1.4). Um zumindest ein grobes Abbild von der Mikrorauheit der Oberflächen erhalten zu können, wurde der mit dem vorhandenen Gerät kleinstmögliche horizontale Messpunktabstand gewählt (30 µm). Für jede Referenzfläche wurden 1000 x 1000 Messpunkte aufgenommen. Dies entspricht einer Messfläche von 30 x 30 mm². In Bild 4.6 werden die Messergebnisse von vier Referenzoberflächen dreidimensional dargestellt. Die darin angegebenen Rauheitskenngrößen werden unten erläutert.

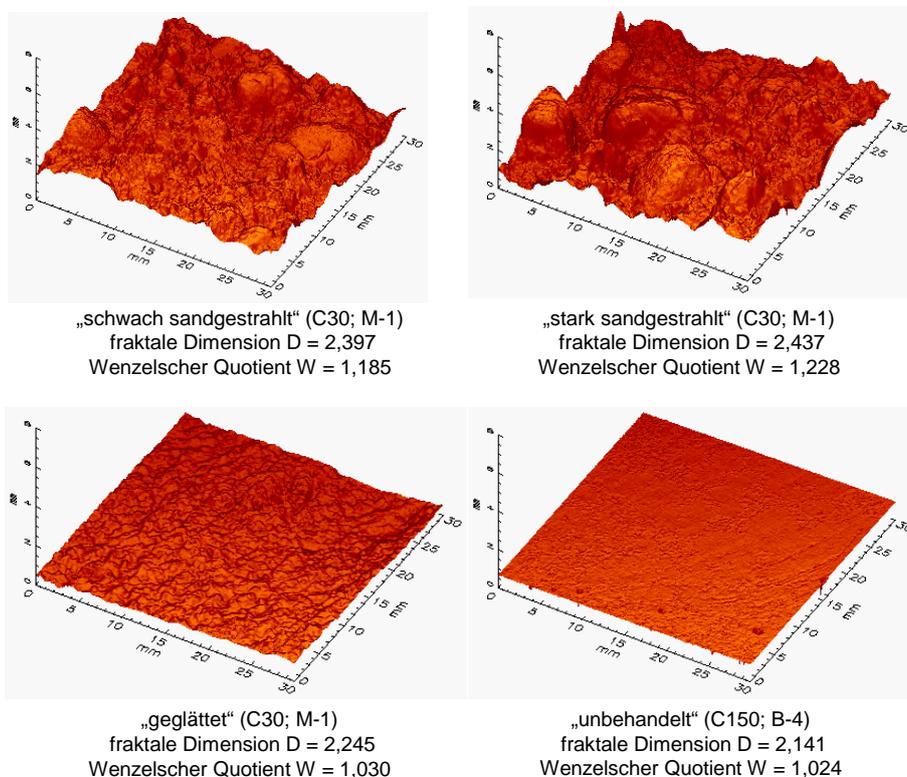


Bild 4.6: 3D-Ansichten von vier laseroptisch erfassten Referenzflächen (Messfläche jeweils 30 x 30 mm²; Messpunktabstand: 0,03 mm; Skalierung vertikale Achse jeweils 0 bis 8 mm)

Kleinere Messpunktabstände sind mit anderen Geräten und anderen Lasersensoren möglich. In einer eigenen Forschungsarbeit [189] wurden Rauheitsprofile mit einem chromatischen Sensor erfasst. Der gewählte horizontale Messpunktabstand betrug 5 µm. Die theoretisch mögliche Auflösung ergibt sich bei diesem Sensor aus der Wellenlänge des (weißen) Lichtes. Die in Bild 4.7 dargestellte Aufnahme von C-S-H-Kristallen macht allerdings deutlich, dass auch bei Messpunktabständen von etwa 1 µm noch längst nicht alle Rauheitserhebungen erfasst werden können.

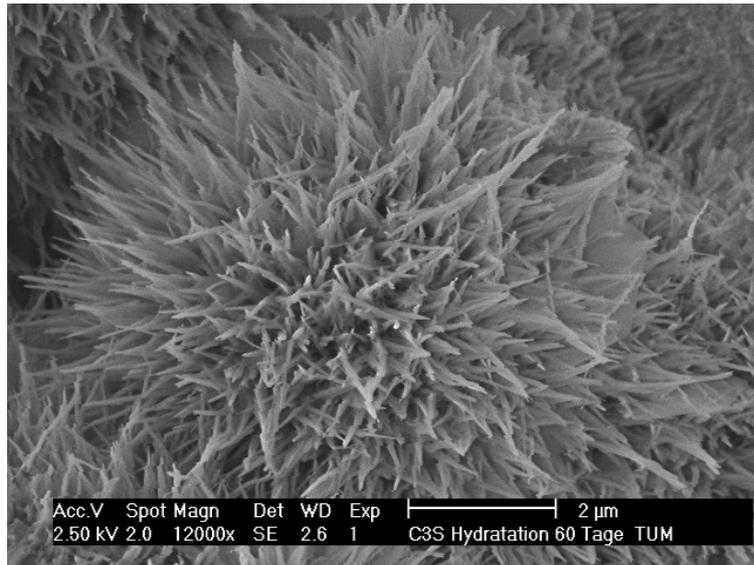


Bild 4.7: ESEM-Aufnahme von C-S-H-Strukturen nach einer Hydratationsdauer von zwei Monaten (Produkt der Reaktion von reinem C₃S mit Wasser) (Die Aufnahme stammt aus dem Bildarchiv des Lehrstuhls für Bauchemie der TU München)

Bei der Bestimmung der „Oberfläche“ von Betonbauteilen offenbaren sich dieselben Schwierigkeiten wie z. B. bei der Ermittlung der Länge der Küstenlinie einer Insel [110]: Die Ergebnisse hängen vom Detaillierungsgrad der Messung ab. Das mathematische Teilgebiet der „fraktalen Geometrie“ bietet hilfreiche Lösungsansätze. Basierend auf den Lasermessungen wurde im Rahmen dieser Arbeit für jede Messfläche die so genannte „fraktale Dimension D“ berechnet. Mit welchen numerischen Methoden diese Kenngröße für „selbstaffine“ Objekte bestimmt werden kann, geht z. B. aus [113] hervor. In dieser Arbeit kam die Cube-Counting-Methode zum Einsatz. Die Berechnung erfolgte mit dem Programm Mark III [57]. Bei der Betrachtung der Ergebnisse zeigte sich, dass die fraktale Dimension mit zunehmender Rauheit ansteigt, jedoch von kleineren „Störstellen“ (z. B. Porenöffnungen) deutlich stärker beeinflusst wird als der so genannte „Wenzelsche Quotient W“. Die Illustration dieses Sachverhaltes erfolgt nach Erklärungen zur Berechnung des Wenzelschen Quotienten.

Der dimensionslose Wenzelsche Quotient W erlaubt Rückschlüsse auf die tatsächliche Größe einer Oberfläche, indem für Profilschnitte deren gestreckte Länge ins Verhältnis zur horizontalen Messstreckenlänge gesetzt wird. Ein größerer Wenzelscher Quotient bedeutet bei gleicher Grundfläche eine größere „tatsächliche“ Oberfläche. Die Berechnung dieses Quotienten erfolgt mit nachstehender Formel. Die darin vorkommenden Parameter werden durch die Darstellung in Bild 4.8 erklärt.

$$W_x = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^n \sqrt{(\Delta x_i)^2 + (\Delta z_i)^2} \quad (4.2)$$

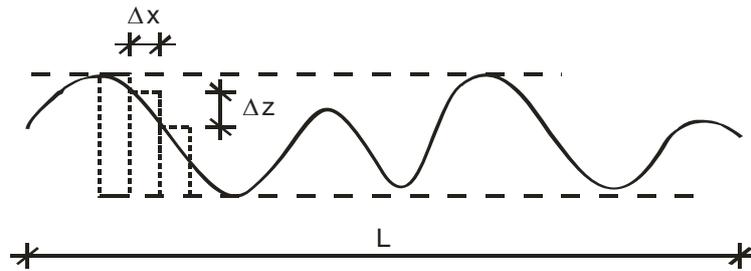


Bild 4.8: Prinzipskizze zur Berechnung des Wenzelschen Quotienten W

Aus den W-Werten der Messprofile in x- und y-Richtung kann ein W-Wert für die betrachtete Messfläche ermittelt werden (= Produkt aus W_x und W_y). In Bild 4.9 sind die berechneten Wenzelschen Quotienten und fraktalen Dimensionen für (weitere) vier Referenzoberflächen angegeben.

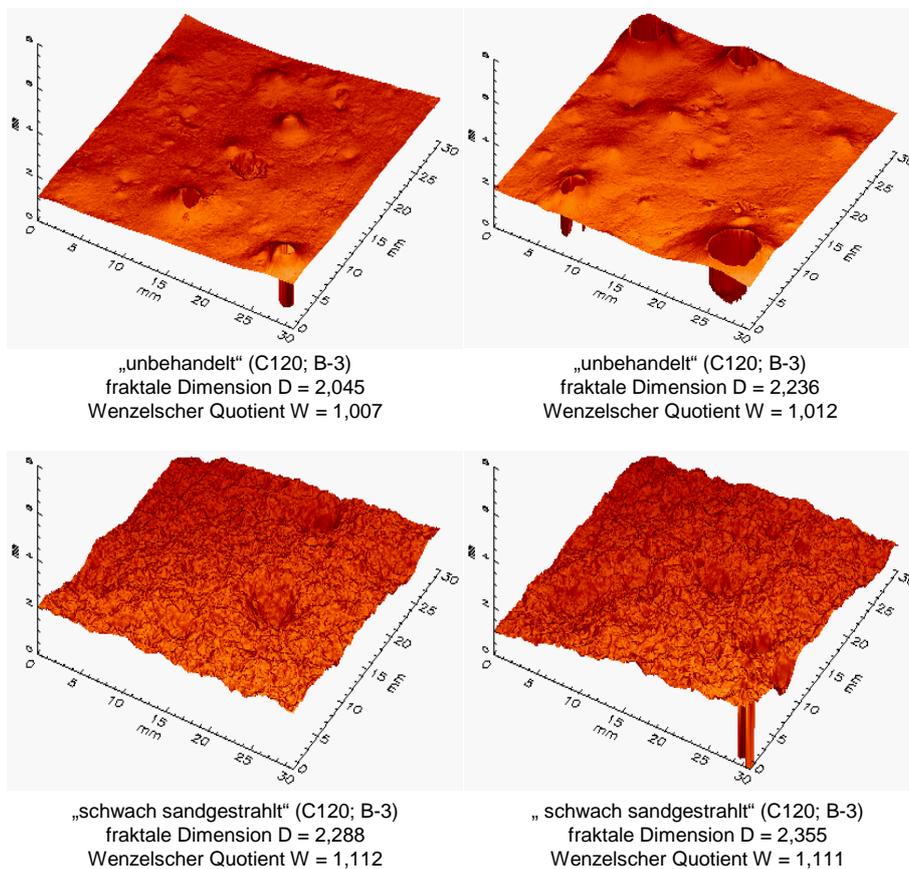


Bild 4.9: 3D-Ansichten von weiteren vier laseroptisch erfassten Referenzflächen (Messfläche jeweils 30 x 30 mm²; Messpunktabstand: 0,03 mm; Skalierung vertikale Achse jeweils 0 bis 8 mm)

Bei den dargestellten Proben mit „unbehandelter“ Oberfläche unterscheidet sich die fraktale Dimension deutlicher als der Wenzelsche Quotient. Der D-Wert verändert sich durch die in unterschiedlicher Anzahl und Größe vorhandenen „Porenöffnungen“ offensichtlich stärker als

der W -Wert. Da es wenig hilfreich erscheint, Oberflächen mit Kenngrößen zu charakterisieren, die stark von kleineren „Störstellen“ beeinflusst werden, spielte in den weiteren Betrachtungen zur Beschreibung von Oberflächenrauheiten eher der Wenzelsche Quotient eine Rolle. Ein Vorteil dieser Kenngröße besteht darin, dass ein wesentlicher Aspekt der in Abschnitt 2.1 vorgestellten naturwissenschaftlichen Modellvorstellungen mitberücksichtigt wird: die Abhängigkeit der Adhäsion von der Kontaktfläche und somit von der Größe der Altbetonoberfläche. Die wirkliche Größe der Altbetonoberfläche kann angesichts des fraktalen Charakters von Betonoberflächen (vgl. auch Bild 4.7) im Grunde genommen nicht bestimmt werden. Die W -Werte hängen vom Detaillierungsgrad der vorgenommenen Messungen ab. Den für die spätere Auswertung der Versuche herangezogenen W -Werten liegen daher die gleichen Messpunktabstände und sogar das gleiche Messverfahren zugrunde.

Für die Erfassung der relevanten Oberflächentopographie aller Probekörper (Platten und Balken) kam der in Bild 4.10 dargestellte 3D-Digitalisierer [62] zum Einsatz. Mit vergleichbaren Messsystemen wurden bereits Bruchflächen von Betonprobekörpern erfasst (vgl. [113], [140]).

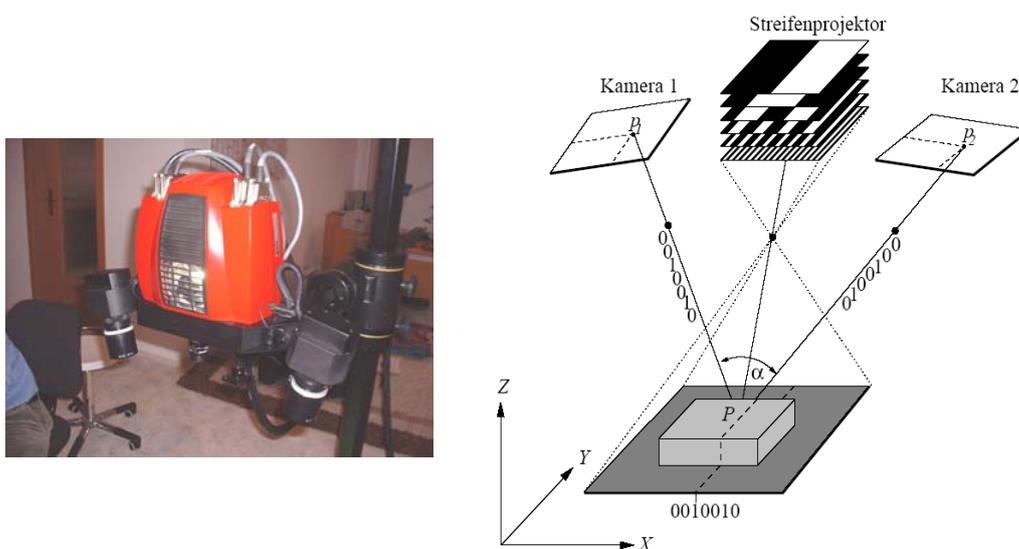


Bild 4.10: Links: 3D-Digitalisierer (Streifenprojektor mit Kameras); rechts: Messprinzip aus [62]

Der links in Bild 4.10 dargestellte Messkopf besteht aus einem Streifenprojektor und zwei CCD-Kameras (CCD = charge-coupled device). Für jeden Bildpunkt kann anhand des aufgenommenen Streifenbildes die Lage des zugehörigen Objektpunktes nach den Triangulationsgesetzen quantitativ berechnet werden (vgl. Messprinzip in Bild 4.10 und Erläuterungen in [181]). Eine essentielle Voraussetzung hierfür ist, dass die geometrischen Parameter des optischen Aufbaus bekannt sind (z. B. Abstände der Brennpunkte der Kameras und des Projektors; Abstand Kamerabrennpunkt und CCD-Sensor; Beleuchtungs- und Beobachtungswinkel etc.). Vor Beginn der eigentlichen Messungen ist daher eine Systemkalibrierung erforderlich. Nach der Kalibrierung kann die Position des Messkopfes zum Messobjekt mehr oder weniger beliebig verändert werden. Eine Kalibrierung muss im

Prinzip erst dann wieder durchgeführt werden, wenn die Einstellungen des Messkopfes (z. B. Abstand der Kamerabrennpunkte) verändert werden. Um die Geometrie des Messobjektes (Oberfläche der Altbetonplatten) aus mehreren Bildern berechnen zu können, ist es erforderlich, dass in den Messbildern Merkmale erkannt und eindeutig dem Messobjekt zugeordnet werden können. Um den zeitlichen Ablauf zu beschleunigen, wurden für die Messungen dieser Arbeit speziell angefertigte Rahmenkonstruktionen mit aufgeklebten Messmarken verwendet. Durch diese Vorgehensweise war es nicht notwendig, Messmarken auf die Altbetonoberflächen zu kleben. Die Geometrie der Plattenoberfläche wurde aus mindestens zwei Bildern (eine Aufnahme je Kamera) mit jeweils 4 Millionen Bildpunkten berechnet. Für stark strukturierte Oberflächen, wie z. B. die mittels Stahlrechen bearbeiteten Fertigteile und Balken, waren weitere Aufnahmen notwendig. In Bild 4.11 wird das relevante Messfeld einer Platte mit einer roten Linie umrandet (links) und die digitalisierte Oberfläche in der rechten Hälfte dargestellt.

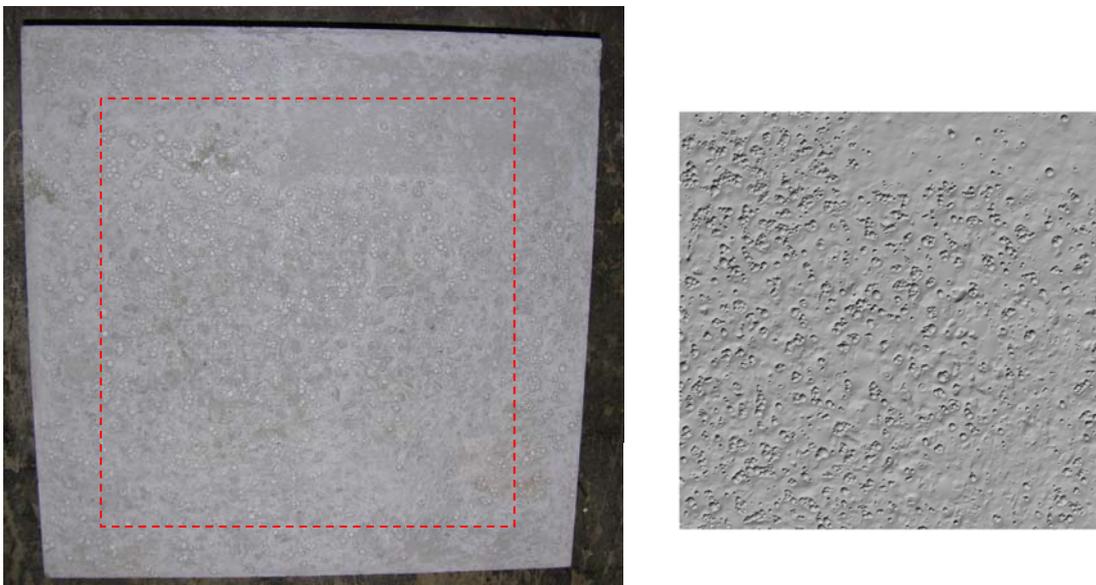


Bild 4.11: Links: Oberfläche Probekörper (Messbereich rot umrandet); rechts: digitalisierte Oberfläche (Grundrissabmessungen: 302 x 302 mm²)

Für die Berechnung der Wenzelschen Quotienten wurden die im STL-Format vorliegenden Oberflächenstrukturen (Grundrissabmessungen: 302 x 302 mm²) in vier gleich große Teilflächen (150 x 150 mm²) unterteilt. Dabei wurde der Verlauf der Sägeschnitte näherungsweise berücksichtigt (Abzug von zwei sich mittig kreuzenden Streifen mit einer Breite von jeweils 2 mm). Aus jeder Teilfläche, welche die Fugenfläche eines Probekörpers repräsentierte, wurden jeweils 1000 horizontale Schnitte in x- und y-Richtung ausgelesen (Abstand der Schnitte: 0,15 mm). Bei einem Abstand der Messpunkte in Schnittrichtung von etwa 0,15 mm ergibt sich somit eine Messpunktzahl je Teilfläche von etwa einer Million. Mit der oben geschilderten Vorgehensweise wurde daraus je Teilfläche ein Wenzelscher Quotient berechnet. Der W-Wert jedes Probekörpers wird im Anhang angegeben. Trotz der vergleichsweise großen Anzahl an Messpunkten werden die „realen“ Oberflächen durch die berechneten W-Werte nur sehr grob repräsentiert (vgl. Anmerkungen zu Bild 4.7). Da die Auswertung der Schnitte keine „Rücksprünge“ zuließ (x- bzw. y-Koordinate kontinuierlich zunehmend), konnten die messtechnisch erfassten „Überhänge“ (vgl. Bild 4.12) bei der

Berechnung der Wenzelschen Quotienten nicht berücksichtigt werden. Bedingt durch das gewählte „Messvolumen“ (je größer der Messbereich, desto größer wird der Bereich, der einem Pixel des Kamerasensors zugeordnet wird) und lokale Abschattungseffekte konnten „Überhänge“ im mikroskopischen Maßstab nicht digitalisiert werden. Da im Vergleich zu den Lasermessungen eine gröbere Auflösung gewählt wurde (ca. 150 μm statt 30 μm), fallen die W-Werte hier etwas kleiner aus (vgl. Anmerkungen zu Bild 4.7). Gegenüber den bisher bekannten Bemühungen, Betonoberflächen im Zusammenhang mit der Haftverbundproblematik zu charakterisieren, bieten die berechneten W-Werte eine sehr gute Vergleichsgrundlage.

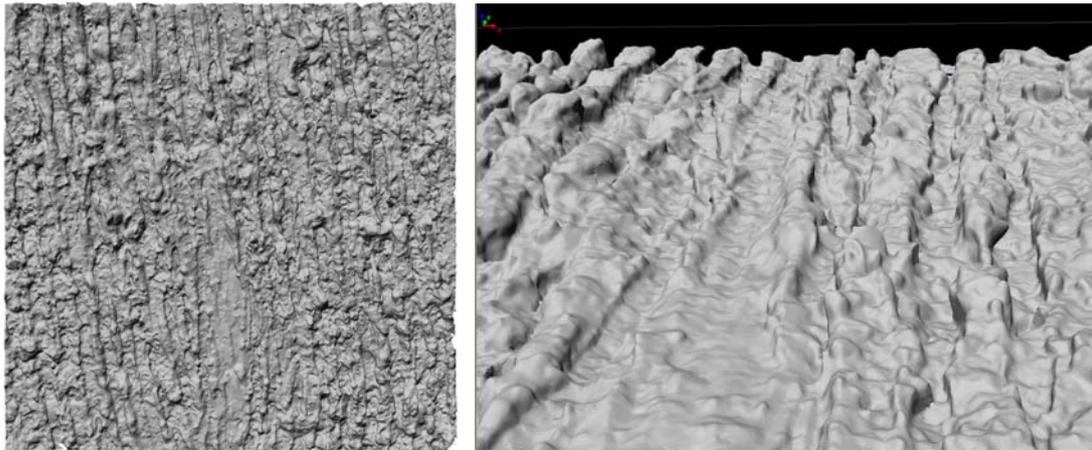


Bild 4.12: Links: mittels Stahlrechen aufgeraute, digitalisierte Oberfläche analog zu Bild 4.11 (Grundrissabmessungen: 302 x 302 mm²); rechts: 3D-Detailansicht der Oberfläche

4.1.4 Wasseraufnahmekoeffizienten

Zur Quantifizierung des Saugverhaltens der verwendeten Altbetone wurden die Wasseraufnahmekoeffizienten in Anlehnung an DIN EN ISO 15148 (03.2003) bestimmt. Die herangezogenen Probekörper der Teilprojekte 1 und 2 stammten, wie im vorigen Abschnitt beschrieben, aus separat hergestellten Würfeln (vier Probekörper je Altbeton). Die oberste, etwa 3 cm starke Schicht wurde mit einer Steinsäge abgetrennt und als Referenzkörper für die Lasermessungen verwendet. Die vier Probekörper des Teilprojektes 3 wurden aus einer zusätzlich hergestellten Platte herausgesägt. Die Höhe (ca. 5 cm) fiel gegenüber den anderen Probekörpern geringer aus (Anmerkung: Auf die Messergebnisse hatte dies keinen Einfluss, da die aufsteigende Feuchtefront die Oberseite des Probekörpers nicht erreichte). Vor dem Start der Versuche mussten die Seitenflächen der Probekörper mit einer wasserdichten Abschichtungsschicht (Injektionsharz auf Polyurethanbasis) versiegelt und in einem Klimaraum gelagert werden (23 °C; 50 % r. F.). Die Lagerung war mindestens so lange fortzusetzen, bis in dem relevanten Zeitraum von 24 h keine signifikante Änderung der Masse mehr auftrat ($\Delta m < 0,1$ % der Gesamtmasse des Probekörpers). Während der Versuchsdurchführung kam nur die quadratische Schnittfläche (Abmessungen: 150 x 150 mm²) mit Wasser in Kontakt. Diese befand sich über einen Zeitraum von 24 h etwa 5 mm unterhalb der Wasseroberfläche. Um einen nahezu gleichmäßigen Wasserzutritt

sicherzustellen, lagerten die Probekörper jeweils auf zwei schmalen Rippen, die sich im Boden der verwendeten Kunststoffwannen befanden. Die Bestimmung der Masse der Probekörper erfolgte unmittelbar vor der „Wasserlagerung“ sowie 5 min, 20 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, 12 h und 24 h nach dem erstmaligen Wasserkontakt. Die anschließend berechneten mittleren Wasseraufnahmekoeffizienten können Tabelle 4.18 entnommen werden. Die geringen Streuungen der jeweils vier vorgenommenen Einzelmessungen deuten darauf hin, dass die gewählten Probekörperabmessungen reproduzierbare Ergebnisse ermöglichen.

Tabelle 4.18: Ermittelte Wasseraufnahmekoeffizienten der verwendeten Altbetone

1	2	3	4	5	6	7
Bez. Betonmischung	$f_{cm,cube150,28d}$ [MPa]	$f_{cm,cube150,56d}$ [MPa]	Prüfalter t_p [d]	$f_{cm,cube150,tp}$ [MPa]	Δm nach 8 h [g]	$A_{w,8h}$ [kg/(m ² s ^{0,5})]
M-2 (C30)	37,0	40,5	97	42	42,0	0,0106
R-1 (C30)	40,5	43,0	206	46	35,0	0,0081
B-1 (C30 ⁺)	57,0	58,0	97	63	23,5	0,0063
M-3 (C55)	77,5	84,0	93	85	10,0	0,0022
B-2 (C60 ⁺)	97,5	92,5	97	95	7,2	0,0017
M-4 (C70)	98,5	106,0	92	102	6,5	0,0013
M-5 (C100)	126,5	141,0	91	134	4,5	0,0009
B-3 (C120)	135,5	137,0	97	136	2,2	0,0004
B-4 (C150)	176,5	175,0	91	176	2,0	0,0003

Der Zusammenhang zwischen der zum Prüfungszeitpunkt vorhandenen Betondruckfestigkeit (abgeschätzt anhand der 28d- und 56d-Festigkeit) und den Wasseraufnahmekoeffizienten geht aus Bild 4.13 hervor. Der A_w -Wert steigt demnach mit abnehmender Betonfestigkeit exponentiell an.

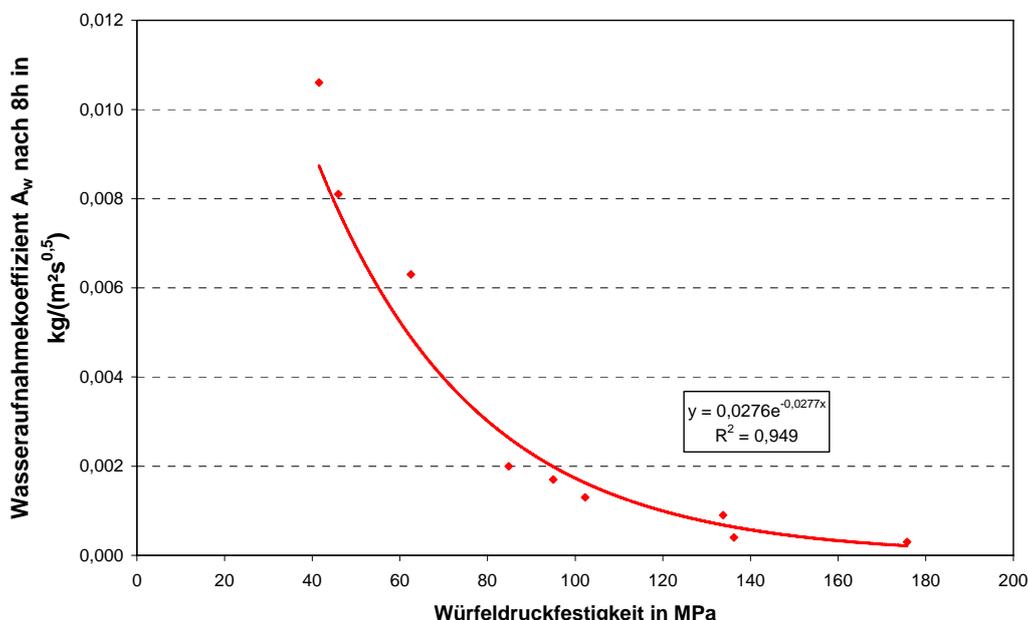


Bild 4.13: Wasseraufnahmekoeffizient über die Würfel­druck­festig­keit zum Zeit­punkt der Ver­suchs­durch­füh­rung (dar­ge­stellt sind die Mes­ser­ge­b­nis­se und die Re­gres­sions­kurve)

Die Wasseraufnahmekoeffizienten wurden nur für ausgewählte klimatische Randbedingungen bestimmt (23 °C; 50 % r. F.). Aus den Untersuchungen von Trausch [165] geht hervor, in welcher Größenordnung sich andere Umgebungsfeuchten auf die A_w -Werte auswirken können. Für Probekörper, die vor der A_w -Bestimmung in Wasser gelagert wurden, geht der Wert logischerweise gegen Null.

4.1.5 Verformungsmessungen

Bei ausgewählten Spaltzugversuchen konnten mithilfe eines optischen Messsystems [63] Verformungsanalysen durchgeführt werden. Die Messungen erwiesen sich in zwei Punkten als hilfreich:

- Verifizierung der Querdehnzahl für die makroskopischen FE-Berechnungen (vgl. Abschnitt 5.3.2)
- Beurteilung der ermittelten Bruchlasten und Erfassung der Bruchmechanismen

Wie links in Bild 4.14 dargestellt, wurde die Seitenfläche der Probekörper, die den Verlauf der Fuge zeigt, während der Belastung mithilfe zweier CCD-Kameras beobachtet. Noch vor dem Einbau eines Probekörpers in die Prüfmaschine wurde zunächst eine weiße Grundierung und danach ein zufällig verteiltes, schwarzes Punktmuster auf die relevante Oberfläche gesprüht (vgl. Bild 4.14 rechts). Zur Ermöglichung von Verformungsmessungen müssen bestimmte „Facetten“ des Punktmusters in den Bildern des Ausgangszustandes und jedem weiteren Bild wiedergefunden werden. Über photogrammetrische Algorithmen erhält man dann für jeden Lastzustand 3D-Koordinaten der „Facetten“ auf der Bauteiloberfläche. Aus den ermittelten 3D-Koordinaten lassen sich dreidimensionale Verschiebungen und Dehnungen berechnen.

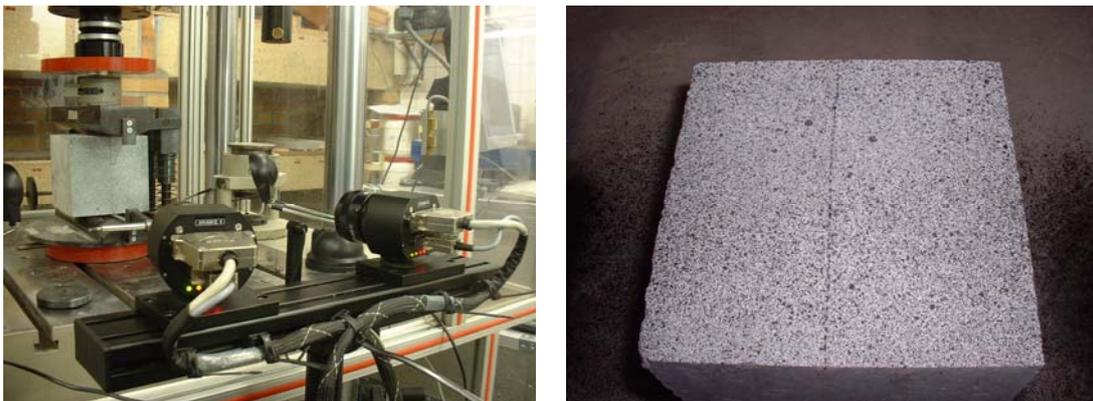


Bild 4.14: Links: CCD-Kameras des Verformungsmesssystems ausgerichtet auf die mit einem Punktmuster besprühte Seitenfläche eines Probekörpers in der Spaltzugprüfmaschine; rechts: besprühte Oberfläche eines Probekörpers (die gestrichelte Linie markiert die Lage der Verbundfuge)

In Bild 4.15 werden die Ergebnisse der Verformungsanalyse für einen Spaltzugversuch dargestellt (Probekörper 5-11). Die wesentliche Information besteht darin, dass der

Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton in diesem Fall bereits deutlich vor dem Erreichen der Maximallast versagt hat. Etwa 25,6 s nach dem Start des Versuches konnte mithilfe der Verformungsmessungen ein durchgehender Riss in der Verbundfuge detektiert werden: In allen fünf Horizontalschnitten (Section 0, 1, 2, 3, 4) trat bei einer Last von 43,55 kN (Stage 0-4) ein deutlicher Sprung in der Verformungskurve auf (bei $x = 75$ mm, also in der Mitte des Probekörpers). Die Maximallast wurde erst ca. 3 s später erreicht. Die Ergebnisse der Verformungsmessungen lassen darauf schließen, dass die eigentliche Bruchlast hier um ungefähr 12 % überschätzt wurde.

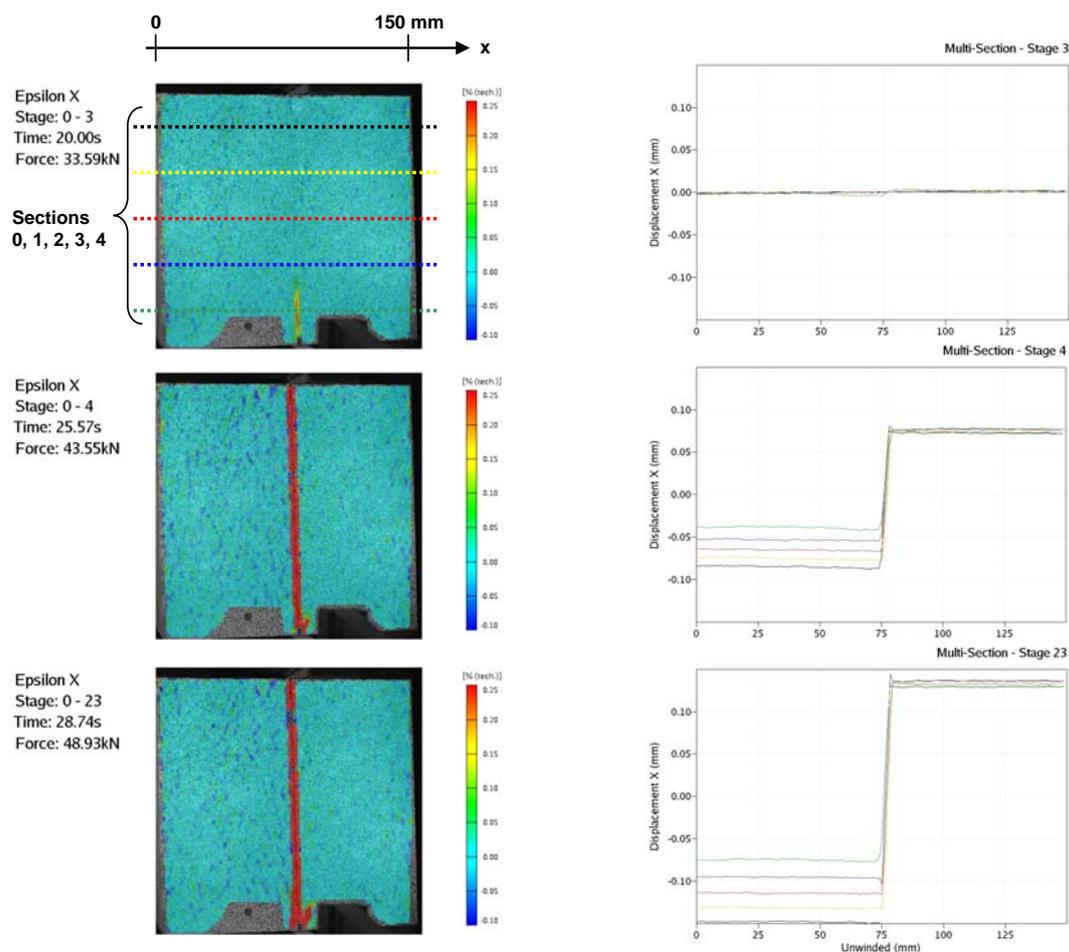


Bild 4.15: Auswertung der optischen Verformungsmessungen: Grenzzone 25,57 s nach dem Beginn des Spaltzugversuches gerissen (Stage 0-4); endgültiges Versagen etwa 3 s später (Stage 0-23), nach einer Laststeigerung von etwa 12 % gegenüber Stage 0-4

Bei anderen Versuchen konnten vor dem endgültigen Versagen des Probekörpers ähnliche Vorgänge beobachtet oder akustisch vernommen werden. Die These, dass es sich bei dem detailliert dokumentierten Versuch um keinen Einzelfall handelt, wird auch durch Bruchbilder anderer Probekörper gestützt. Bei dem links in Bild 4.16 dargestellten Körper traten zwei, nicht gleichzeitig entstandene Bruchflächen auf. Rechts davon ist ein Probekörper zu erkennen, bei dem sich fast zwei Bruchflächen ergeben hätten (die von den Lasteinleitungspunkten ausgehenden Risse erreichten bereits die Mitte des Körpers). Bei

den nachstehend dokumentierten Ergebnissen der Spaltzugversuche ist zu beachten, dass trotz der vorliegenden Erkenntnisse immer die Maximallast in die Auswertung einging. Die Problematik bestand darin, dass der „Fehler“ nur bei einem Versuch quantifiziert wurde.

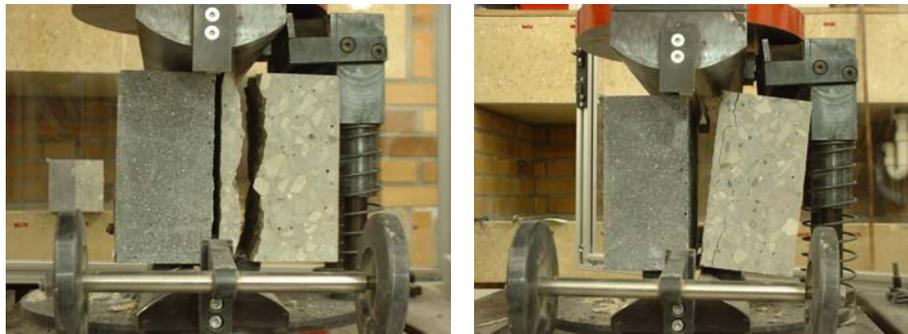


Bild 4.16: Links: Bruchbild eines Probekörpers mit zwei Bruchflächen; rechts: Bruchbild eines Probekörpers mit einer Bruchfläche und Rissen, die sich von den Lasteinleitungspunkten ausgehend bis in die Probekörpermitte fortsetzen

4.1.6 Ergebnisse der Spaltzugversuche

Zur besseren Übersicht werden die wichtigsten Ergebnisse der einzelnen Teilprojekte getrennt vorgestellt.

Teilprojekt 1:

Ein wesentliches Ergebnis des ersten Teilprojektes geht aus Bild 4.17 hervor. Jeder Datenpunkt in dem Diagramm repräsentiert die mittlere Spaltzugfestigkeit für die vier Probekörper einer Verbundplatte (vgl. Bild 3.3). Folgende Parameterkombinationen liegen den „Datenpunkten“ zugrunde:

- Rote Punkte: Altbeton C30 (Mischung M-1 bzw. M-2); Neubeton C30 (Mischung M-6 = Zusammensetzung wie bei den Mischungen M-1 und M-2; ohne Fließmittel); Ergebnisse für vier verschiedene Oberflächenbeschaffenheiten: geglättet, schwach sandgestrahlt, höchstdruckwassergestrahlt, stark sandgestrahlt. Die Oberflächen wurden vor dem Aufbringen des Neubetons leicht angefeuchtet.
- Blaue Punkte: Unterschied: Der Neubeton enthielt ein Fließmittel (Mischung M-7; FM-Wirkstoff: β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat; „FM 30“).

Die Rauheit der Altbetonoberflächen geht über die modifizierten Wenzelschen Quotienten in die Darstellung ein. In den vorliegenden Fällen steigt die mittlere Spaltzugfestigkeit tendenziell mit zunehmendem W-Wert an. Bemerkenswert ist, dass der Anstieg der Verbindungslinie der blauen Datenpunkte deutlich steiler ausfällt. Bei vergleichbarem W-Wert unterscheiden sich die mittleren Spaltzugfestigkeiten teilweise um mehr als 40 %.

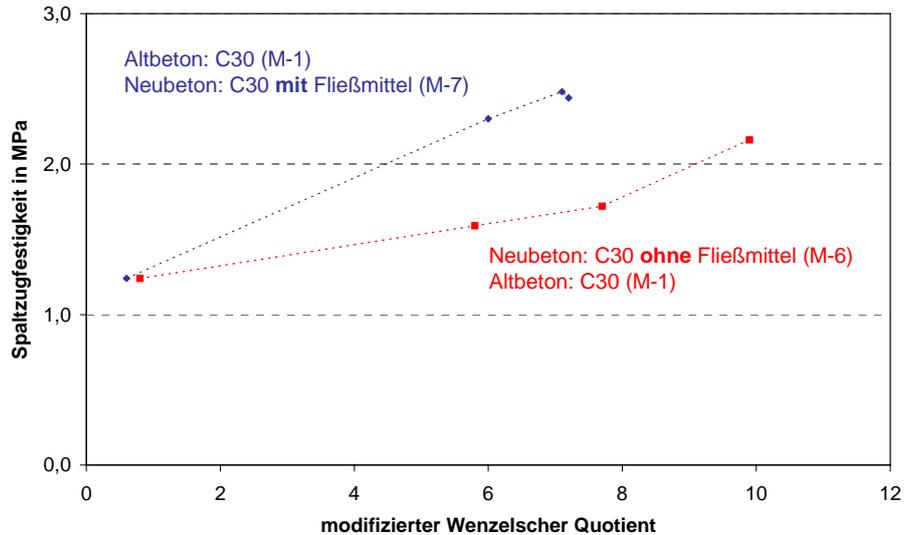


Bild 4.17: Einfluss der Oberflächenrauheit und der Zusammensetzung des Neubetons auf die Spaltzugfestigkeit. Unterscheidung: rote Punkte: Neubeton enthält kein Fließmittel (Mischung M-6); blaue Punkte: Fließmittel im Neubeton (Mischung M-7)

In Bild 4.18 werden zusätzlich die Ergebnisse für die vergleichbaren Versuche mit „wassergesättigter“ Altbetonoberfläche dargestellt. Die Probekörper mit aufgerauter Fugenoberfläche erreichten in etwa die Spaltzugfestigkeiten monolithischer Vergleichskörper. Bei den Probekörpern ohne Fließmittel im Ergänzungsbeton scheint der Wassergehalt der Altbetonoberfläche eine dominante Rolle zu spielen. Die vier Probekörper mit „wassergesättigter“ Oberfläche erreichten im Durchschnitt deutlich höhere Festigkeiten als die Probekörper mit „angefeuchteter“ Oberfläche bei vergleichbarem W-Wert.

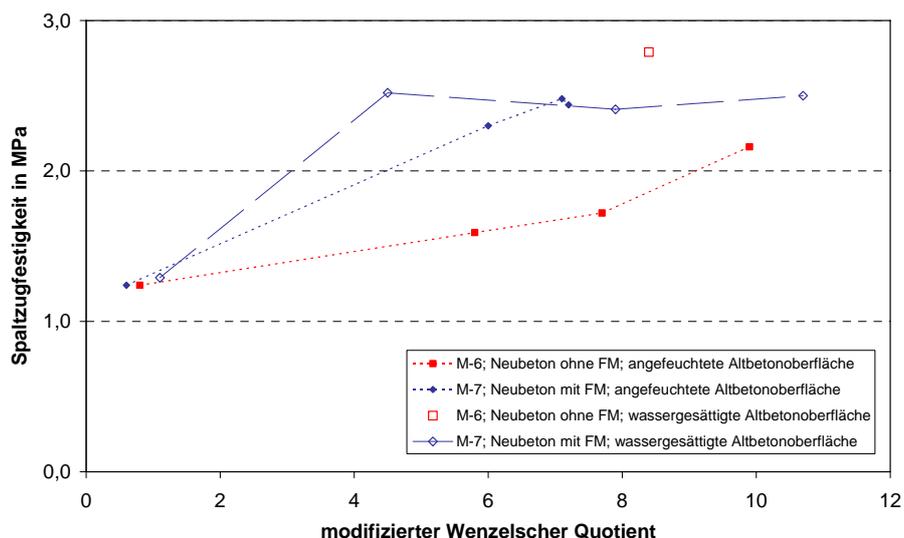


Bild 4.18: Darstellung analog Bild 4.17; zusätzlich: Ergebnisse für die vergleichbaren Versuche mit „wassergesättigter“ Altbetonoberfläche

Durch das Einbeziehen weiterer Versuchsergebnisse relativiert sich der Einfluss des Wassergehaltes der Altbetonoberfläche auf die Verbundfestigkeit. Die mittleren Spaltzugfestigkeiten für die Probekörper, bei denen der Altbeton einen sehr geringen Wasseraufnahmekoeffizienten aufwies (C55, C70 und C100; vgl. Abschnitt 4.1.4), liegen auch nur im Bereich der rot gestrichelten Linie (vgl. Bild 4.19). Da die Oberflächen zudem leicht angefeuchtet wurden, ist in diesen Fällen nicht davon auszugehen, dass verglichen mit „wassergesättigten“ Altbetonkörpern wesentliche Unterschiede im Saugverhalten vorhanden waren.

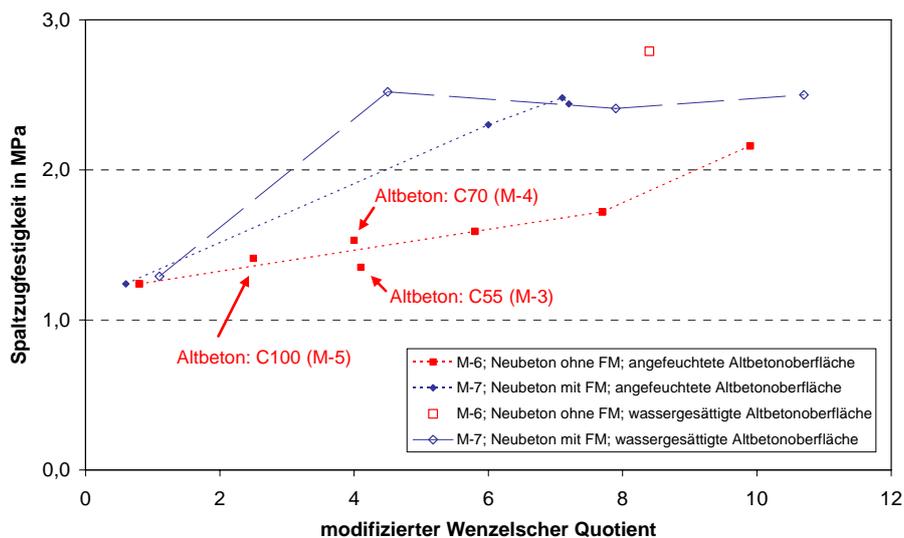


Bild 4.19: Darstellung analog Bild 4.18; zusätzlich: Ergebnisse für Probekörper mit hochfesten Altbetonen mit geringem Wasseraufnahmekoeffizient

Im Versuchsprogramm wurden auch Kombinationen von hochfesten Altbetonplatten (C55, C70 und C100) und der Mischung „M-7“ (C30 mit Fließmittel) vorgesehen. Die Ergebnisse gehen aus Bild 4.20 hervor. Für die Versuchskörper mit Altbetonanteilen aus C55 und C70 ergaben sich vergleichsweise geringe Spaltzugfestigkeiten. Dennoch bleibt festzuhalten, dass die Zugabe des Fließmittels in der Mischung M-7 dazu geführt hat, dass tendenziell schon bei geringen Oberflächenrauheiten höhere Verbundfestigkeiten erzielt wurden. Für die weiteren modifizierten C30-Neubetonmischungen, denen ebenfalls ein Fließmittel (FM 30) zugegeben wurde, bestätigt sich dieser Trend. Dies zeigt der in Bild 4.21 dargestellte Verlauf der „Trendlinien“ für die Spaltzugfestigkeiten der Probekörper, deren Ergänzung mit den Mischungen M-6, M-7 (Fließmittel = FM), M-8 (FM + Mikrosilika) und M-9 (FM + Zement höherer Mahlfineinheit) hergestellt wurde.

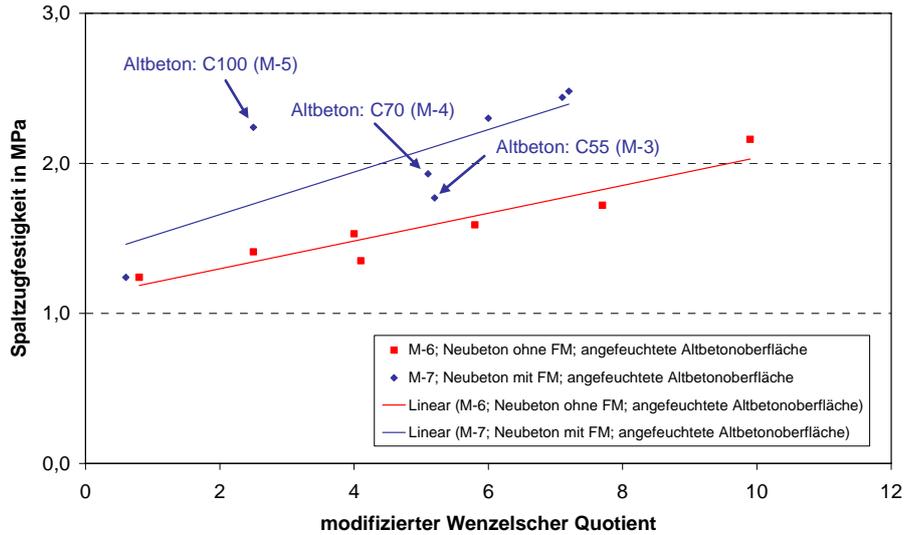


Bild 4.20: Darstellung analog Bild 4.17; zusätzlich: Ergebnisse für die Probekörper mit anderer Altbetonfestigkeit und Verlauf der Trendlinien

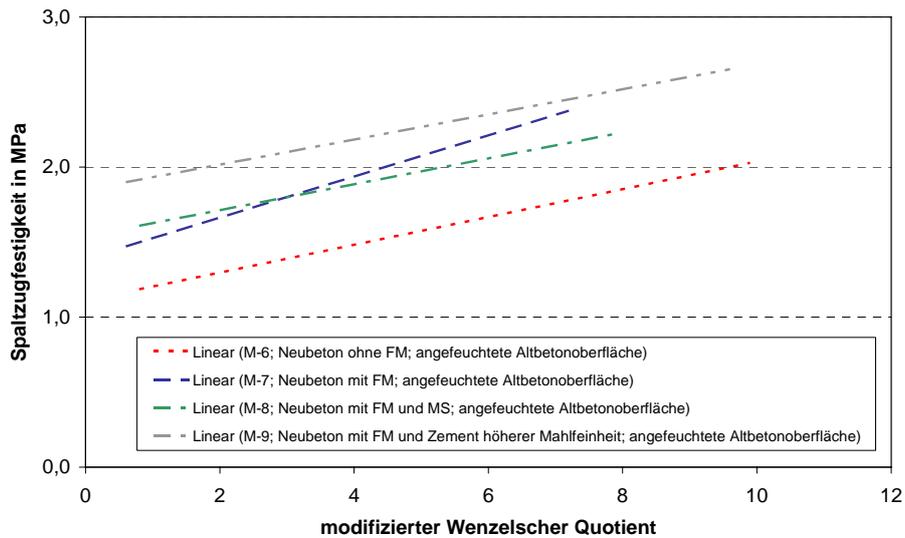


Bild 4.21: Darstellung analog Bild 4.17; zusätzlich: Ergebnisse für die vergleichbaren Versuche mit „wassergesättigter“ Altbetonoberfläche

In Bild 4.22 sind die Ergebnisse der Spaltzugversuche mit Verbundprobekörpern aus hochfestem Beton dargestellt (Mischung M-10 (C55), M-11 (C70) und M-12 (C100)). Die Verbindungslinien zwischen den Datenpunkten dienen zur besseren Unterscheidung der Datenreihen. Es zeigt sich, dass die Probekörper mit aufgerauter Oberfläche sehr hohe Verbundfestigkeiten erzielten. In den Fällen mit unbehauelter bzw. geglätteter Oberfläche versagte der Verbund in der Grenzzone im Mittel schon bei deutlich kleineren Lasten. Der Wassergehalt des Altbetons scheint bei den Probekörpern mit aufgerauter Fugenfläche keine Rolle zu spielen. In Anbetracht der geringen Wasseraufnahmekoeffizienten der hochfesten Betone ist dies wenig überraschend. Bemerkenswert ist, dass die vorhandenen

Wasserrückstände in den Vertiefungen der Oberflächen das Zustandekommen des Haftverbundes nicht signifikant beeinträchtigten. Bei den Probekörpern mit geglätteten bzw. unbehandelten Fugenflächen scheint sich der Trend abzuzeichnen, dass im Falle eines „wassergesättigten“ Altbetonkörpers die Festigkeit geringer ausfällt. Der Blick auf die Einzelergebnisse im Anhang zeigt jedoch, dass manche Probekörper schon vor dem eigentlichen Bruchversuch versagten (vgl. z. B. Tabelle 9.24; Probekörper 3-11 und 3-14) und die vermeintliche „Tendenz“ eher zufälliger Natur ist.

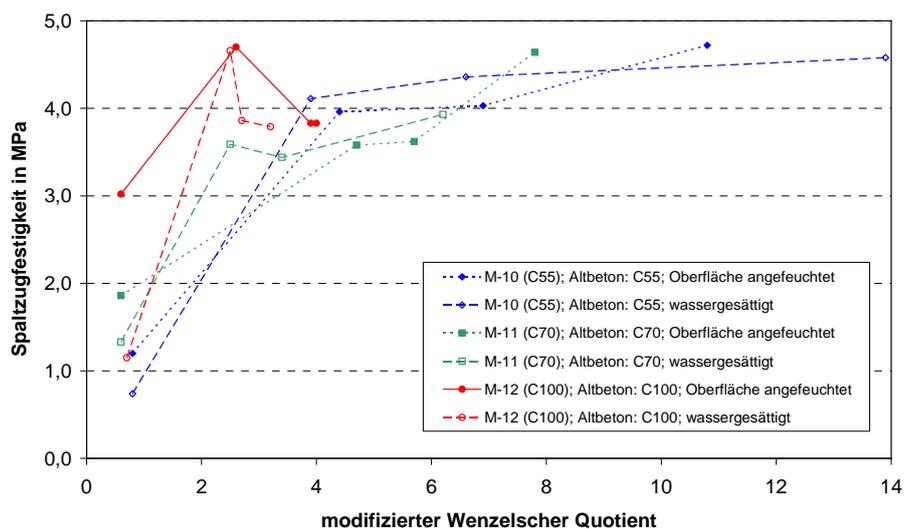


Bild 4.22: Spaltzugfestigkeiten der Verbundkörper aus hochfestem Beton (C55; C70 und C100) unter Berücksichtigung der Rauheit der Altbetonoberfläche (repräsentiert durch den mittleren, modifizierten Weizselschen Quotienten der Altbetonplatte)

Im Fall der Parameterkombination „Altbeton: C30 und Neubeton: hochfester Beton“ trat das Versagen immer im Altbeton auf („Kohäsionsversagen“). Die Platte „2-7“ (Mischung M-2, Platte Nr. 7) mit geglätteter Oberfläche wurde mit hochfestem Beton der Mischung M-11 (C70) ergänzt. Die mittlere Spaltzugfestigkeit fiel mit 0,85 MPa gering aus. Bei der Betrachtung der Bruchflächen zeigte sich, dass die komplette oberste Schicht der Altbetonteile am Neubeton haften blieb. Ursache für die geringe Tragfähigkeit war somit die geringe Festigkeit der obersten Altbetonschicht. Ein ganz ähnliches Bruchbild ergab sich bei den Probekörpern 2-8-I bis 2-8-IV, deren Ergänzung mit der Mischung M-7 (inkl. Fließmittel) hergestellt wurde (vgl. Bild 4.23). Zum Vergleich sind in Bild 4.24 die Bruchflächen der Probekörper 2-4-I bis 2-4-IV dargestellt. Die Altbetonplatte 2-4 (mit geglätteter Oberfläche) wurde mit einer Ergänzung versehen, die kein Fließmittel enthielt (Mischung M-6). Es zeigt sich, dass im letztgenannten Fall die Verbundfestigkeit in vielen Bereichen kleiner ausfiel als die Zugfestigkeit der obersten Altbetonschicht.

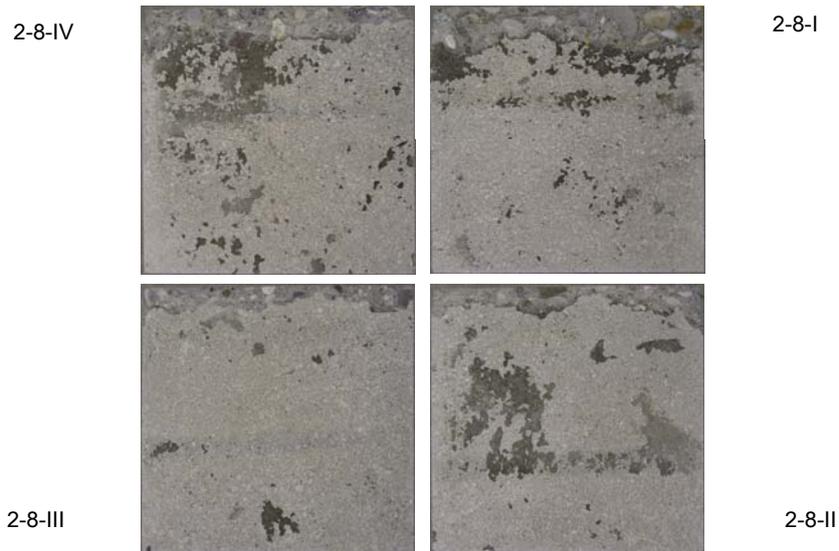


Bild 4.23: Bruchflächen der Probekörper 2-8-I bis 2-8-IV: Die oberste Altbetonschicht haftet nahezu komplett am Neubeton (Mischung M-7 mit Fließmittel)

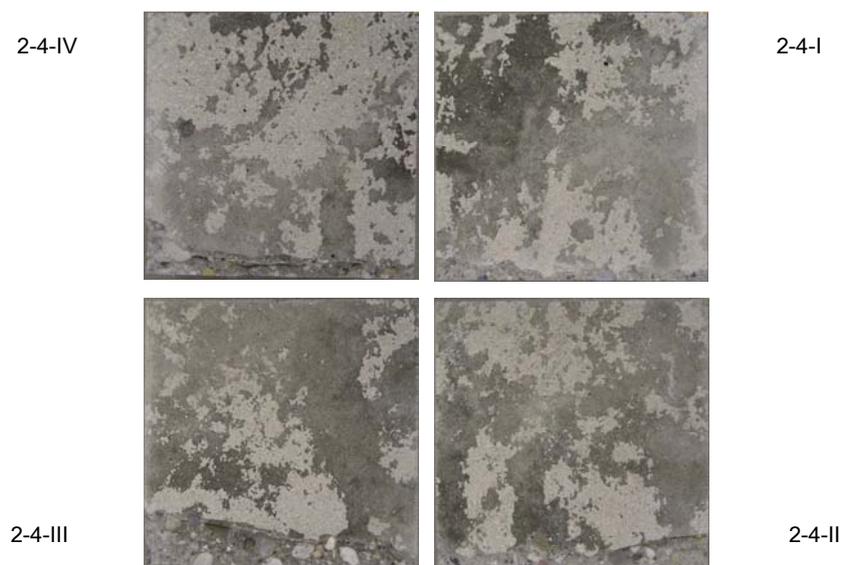


Bild 4.24: Bruchflächen der Probekörper 2-4-I bis 2-4-IV: Die oberste Altbetonschicht haftet nur bereichsweise am Neubeton (Mischung M-6 ohne Fließmittel)

Die Altbetonplatte 1-8 (Mischung M-1; Platte 8) mit schwach sandgestrahlter Oberfläche wurde mit der C100-Mischung (M-12) ergänzt. Die Spaltzugfestigkeit erreichte in einem Fall nur 2,0 MPa, obwohl ganz eindeutig ein Kohäsionsbruch vorlag. Es ist nicht auszuschließen, dass das autogene Schwinden des hochfesten Betons zu einer Vorschädigung im deutlich weniger festen Altbeton geführt hat. Die Tatsache, dass autogene Schwindvorgänge zu erkennbaren Schädigungen führen können, wird durch die Ergebnisse des zweiten Teilprojektes belegt. Bevor dies dokumentiert wird, sei noch kurz erläutert, warum bei den Altbetonplatten, die mit der Mischung M-5 (C100) hergestellt wurden, trotz der Bearbeitung durch Sandstrahlen bzw. Höchstdruckwasserstrahlen nur vergleichsweise geringe Rauheiten

erzielt wurden. Wie aus Bild 4.25 hervorgeht, bildete sich durch Sedimentationsvorgänge an der Oberseite der Altbetonplatten eine Schicht (5 bis 10 mm), in der keine größeren Gesteinskörner vorzufinden waren. Im Zuge des Aufrauungsprozesses konnte die oberste Schicht nicht komplett abgetragen werden (Anmerkung: Obwohl das Sandstrahlen bereits einen Tag nach dem Betonieren der Altbetonplatten stattfand, fiel es aufgrund der hohen Frühfestigkeit schwer, den Beton abzutragen). Da keine größeren Gesteinskörner zum Vorschein kamen, unterschied sich die Rauheitsstruktur deutlich von anderen, stark sandgestrahlten oder HDW-gestrahlten Plattenoberflächen.



Bild 4.25: Ausschnitt aus einer Verbundplatte (Altbeton unten). Die oberste Schicht des hochfesten Altbetons (Mischung M-5) besteht vorwiegend aus feinkörnigen Gesteinskörnern und Zementstein

Teilprojekt 2:

Die im Rahmen des zweiten Teilprojektes durchgeführten Untersuchungen sind als ergänzende Tastversuche zum Verbundverhalten von hochfesten und sehr hochfesten Betonen mit selbstverdichtenden Eigenschaften anzusehen. Der in diesem Projekt zu Vergleichszwecken verwendete Normalbeton entsprach von der Zusammensetzung und den Ausgangsstoffen her der Mischung M-9 des ersten Teilprojektes. Die Einzelergebnisse sind im Anhang enthalten.

Die C30-C30-Kombinationen brachten folgende Ergebnisse: Die Probekörper mit schwach sandgestrahlter, luftgetrockneter Oberfläche erreichten im Durchschnitt 73 % der Festigkeit der monolithischen Vergleichskörper ($f_{ctm,min} = 3,4$ MPa). Die mittlere Spaltzugfestigkeit für die Probekörper mit wassergesättigtem Altbeton fiel bei vergleichbaren W -Werten um etwa 25 % kleiner aus. Zu bemerken ist, dass der verwendete Neubeton kein Fließmittel enthielt und der Wasseraufnahmekoeffizient des normalfesten Altbetons (B-1) des Teilprojektes 2 um etwa 40 % kleiner ausfiel als der A_w -Wert der normalfesten Altbetonplatten (Mischung M-1 bzw. M-2) des Teilprojektes 1 (vgl. Tabelle 4.18). Das Verhältnis der Spaltzugfestigkeiten der Verbundkörper mit geglätteter Fugenoberfläche und den monolithischen Würfeln lag im Mittel bei 54 %.

Bei den C60-C60- und den C120-C120-Kombinationen wirkte sich der Wassergehalt der Altbetonplatten („luftgetrocknet“ bzw. „wassergesättigt“ mit jeweils schwach sandgestrahlter Oberfläche) nicht signifikant auf die Verbundfestigkeiten aus. Die Versuchsergebnisse für die Probekörper, deren Altbetonhälfte mit der Mischung B-4 (C150) hergestellt wurde, sind im Hinblick auf die vorliegende Aufgabenstellung nicht besonders aussagekräftig, da unterschiedlich viele herausstehende Stahlfasern die Verbundfestigkeit beeinflussten. Ohne herausstehende Stahlfasern versagte der Haftverbund teilweise schon vor der Versuchsdurchführung wie im Fall der Probekörper B-C150-4-II bis B-C150-4-IV. Durch die Mitwirkung von Stahlfasern wurden Spaltzugfestigkeiten von bis zu 6 MPa erreicht (vgl. Probekörper B-C150-5-IV).

Zwei interessante Phänomene kamen bei der Betrachtung der Bruchflächen von Verbundkörpern zum Vorschein, die (sehr) hochfeste Neubetone enthielten: Zum einen zeigten sich „Farbmuster“, die auf eine Vorschädigung der Probekörper hindeuten und zum anderen offenbarten sich mitunter zahlreiche, größere Lufteinschlüsse im grenzzonennahen Neubeton. Die „Vorschädigungen“ gehen exemplarisch aus Bild 4.26 und Bild 4.27 hervor. Die „Farbverläufe“ lassen darauf schließen, dass die Verbundschädigung in den Eckbereichen begann und sich so lange fortsetzte, bis in der Mitte der Grenzfläche eine mehr oder weniger große, kreisförmige, ungeschädigte Zone übrig blieb. Es ist leicht nachvollziehbar, dass die erreichten Bruchlasten in diesen Fällen (deutlich) kleiner ausfielen als bei monolithischen Vergleichskörpern. In Bild 4.27 sind zusätzlich die erwähnten Lufteinschlüsse im Neubeton zu sehen. Besonders viele Lufteinschlüsse traten in Probekörpern mit saugfähigem Altbeton (B-1) auf. Die Untersuchungen in [12] lassen darauf schließen, dass zwischen dem Saugverhalten des Altbetons und den grenzzonennahen Lufteinschlüssen ein Zusammenhang besteht.



Bild 4.26: Bruchflächen der Probekörper B-C120-3-I bis B-C120-3-IV (Altbeton: C120; Neubeton: C120; Fugenoberfläche schwach sandgestrahlt): Die Farbunterschiede deuten auf Verbundschädigungen hin, die während der 28-tägigen Lagerung der Verbundplatte auftraten. Weitgehend ungeschädigt blieb nur ein kleiner Bereich in der Plattenmitte

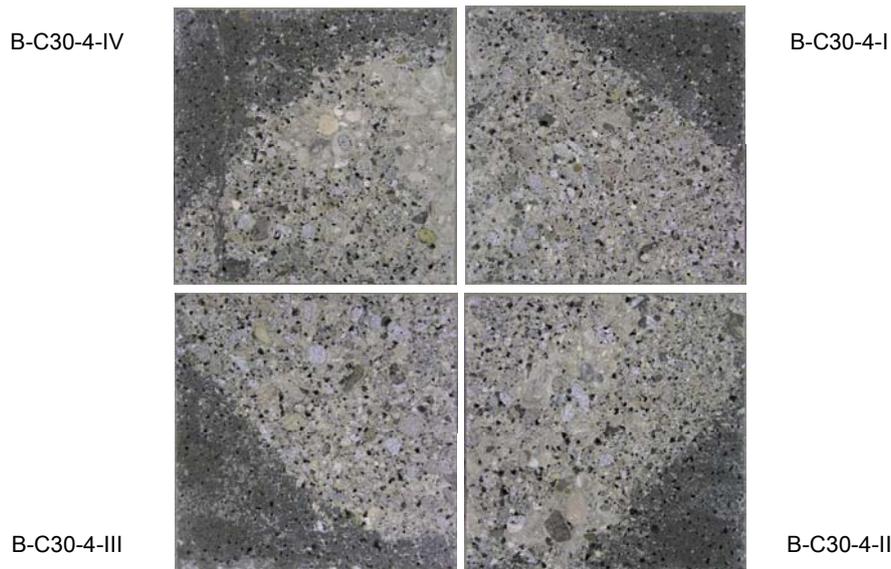


Bild 4.27: Bruchflächen der Probekörper B-C30-4-I bis B-C30-4-IV (Altbeton: C30; Neubeton: C150; Fugenoberfläche schwach sandgestrahlt): Die Farbunterschiede deuten auf Verbundschädigungen hin, die während der 28-tägigen Lagerung der Verbundplatte auftraten

Die möglichen Auswirkungen der Lufteinschlüsse auf die Zugfestigkeit in der Grenzzone wurden rechnerisch abgeschätzt. Die Ergebnisse gehen aus Abschnitt 5.2.1 hervor. Es sei betont, dass die durchgeführten Untersuchungen zum Verbundverhalten (sehr) hochfester Betone mit selbstverdichtenden Eigenschaften keine allgemeingültigen Aussagen zu deren Eignung als Ergänzungsbetone ermöglichen. Bei Untersuchungen von Habel [67] erwies sich die Grenzzone zwischen Normalbeton und dem ergänzten UHPFRC (= Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete) nicht als Schwachstelle (das Versagen trat meist im Normalbeton (Anteil > 95 %) und nicht in der Grenzzone auf). Die angegebene mittlere zentrische Zugfestigkeit der Verbundkörper (zylindrische Bohrkern) lag mit 2,5 MPa jedoch deutlich unter der zentrischen Zugfestigkeit des Normalbetons (3,4 MPa nach 28 d).

Teilprojekt 3:

Die Spaltzugversuche des dritten Teilprojektes wurden erst nach der Auswertung der Versuche der Teilprojekte 1 und 2 durchgeführt. Den Schwerpunkt bildete daher die Untersuchung des Verbundverhaltens der Ergänzungsmischung M-7 (Normalbeton mit Fließmittel). Die Reproduzierbarkeit der „guten“ Verbundeigenschaften sollte überprüft werden und zwar unter Berücksichtigung der für den Fertigteilbau typischen Aspekte (betrifft insbesondere die Beschaffenheit der Fugenoberflächen).

Die in den Spaltzugversuchen erzielten Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen: Im Fall der trocken gelagerten Fertigteilplatten wurde unabhängig von der Rauheit der Fugenoberfläche („unbehandelt“, „wassergestrahlt“, „mit Stahlrechen aufgeraut“) im Mittel immer die Spaltzugfestigkeit der monolithischen Vergleichskörper erreicht. Die Streuungen fielen vergleichsweise klein aus. Die berechneten Standardabweichungen unterschieden sich nur unwesentlich.

Im Fall der „wassergesättigten“ Fertigteilplatten wurden ebenfalls sehr hohe Verbundfestigkeiten erzielt. Nur bei den Probekörpern mit „unbehandelter, rüttelrauer“ Fugenoberfläche (vgl. Bild 4.2) war gegenüber der Spaltzugfestigkeit der monolithischen Würfel ein Traglastabfall von etwas weniger als 20 % festzustellen (Vergleich der mittleren Festigkeiten).

Insgesamt bleibt daher festzuhalten, dass der in Bild 4.18 festgestellte Trend (durch die Fließmittelzugabe werden auch bei vergleichsweise geringer Rauheit schon sehr hohe Verbundfestigkeiten erzielt) eindeutig bestätigt wird. Über die eigentlichen Ursachen für die guten Verbundeigenschaften der Mischungen M-7 (Teilprojekt 1) bzw. M3 (Teilprojekt 3) ist damit noch nichts ausgesagt. Zur Klärung der Ursachen sollen die weiteren Untersuchungen beitragen. Zuvor gilt es noch, die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf großformatige Bauteile zu überprüfen.

4.1.7 Balkenversuche: Versuchskörper und Versuchsdurchführung

Für die Untersuchungen an großformatigen Bauteilen kam der in Bild 4.28 dargestellte Versuchsaufbau zum Einsatz. Durch den Vergleich der Last-Verformungsfiguren, der Maximallasten und der Bruchbilder von nachträglich ergänzten und monolithischen Balken sollten Rückschlüsse auf den Einfluss der Verbundfuge auf die Querkrafttragfähigkeit gewonnen werden. Um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten, enthielten alle untersuchten Balken (vier nachträglich ergänzte Fertigteillemente und drei monolithische Balken) die gleiche Längs- und Querbewehrung (längs: 4 \varnothing 12 mm; $l = 281$ cm; $c_{nom} = 2,0$ cm; quer: \varnothing 6 mm / $s = 25$ cm konstruktiv). Der Einbau einer Verbund- bzw. Querkraftbewehrung war nicht vorgesehen. Die gewählten Parameterkombinationen für die vier Verbundbalken gehen aus Tabelle 4.19 hervor. Angaben zu den verwendeten Betonrezepturen (Altbeton: R-1; Neubeton: M3) sind zusammen mit den wichtigsten Frisch- und Festbetoneigenschaften in Abschnitt 4.1.2 enthalten.

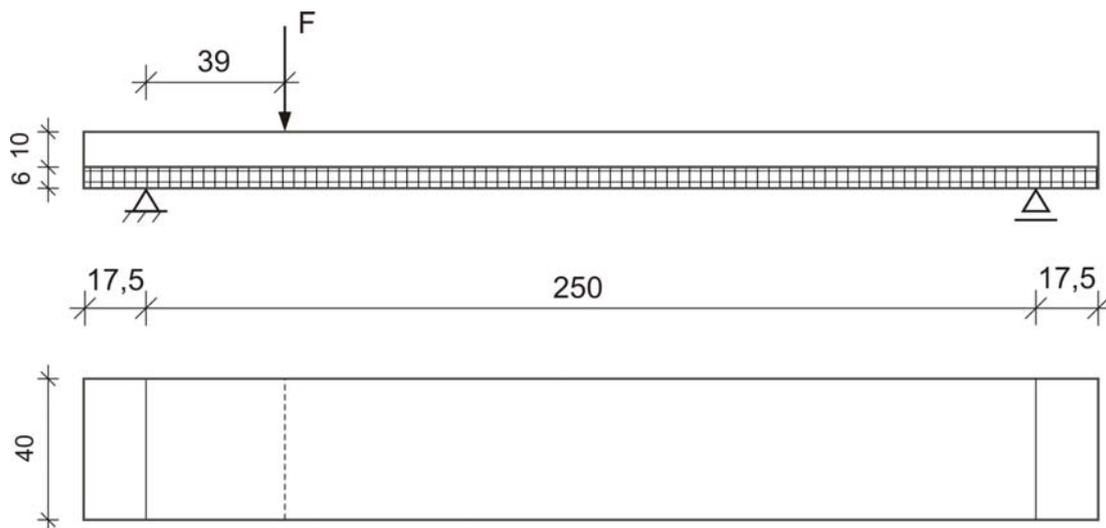


Bild 4.28: Aufbau Balkenversuche (Ansicht und Grundriss eines Verbundbalkens)

Tabelle 4.19: Versuchsparameter Verbundbalken

Faktorgruppe	Faktor	Balken 1	Balken 2	Balken 3	Balken 4
Zusammensetzung Altbeton	C25/30	•	•	•	•
Oberflächenvorbehandlung	Stahlrechen	•	•		
	Wasserstrahlen			•	•
Wassergehalt der Altbetonoberfläche	Luftgetrocknet	•	•	•	•
Zusammensetzung Neubeton	C30/37	•	•	•	•

+ Referenzversuche an drei monolithischen Balken (2 x Altbetonrezeptur; 1 x Neubetonrezeptur)

Die Ergebnisse ergänzender Untersuchungen zu den verwendeten Materialien (u. a. Betonstahleigenschaften; Erhärtungsverhalten des Neubetons im Reißrahmen; Kriech- und Schwindeneigenschaften) werden in Abschnitt 4.1.8 dokumentiert.

Die Fertigteilelemente für die Verbundbalken und zwei monolithische Vergleichsbalken wurden zusammen mit den Platten für die Spaltzugversuche in einem Fertigteilwerk hergestellt. Unmittelbar nach der Verdichtung (Rütteltisch) erfolgte die Aufräumung mittels Stahlrechen. Das Wasserstrahlen fand wenige Stunden später statt. Für die Erfassung der Oberflächenstruktur kam wieder der 3D-Digitalisierer zum Einsatz (vgl. Abschnitt 4.1.3). Die berechneten W -Werte gehen exemplarisch aus Bild 4.29 (Oberfläche mit Stahlrechen aufgeraut) und Bild 4.30 (wassergestrahlte Oberfläche) hervor. Wie zu sehen ist, wurden die relevanten Bereiche der Oberflächen (Stirnseite der Balken bis Lasteinleitungsbereich) in Längsrichtung in mehrere Teile zerlegt. Dies erleichterte die Verarbeitung der Daten und liefert Anhaltspunkte für die Streubreite der W -Werte.

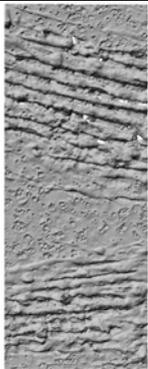
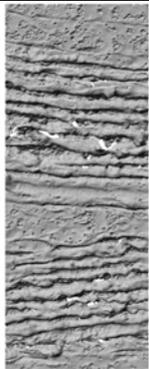
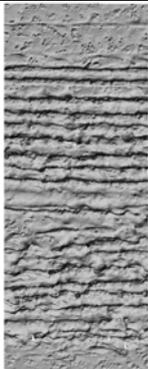
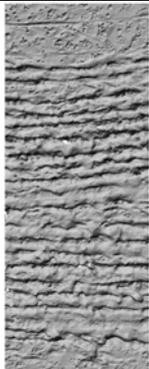
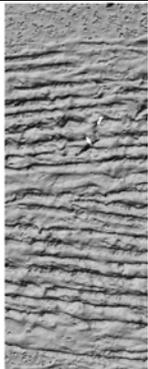
x in mm	5-155	155-305	305-455	455-605	605-755
					
W_x (längs)	1,070	1,067	1,068	1,058	1,047
W_y (quer)	1,166	1,224	1,199	1,160	1,162
W (gesamt)	1,248	1,306	1,281	1,228	1,217

Bild 4.29: Digitalisierte Fugenoberfläche des Balkens 1 (Ausschnitte aus der mittels Stahlrechen aufgerauten Fläche) mit Angabe der berechneten Wenzelschen Quotienten für relevante Teilbereiche (die x-Koordinate ist an der Stirnseite Null und verändert sich in Balkenlängsrichtung; Breite der Ausschnitte (y-Richtung) ca. 40 cm)

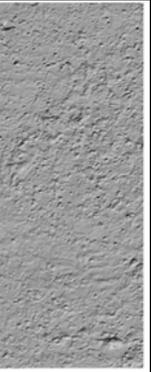
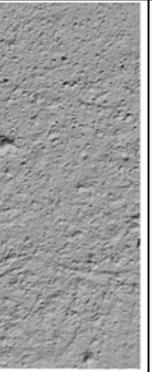
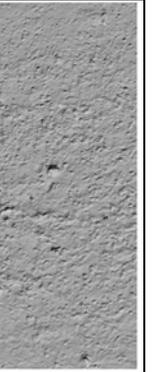
x in mm	5-155	155-305	305-455	455-605	605-755
					
W_x (längs)	1,021	1,013	1,019	1,020	1,018
W_y (quer)	1,020	1,013	1,022	1,023	1,022
W (gesamt)	1,041	1,026	1,041	1,043	1,040

Bild 4.30: Digitalisierte Fugenoberfläche des Balkens 3 (Ausschnitte aus der wassergestrahlten Fläche) mit Angabe der abschnittsweise berechneten Wenzelschen Quotienten (die x-Koordinate ist an der Stirnseite Null und verändert sich in Balkenlängsrichtung; Breite der Ausschnitte (y-Richtung) ca. 40 cm)

Für jede Balkenoberfläche wurde das Sandflächenverfahren in der relevanten Zone viermal angewendet. Der Durchschnittswert für die mittels Stahlrechen aufgerauten Flächen lag bei 3,5 mm. Für die wassergestrahlten Flächen ergab sich ein kleinerer R_f -Wert, nämlich 0,9 mm.

Die Ortbetonergänzung fand 28 d nach der Herstellung der Fertigteilelemente im Materialprüfungsamt der TU München statt. Die Lagerung der Probekörper lässt sich in drei Phasen unterteilen:

- Phase 1 (Dauer 24 h): Kurz nach dem Aufbringen des Ergänzungsbetons wurden die Balken mit Folien abgedeckt. Die Anordnung der Auflagerpunkte während des Betonierens geht aus Bild 4.31 hervor. Zusätzlich angegeben ist die Lage der sechs Sensoren für die Schallemissionsanalyse (SEA), die bis zur Durchführung der Bruchversuche an der Oberfläche des Verbundbalkens 3 befestigt waren. Die im Zuge der alle 2 h vorgenommenen Sensor-Kalibrierung festgestellte Veränderung der Schallgeschwindigkeit ermöglichte Aussagen über den zeitlichen Verlauf der Gefügeentwicklung im Ergänzungsbeton. Eindeutig auf Schädigungen (Risse) zurückzuführende Schallereignisse konnten während der gesamten Messdauer nicht identifiziert werden. Die Auswertung wurde allerdings durch „Störgeräusche“ erschwert.
- Phase 2 (1 d bis 7 d nach dem Aufbringen der Ergänzungsschicht): Ausschalen des Probekörpers und Veränderung der Auflagerpunkte (vgl. 2-Punkt Lagerung in Bild 4.32). Aufbringen einer Abdeckung bestehend aus feuchten Jutesäcken und Folien.
- Phase 3 (7 d bis 28 d): Auflagerpunkte gemäß Bild 4.33. Lagerung der Probekörper in einem Kellerraum bei 20 °C und ca. 50 % r. F. (ohne Abdeckung).

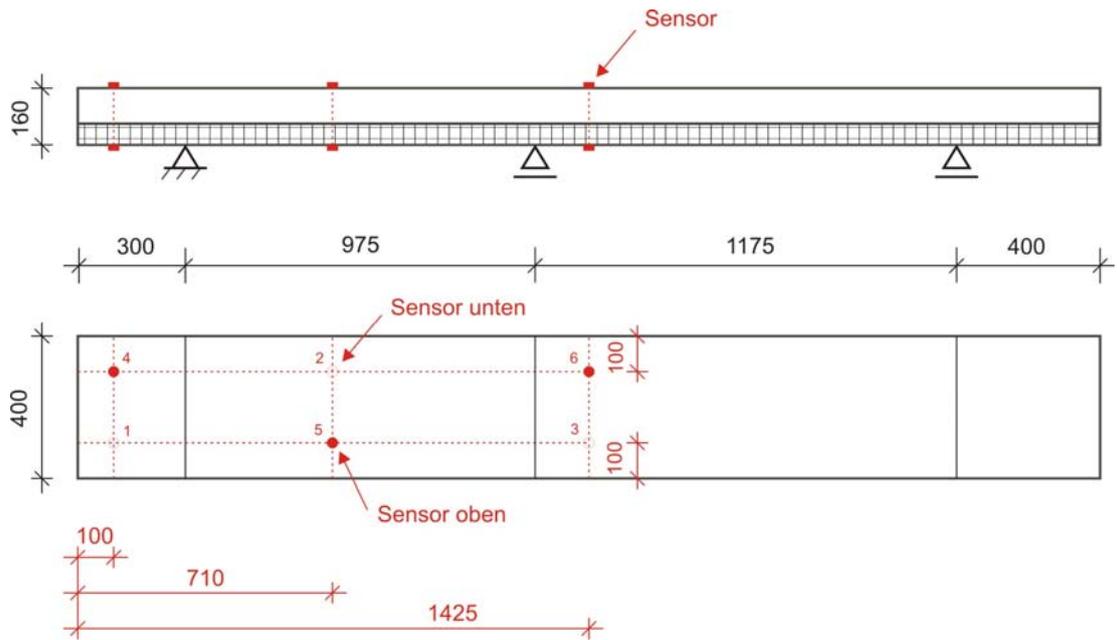


Bild 4.31: Lagerung der Balken in Phase 1 (Abstand der Auflagerpunkte) und Anordnung der Sensoren für die Schallemissionsanalyse (Grundriss und Seitenansicht)

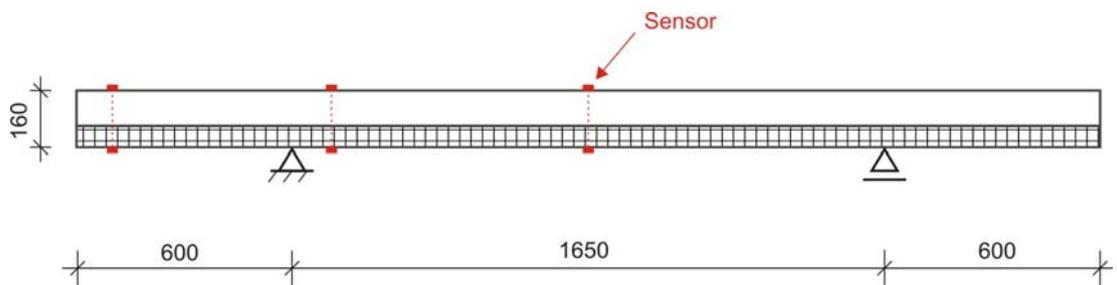


Bild 4.32: Lagerung der Balken in Phase 2 (2-Punktlagerung)

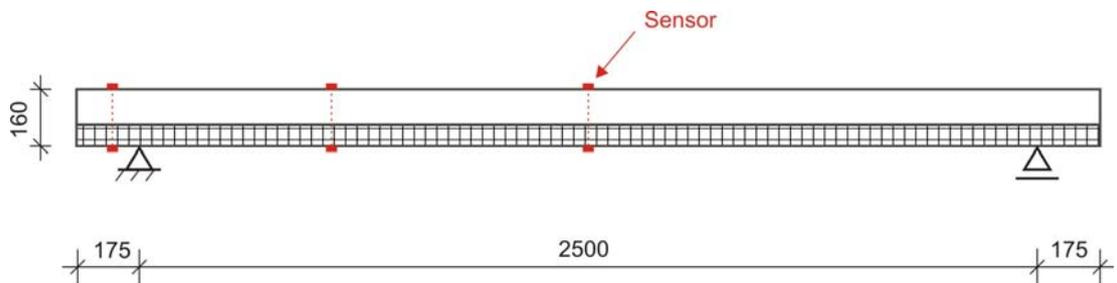


Bild 4.33: Lagerung der Balken in Phase 3 (Anordnung der Auflagerpunkte wie beim Bruchversuch)

4.1.8 Verwendete Materialien

Betonstahl:

Die Eigenschaften der für die Längsbewehrung der Balken verwendeten Stäbe wurden an sechs Einzelproben gemäß DIN EN 10002-1 (12.2001) bestimmt. Die Ergebnisse gehen aus Tabelle 4.20 hervor.

Tabelle 4.20: Kennwerte Betonstahl (Balkenversuche)

Nr.	E-Modul [kN/mm ²]	R _{p0,2} [MPa]	R _{eH} [MPa]	R _m [MPa]	R _m /R _{p0,2} [-]	A _{gt} [%]	Bruch-10 [%]	S ₀ [mm ²]
1	201,6	564,9	558,9	655,7	1,16	11,02	15,60	112,37
2	207,2	549,7	562,1	647,2	1,18	12,09	17,10	111,52
3	202,5	556,0	561,2	653,1	1,17	10,77	17,70	114,73
4	205,6	541,0	551,3	648,9	1,20	11,32	18,00	114,57
5	201,6	564,1	563,0	661,8	1,17	10,11	17,60	114,58
6	187,9	544,2	557,1	653,2	1,20	10,29	17,70	115,07
Mittelwert	201		559	653,3				

Beton:

Für die Betone, die bei den Balkenversuchen zum Einsatz kamen, wurden zusätzliche Untersuchungen durchgeführt. In Bild 4.34 sind die Verläufe der gemäß DAfStb Heft 422 [25] ermittelten Schwindverformungen dargestellt (jeweils drei Betonzylinder mit $d = 150$ mm und $h = 300$ mm). Die Berücksichtigung des Altersunterschiedes zwischen Fertigteil- und Ergänzungsбетон dient der Veranschaulichung des differentiellen Schwindens der Betone. Es wird deutlich, dass die Schwinddifferenz recht klein ausfällt (nach einem Neubetonalter von 77 d: $\Delta\varepsilon_{s,t} < 0,06$ ‰).

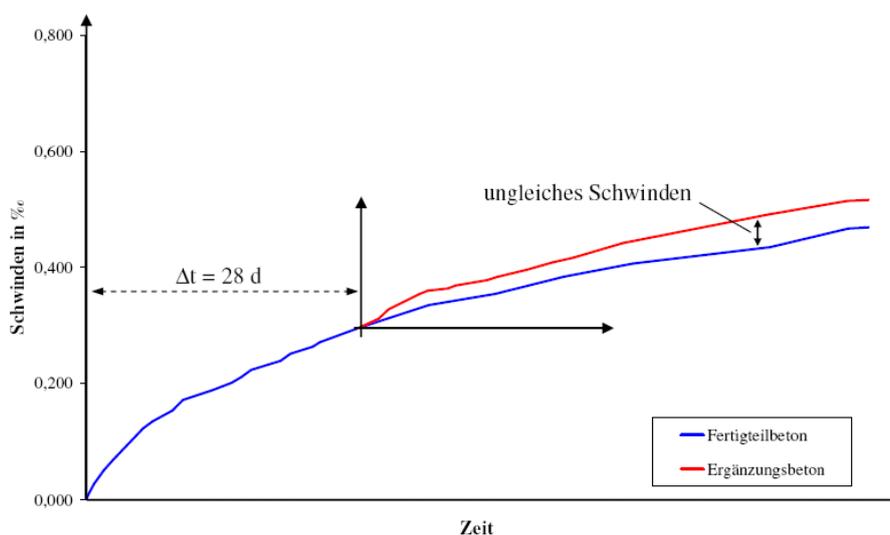


Bild 4.34: Trocknungsschwinden nach DAfStb Heft 422 [25] an Betonzylindern: Veranschaulichung des ungleichen Schwindens unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Betonalters

Der Verlauf der Kriechverformungen wird in Bild 4.35 anhand der berechneten Kriechzahlen veranschaulicht (Kriechzahl = Kriechmaß geteilt durch die elastische Verformung). Die Ermittlung der Kriechmaße erfolgte gemäß DAfStb Heft 422 [25]. Die Betonzylinder wurden nach 28-tägiger Erhärtungszeit belastet (die Druckspannung entsprach etwa einem Drittel der Bruchspannung unter quasi-statischer Last in einem Alter von 28 d).

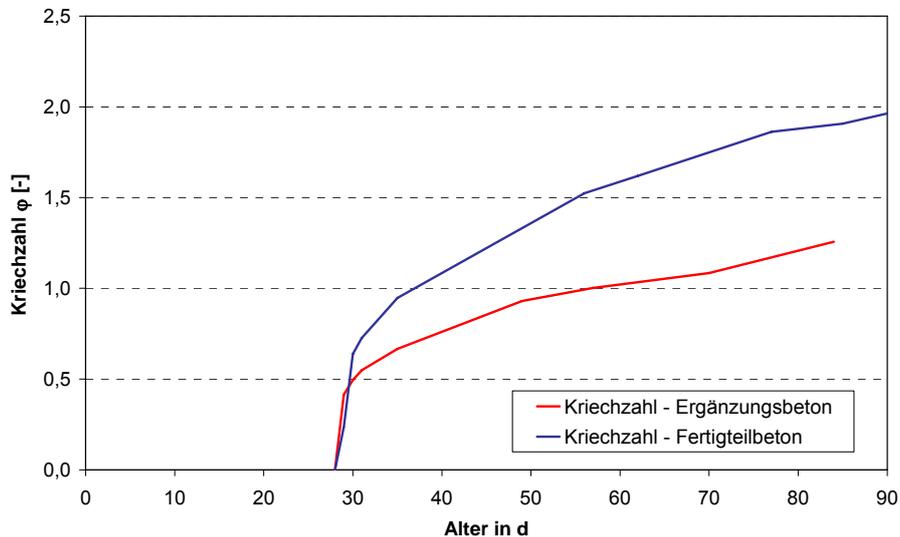


Bild 4.35: Verlauf der Kriechzahl für den Fertigteil- und den Ergänzungsбетон (Kriechzahl = Kriechmaß nach DAfStb Heft 422 [25] geteilt durch die elastische Verformung der Betonzylinder; Belastungsbeginn im Betonalter 28 d)

Im jungen Alter kann es bedingt durch den Abfluss der Hydratationswärme, „autogene“ Schwindvorgänge und die Behinderung der freien Verformbarkeit zu Zwangsspannungen im Verbundbauteil kommen. Mithilfe eines Reißrahmenversuchs wurden Zwangsspannungen quantifiziert, die im verwendeten Ergänzungsбетон während der Erhärtung auftreten können. Der schematische Versuchsaufbau geht aus Bild 4.36 hervor. Bezüglich weiterführender Informationen sei auf die Arbeiten von Breitenbücher [21] und Beckhaus [4] verwiesen.

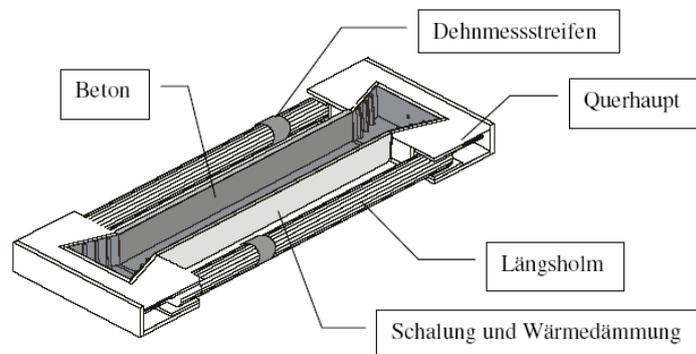


Bild 4.36: Aufbau des verwendeten Reißrahmens

Während des ca. 5 Tage andauernden Versuchs wurden die Betontemperatur und die Längsdehnung der Holme gemessen. Die mithilfe der Dehnung ermittelte Spannung im Betonquerschnitt und der zeitliche Temperaturverlauf werden in Bild 4.37 dargestellt. Zu bemerken ist, dass nach 4 Tagen mit der künstlichen Abkühlung des Betonkörpers begonnen wurde. Die Betontemperatur sank dadurch pro Stunde um ca. 1 K ab. Bei einer Betontemperatur von 1 °C kam es zu einem Zugversagen im Betonquerschnitt. Die Zugspannung betrug unmittelbar vor dem Eintritt des Versagens 2,13 MPa (vgl. Tabelle 4.21).

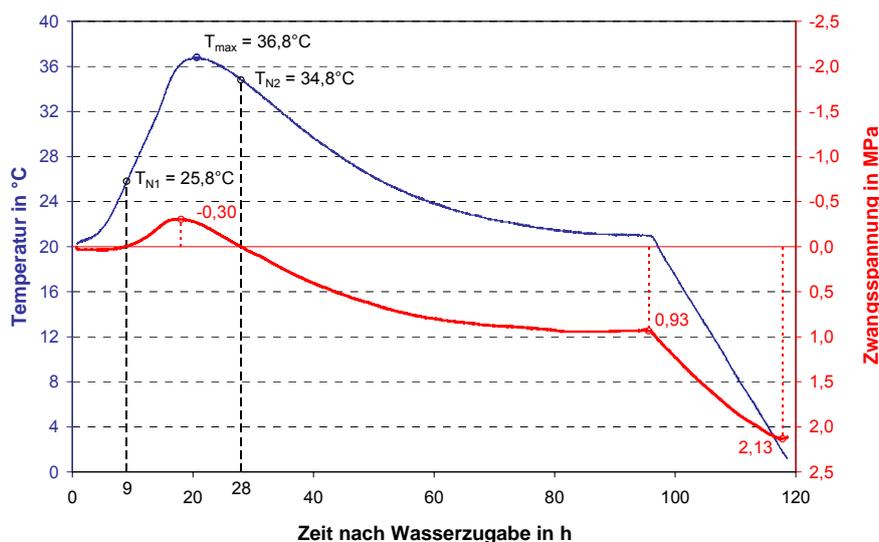


Bild 4.37: Temperatur- und Spannungsverlauf während des Reißrahmenversuchs

Tabelle 4.21: Charakteristische Werte des Reißrahmenversuchs

Charakterisierung des Messzeitpunktes	Zeit [h]	Temperatur in der Mitte [°C]	Zwangsspannung [MPa]
Beginn der Druckspannungsentwicklung	9	25,8	0,00
Höchstwert der Druckspannung	18	36,4	-0,30
Höchstwert der Temperatur	20,6	36,8	-0,25
Beginn der Zugspannungsentwicklung	28	34,8	0,00
Zustand bei Abkühlungsbeginn i. Alter v. 4 d	96	21,0	0,93
Rissbildung	118	1,1	2,13

Bei der Beurteilung der Ergebnisse des Reißrahmenversuchs ist zu berücksichtigen, dass durch die Wärmedämmung trotz der vergleichsweise kleinen Abmessungen des relevanten Betonquerschnitts von 150 x 150 mm² im Prinzip das Verhalten eines Bauteils mittlerer Dicke (30-80 cm) simuliert wird [21]. Für den untersuchten Ergänzungsbeton ergäbe sich bei herkömmlicher Deckenstärke ein kleinerer Temperaturanstieg infolge Hydratation und somit eine geringere Zwangsspannung (< 0,93 MPa nach 4 d).

Zu erwähnen ist an dieser Stelle, dass die Zwangsspannungen bei der Verwendung zementreicher Ergänzungsbetone mit niedrigem w/z-Wert (z. B. hochfeste Betone) deutlich größer ausfallen können (vgl. [4]). Neben dem größeren Temperaturanstieg infolge Hydratation spielen in diesem Zusammenhang auch autogene Schwindvorgänge eine

maßgebliche Rolle. Das Auftreten schädlicher Zwangsspannungen wird demnach entscheidend von der Zusammensetzung des Ergänzungsbetons beeinflusst.

In Ergänzung zum Reißrahmenversuch wurden die Festigkeitsentwicklung sowie der Wärmeausdehnungskoeffizient des Neubetons bestimmt. Der Bezug auf die 28-Tage-Werte ermöglicht den direkten Vergleich der Entwicklung verschiedener mechanischer Kenngrößen. Aus Bild 4.38 geht hervor, dass sich die Zugfestigkeit und der Elastizitätsmodul im Vergleich zur Druckfestigkeit etwas früher den 28-d-Werten annähern. Die Zahlenwerte sind Tabelle 4.22 zu entnehmen (Anmerkung: Die Probekörper wurden nach einem Tag ausgeschalt und bis zur Prüfung unter Wasser gelagert).

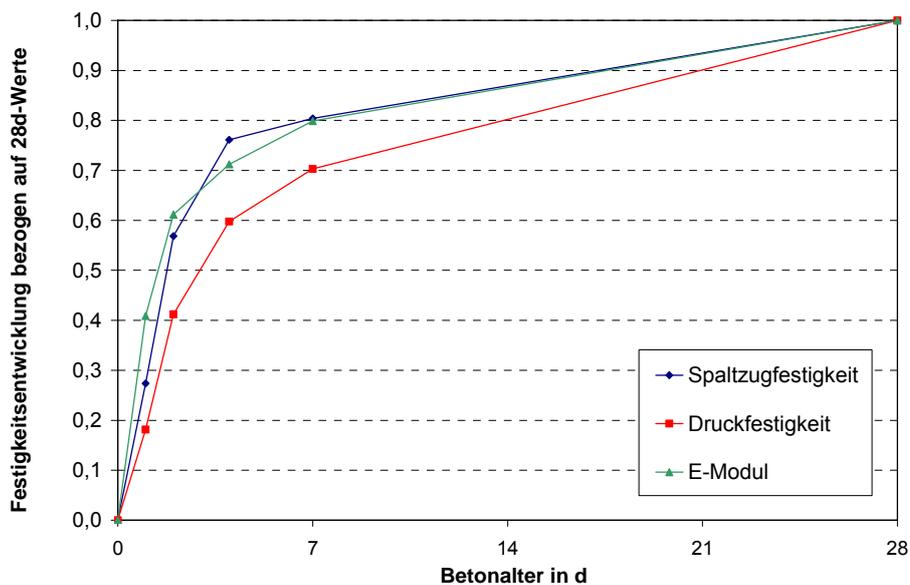


Bild 4.38: Festigkeitsentwicklung des verwendeten Neubetons

Tabelle 4.22: Festigkeitsentwicklung des Ergänzungsbetons (Balkenversuche)

Betonalter [d]	Spaltzugfestigkeit ¹⁾ [MPa]	Druckfestigkeit ²⁾ [MPa]	E-Modul ³⁾ [MPa]
1	0,84	7,1	12730
2	1,74	16,1	19040
4	2,33	23,4	22170
7	2,46	27,5	24880
28	3,06	39,1	31140

¹⁾ nach DIN EN 12390-6 (02.2001) (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ nach DIN EN 12390-4 (12.2000) (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

³⁾ nach DIN 1048-5 (06.1991) (Zylinder mit $\varnothing = 150$ mm und $h = 300$ mm)

Anhaltspunkte für den Beginn und den Verlauf der Gefügeentwicklung liefern die Ergebnisse der Schallemissionsanalyse (Messsystem der BAM [169]). Im Zuge der Sensor-Kalibrierungen, die gemäß der Einstellung im Messprogramm alle 2 h stattfanden, wird nacheinander von jedem Sensor ein definiertes Schallsignal ausgesendet und von den „passiven“ Sensoren detektiert. Aus dem Zeitunterschied zwischen Senden und Empfangen des Schallsignals lässt sich die Schallgeschwindigkeit berechnen. Die ausgesendeten Schallsignale wurden erstmalig 12 h nach der Herstellung des Ergänzungsbetons ($t = 0$

entspricht dem Zeitpunkt der Wasserzugabe) von den gegenüberliegenden Sensoren empfangen (vgl. Anordnung der Sensoren in Bild 4.31). Innerhalb der nächsten 12 h stieg die Schallgeschwindigkeit vergleichsweise stark an (von 3350 bis 3930 m/s; vgl. Bild 4.39). Nach 4 Tagen erreichte sie etwa 4400 m/s. Nach 28 d betrug der Wert ca. 4650 m/s. Da zwischen der Schallgeschwindigkeit und der Gefügeentwicklung Zusammenhänge bestehen, sind die Ergebnisse der akustischen Messungen für die Kalibrierung der Hydratationsmodelle hilfreich (vgl. Abschnitt 5.1.1). Hinweis: Nach einer Messdauer von etwas mehr als 26 h konnten vorübergehend keine Messdaten mehr gespeichert werden, da die vorgegebene maximale Dateigröße erreicht wurde. Nach Änderungen der Programmeinstellungen konnte die Speicherung der Messdaten fortgesetzt werden.

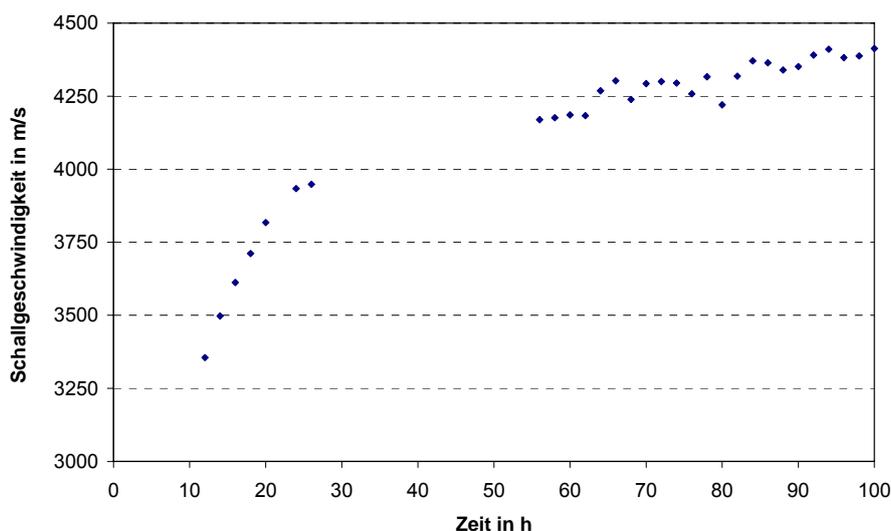


Bild 4.39: Berechnete Schallgeschwindigkeiten bei der Kalibrierung der SEA-Sensoren (Messungen am Verbundbalken 3)

Die Bestimmung des (linearen) Wärmeausdehnungskoeffizienten wurde vorgenommen, da dieser Wert je nach Betonzusammensetzung unterschiedlich ausfallen kann. Die wesentlichen Zusammenhänge und Einflussgrößen wurden von Dettling [42] beschrieben (siehe auch Hinweise in der Arbeit von Sodeikat [154]). Die gewählte Vorgehensweise zur Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten des Ergänzungsbetons und die einzelnen Messergebnisse gehen aus einem gesonderten Untersuchungsbericht hervor. Da es sich um keine standardisierte Vorgehensweise handelt, seien hier die wesentlichen Aspekte kurz zusammengefasst: Die Untersuchungen erfolgten an drei Betonzyindern mit $\varnothing = 100$ mm und $h = 200$ mm. Die einen Tag nach der Herstellung ausgeschalteten Probekörper wurden zunächst in einer Folie verpackt und bei 20 °C gelagert. Im Alter von 4 d wurden die Zylinderoberflächen mit einem zweikomponentigen Epoxidharz abgedichtet, nachdem zuvor jeweils zwei Messmarken parallel zur Längsachse der Probekörper in einem Abstand von 148 mm aufgeklebt worden waren. Einen Tag später begannen die eigentlichen Messungen. Mithilfe eines Klimaschranks, in dem die Probekörper auf einem Sandbett lagerten, konnten diese gezielt abgekühlt bzw. erwärmt werden. Die Veränderung der Temperatur erfolgte stufenweise (20 K) in einer Bandbreite von -20 °C bis 60 °C. Um zum Zeitpunkt der Verformungsmessung eine gleichmäßige Temperaturverteilung in den

Probekörpern gewährleisten zu können, wurde die Temperatur zuvor mindestens 10 h konstant gehalten. Die Verformungsmessungen wurden mithilfe eines Setzdehnmessers (Auflösung 0,001 mm) durchgeführt. Aus dem nahezu linearen Zusammenhang zwischen den berechneten Dehnungen und den Temperaturen ließ sich schließlich der α_T -Wert ermitteln (Steigung der Regressionsgeraden). Bei einem Bestimmtheitsmaß der linearen Regression von 99 % ergab sich für den Ergänzungsbeton ein Wärmeausdehnungskoeffizient von $\alpha_T = 7,8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$. Es ist zu bemerken, dass der Wärmeausdehnungskoeffizient u. a. vom Betonalter abhängig ist. Untersuchungen von [99] und [83] lassen darauf schließen, dass der Wärmeausdehnungskoeffizient schon zu Beginn der Accelerationsperiode seinem „Endwert“ zustrebt (der Ausdruck „Accelerationsperiode“ wird z. B. in [115] erklärt). In dieser Arbeit wird näherungsweise davon ausgegangen, dass der ermittelte α_T -Wert schon ab einem Betonalter von 28 h gilt (entspricht der zweiten Nullspannungstemperatur im durchgeführten Reißrahmenversuch).

4.1.9 Ergebnisse der Balkenversuche

Nach dem Entfernen der Folien und Jutesäcke am Ende der Lagerungsphase 2 war mit einem verstärkten Austrocknen der Probekörper zu rechnen. Zur Erfassung der Feuchteverteilung wurden drei so genannte „Multi-Ring-Elektroden-Sensoren“ (MRE-Sensoren) in die Ergänzungsschicht eines Balkens eingebaut. Die Sensoren wurden so angeordnet, dass im Prinzip über die gesamte Höhe Messungen möglich waren (siehe Bild 4.40). Erläuterungen zum Aufbau und zur Funktionsweise eines Multi-Ring-Elektroden-Sensors finden sich z. B. in [175]. Zum besseren Verständnis sei erwähnt, dass die Feuchteverteilung mithilfe der Sensoren nur indirekt erfasst werden kann, nämlich über die wiederholte Messung der Widerstände zwischen zwei benachbarten Ringen (zwischen den 2,5 mm hohen Ringen aus Edelstahl befindet sich jeweils ein Kunststoffring gleicher Höhe; Ringdurchmesser: 20 mm). Die Widerstände nehmen mit abnehmender Stofffeuchte zu. Die Messergebnisse gehen aus Bild 4.41 hervor.

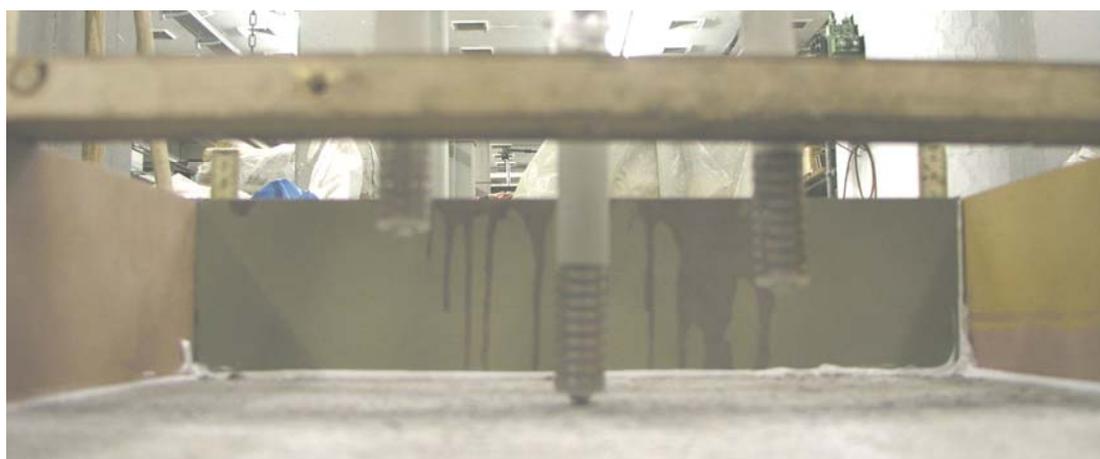


Bild 4.40: Anordnung der Multi-Ring-Elektroden im Bereich der Neubetonergänzung (Höhe der Neubetonergänzung ca. 10 cm)

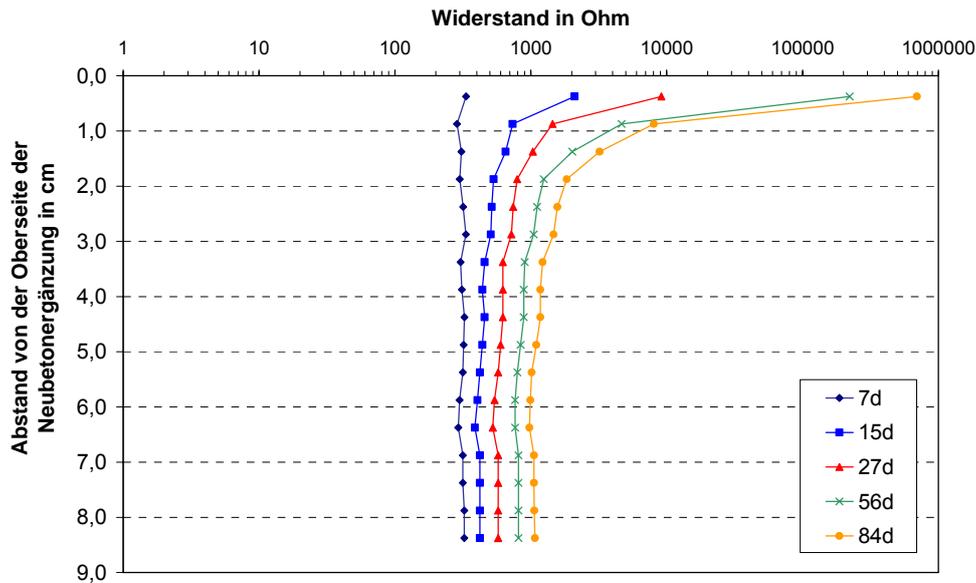


Bild 4.41: Austrocknung der Ergänzungsschicht eines Verbundbalkens bei einer Raumtemperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von ca. 50 % (Ergebnisse der Widerstandsmessungen mithilfe von MRE-Sensoren)

Der Verlauf der gemessenen Widerstände über die Tiefe macht deutlich, dass die etwa 1 bis 2 cm starke oberflächennahe Zone deutlich schneller austrocknet als der tiefer liegende Bereich. Widerstandsmessungen im Bereich der Übergangszone zwischen Fertigteil- und Ergänzungsbeton erfolgten nicht. Für diesen Zweck hätte ein MRE-Sensor teilweise in das Fertigteil einbetoniert werden müssen. Der herausstehende Sensor wäre jedoch in vielerlei Hinsicht hinderlich gewesen (u. a. bei der Aufrauung, beim Transport der Balken und bei der Rauheitsmessung).

Zum Zeitpunkt der Durchführung der Bruchversuche waren die Betonergänzungen erst 28 d alt. Die Verbundbalken mit wassergestralter Oberfläche erreichten im Prinzip exakt die gleiche Traglast wie die monolithischen Balken. Die Bruchlasten der Verbundbalken mit stark aufgerauter Oberfläche (Aufrauung mittels Stahlrechen) fielen um etwa 10 bzw. 14 % kleiner aus. Da der 28 d alte Neubeton im Vergleich zum 56 d alten Fertigteilbeton einen höheren E-Modul (Unterschied 16 %) und eine höhere Zugfestigkeit (Unterschied 26 %) aufwies, ist nachvollziehbar, dass die Last-Verformungs-Kurven der monolithischen Balken nicht deckungsgleich sind (vgl. rote und grüne Linie in Bild 4.42). Die Kurven der Verbundbalken verlaufen zwischen der roten und der grünen Linie.

Nahezu bei allen Balken war der gleiche Versagensmechanismus zu beobachten. In Bild 4.43 ist das typische Bruchbild zu erkennen. Der versagensursächliche Schubriss kreuzte bei allen Verbundbalken die Fuge. Signifikante Relativverschiebungen der Fugenufer waren nicht erkennbar. Nur bei dem ersten monolithischen Balken kam es zu keinem „klassischen“ Schubversagen. Die Längsbewehrung geriet erkennbar ins Fließen. Die Last konnte nicht mehr gesteigert werden.

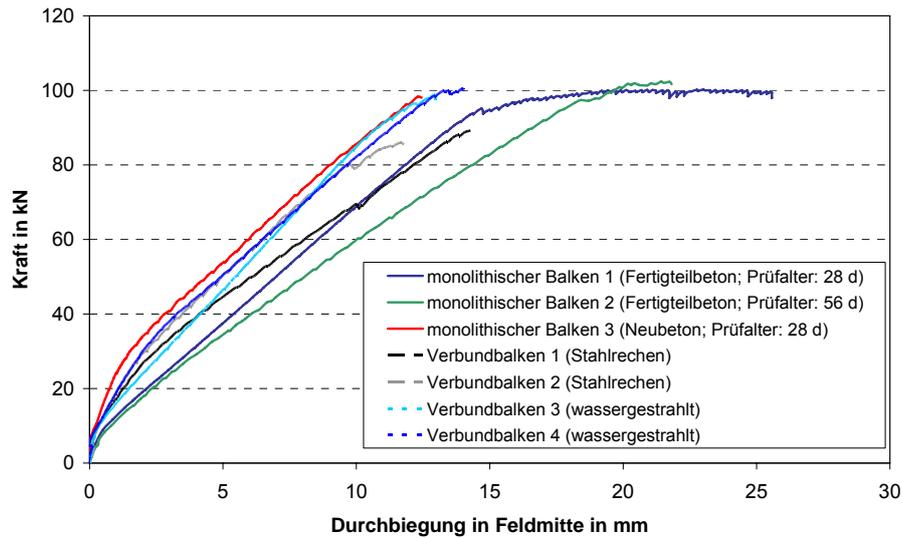


Bild 4.42: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen der geprüften Balken



Bild 4.43: Bruchbild Verbundbalken

In Bild 4.43 sind zusätzlich zu dem „Schubriss“ noch wichtige Detailpunkte zu erkennen: Die Lasteinleitung erfolgte über ein Stahlprofil mit einer Flanschbreite von 50 mm (Länge = 400 mm = Balkenbreite). Zum Ausgleich von Unebenheiten der Balkenoberfläche wurde eine Gipschicht aufgebracht. Auch an den Auflagerpunkten befand sich zwischen der Balkenunterseite und den 10 mm starken Stahlplatten ($b = 100 \text{ mm}$; $l = 400 \text{ mm}$) eine Gipschicht.

Zur Beurteilung der Balkenversuche wurden numerische Berechnungen durchgeführt. Die wesentlichen Ergebnisse sind in Abschnitt 5.3.2 enthalten. Zunächst werden die Resultate der weiteren experimentellen Untersuchungen vorgestellt.

4.2 Mesoebene

4.2.1 CT-Aufnahmen

Die Untersuchungen auf der Mesoebene dienen im Wesentlichen dazu, die Ergebnisse der Spaltzugversuche besser interpretieren zu können. Wie bereits dokumentiert wurde, unterschied sich die Frischbetonkonsistenz der Mischungen M-6 und M-7 deutlich (M-6: Ausbreitmaß = 36 cm; M-7: Ausbreitmaß = 55 cm). Probekörper, die mit der Mischung M-7 ergänzt wurden, erzielten im Vergleich zu den „M-6“-Probekörpern tendenziell deutlich größere Spaltzugfestigkeiten. Ein „steifer“ oder „plastischer“ Frischbeton lässt sich weniger leicht verdichten als ein „fließfähiger“ Beton. Es ist vorstellbar, dass aufgrund der schlechteren Verdichtbarkeit in den „M-6“-Probekörpern, insbesondere im Bereich der Grenzzone, mehr Luftporenschlüsse vorhanden waren als in den „M-7“-Probekörpern. Zur Quantifizierung des Luftporenanteils eignen sich computertomographische Untersuchungen in Kombination mit bildanalytischen Betrachtungen.

Im Rahmen dieser Arbeit konnte nur das Gefüge eines Probekörpers digitalisiert werden (vgl. Bild 4.44). Es handelt sich um einen Probekörper mit schwach sandgestrahlter Fugenfläche, bei dem der Alt- und der Neubetonmischung die gleiche Rezeptur zugrunde lag (C70).

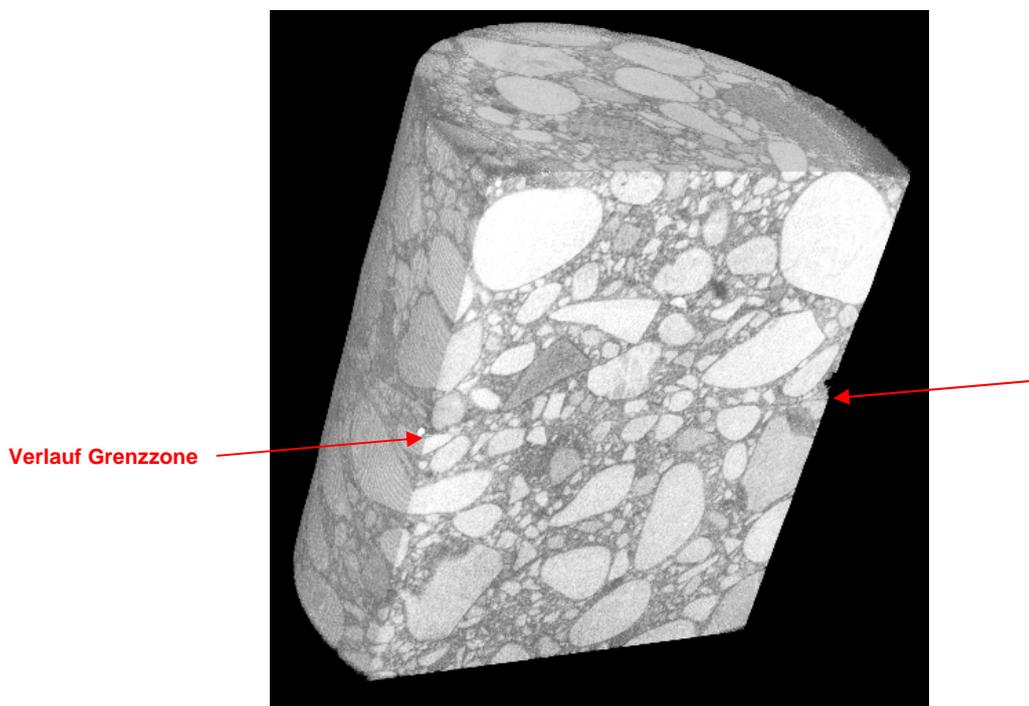


Bild 4.44: 3D-Ansicht eines mittels Computertomographie erfassten Bohrkerns aus einem nachträglich ergänzten Bauteil (die Fuge verläuft in der Schnittfläche nahezu horizontal)

Die Erfassung des Luftporenanteils kann anhand von Bild 4.45 erläutert werden: Auf der linken Seite ist ein horizontaler Schnitt durch den Bohrkern zu sehen. Die Visualisierung erfolgte mit einem speziellen Programm [16], das dem Verfasser dieser Arbeit von Mitarbeitern der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung zur Verfügung gestellt wurde. Die im Probekörper vorhandenen Luftporen sind an der schwarzen Farbe zu erkennen. Mithilfe eines Bildanalyseprogramms wurde aus dem Schnittbild zunächst ein Binärbild erzeugt und anschließend der Anteil der weißen Einschlüsse (Luftporen) in der schwarzen Fläche berechnet. Bei einer vorhandenen Pixelgröße von etwa 25 µm konnten nur „größere“ Lufteinschlüsse erfasst werden.

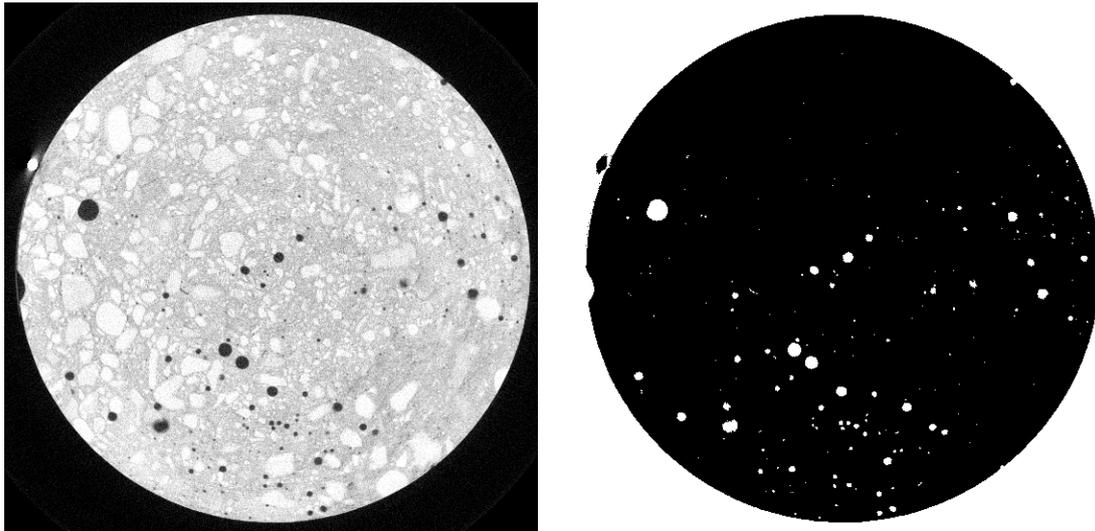


Bild 4.45: Links: CT-Aufnahme (Schnitt durch den Bohrkern; Durchmesser = 50 mm); rechts: Binärbild für die Bildanalyse (weiße Einschlüsse = Luftporen)

Analog zu der beschriebenen Vorgehensweise wurden die Porenanteile für weitere Schnitte bestimmt. Die „Ganglinie“ des Porenanteils über die Höhe eines Teilbereichs des Bohrkerns geht aus Bild 4.46 hervor. Der Neubeton enthielt offensichtlich deutlich mehr (größere) Luftporen als der Altbeton. Die Ausdehnung der Übergangszone wird durch die vertikalen roten Linien angedeutet (Höhe der Grenzzone ca. 1 mm). Oberhalb der Grenzzone (im Neubeton) scheint der Porenanteil leicht anzusteigen. Der verwendete Neubeton enthielt ein Fließmittel. Um abschätzen zu können, ob der Porenanteil der „M-6“-Probekörper (Neubeton ohne FM) im Bereich der Grenzzone deutlich größer ausfiel, musste wegen der begrenzten Anzahl an CT-Untersuchungen ein anderer Weg gewählt werden. Wie im nächsten Abschnitt aufgezeigt wird, spielten die fotografierten Bruchflächen hierbei eine zentrale Rolle.

Es bleibt festzustellen, dass die Computertomographie ein sehr leistungsfähiges Verfahren zur Erfassung des Betongefüges darstellt. Bei Untersuchungen von Bentz et al. [12] wurde dieses Verfahren ebenfalls zur Bestimmung des Porenanteils verwendet.

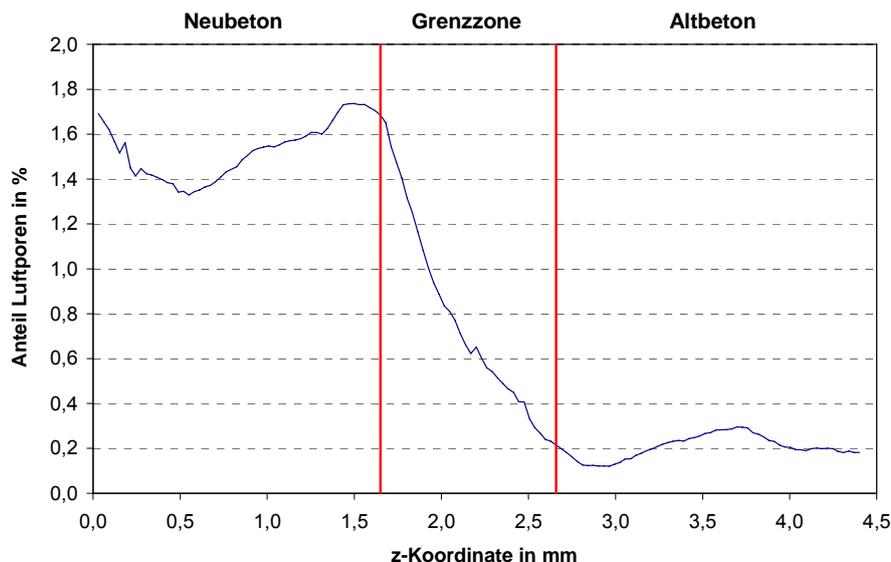


Bild 4.46: Luftporenanteil in horizontalen Schnitten im Bereich der Grenzzone zwischen Neu- und Altbeton (für den Bohrkern aus Bild 4.44)

4.2.2 Bruchbilder

Nach den Spaltzugversuchen zeigten sich bei der Betrachtung der Bruchflächen Lufteinschlüsse in unterschiedlicher Ausdehnung und Anzahl. Da alle Bruchflächen fotografisch erfasst wurden und die Position der Kamera zur Oberfläche immer gleich blieb (die Kamera wurde an einer speziellen Rahmenkonstruktion befestigt; das Objektiv befand sich senkrecht über der Mitte der Bruchfläche), kann anhand der Aufnahmen der Porenanteil abgeschätzt und verglichen werden.

In Bild 4.47 sind die Neubetonhälften der Probekörper zu sehen, die aus der Platte 2-5 herausgesägt wurden. Alt- und Neubeton bestanden aus der C30-Mischung ohne Fließmittel (Mischung M-2 bzw. M-6). Verglichen mit anderen Bruchflächen sind sehr wenige größere Lufteinschlüsse zu erkennen. Die Betrachtung der Bruchflächen der „M-6“-Probekörper lässt insgesamt nicht darauf schließen, dass die Neubetonhälften schlecht verdichtet wurden und die Spaltzugfestigkeiten deshalb geringer ausfielen als bei den „M-7“-Probekörpern. Wie die Verhältnisse im mikroskopischen Maßstab aussehen, kann anhand dieser Bilder nicht beurteilt werden.

Um aufzuzeigen, dass bei manchen Probekörpern deutlich mehr Lufteinschlüsse zum Vorschein kamen, ist in Bild 4.48 exemplarisch die Neubetonseite des Probekörpers B-C30-3-I abgedruckt (Altbeton: B-C30; Neubeton: B-C120; Fugenoberfläche schwach sandgestrahlt; luftgetrocknet). Bei der Bildanalyse wurde für diese Bruchfläche ein Porenanteil von 4,4 % berechnet (basierend auf dem Binärbild auf der rechten Seite). Je nachdem welche Einstellungen bei der Segmentierung des Ausgangsbildes vorgenommen werden, fällt der rechnerische „Porenanteil“ kleiner oder größer aus. Der angegebene Zahlenwert gibt daher nur die ungefähre Größenordnung des realen Anteils wieder.



Bild 4.47: Bruchflächen der Probekörper 2-5-I bis 2-5-IV (Neubetonseite): Es sind kaum größere Lufteinschlüsse zu erkennen. Der Neubeton enthielt kein Fließmittel (Mischung M-6)

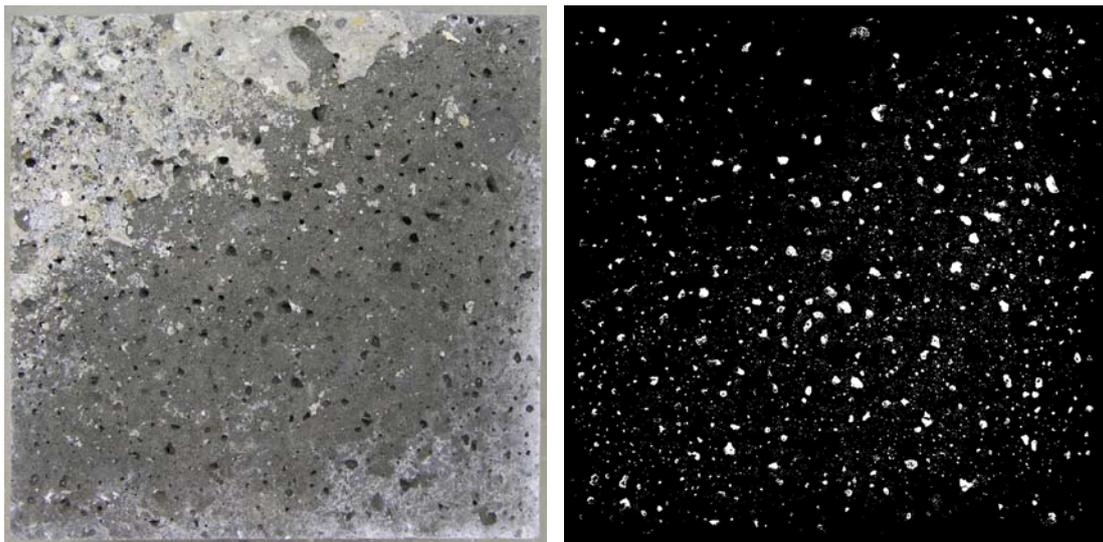


Bild 4.48: Links: Bruchfläche (15 x 15 cm²) mit vergleichsweise vielen Lufteinschlüssen (Neubetonseite des Probekörpers B-C30-3-I); rechts: Binärbild für die Bildanalyse

4.2.3 Rheologische Untersuchungen

Unter der Annahme, dass sich der Frischbeton näherungsweise wie ein „Bingham-Stoff“ (Definition siehe unten) verhält, wurde in Abschnitt 3.2.2 der Zusammenhang zwischen der „Selbstentlüftungsfähigkeit“ und rheologischen Kenngrößen aufgezeigt. In diesem Abschnitt werden die Vorgehensweise und die Ergebnisse der Untersuchungen zur Charakterisierung

der Fließeigenschaften der Betonmischungen des ersten Teilprojektes vorgestellt. Zum besseren Verständnis seien zunächst ein paar wesentliche Grundbegriffe erläutert.

Der Begriff „Rheologie“ steht nach Kulicke [95] für die „Lehre des Fließverhaltens“. Fließfähige Stoffe können in unterschiedlicher Form beansprucht werden. In Bild 4.49 wird die „Scherbeanspruchung“ eines Stoffes zwischen zwei Platten veranschaulicht.

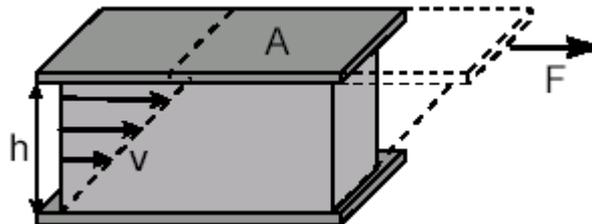


Bild 4.49: Zwei-Platten-Modell zur Beschreibung von rheologischen Größen [18]

Die obere Platte wird gegenüber der unteren bewegt. Die dazwischen liegenden Schichten folgen der Bewegung aufgrund von Adhäsions- und Kohäsionskräften. Der Scherwiderstand τ des Stoffes (= Schubspannung) zwischen den Platten ergibt sich aus dem Quotient der Scherkraft F und der Scherfläche A .

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (\text{Einheit z. B. [Pa]}) \quad (4.3)$$

Unter der Annahme einer laminaren Strömung bildet sich ein lineares Geschwindigkeitsprofil aus. Die Scherrate berechnet sich aus dem Quotient der Deformationsgeschwindigkeit v und dem Plattenabstand h :

$$\dot{\gamma} = \frac{v}{h} \quad (\text{Einheit z. B. [1/s]}) \quad (4.4)$$

Die Viskosität η (auch Scherviskosität oder dynamische Viskosität) beschreibt das Verhältnis des Scherwiderstandes zur Scherrate. Für newtonsche Flüssigkeiten ist dieser Verhältniswert konstant.

$$\eta = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (\text{Einheit z. B. [Pa}\cdot\text{s]}) \quad (4.5)$$

Bei „nicht-newtonschen“ Flüssigkeiten macht sich eine nichtlineare Abhängigkeit zwischen der Schubspannung und der Scherrate bemerkbar. Ein dilatantes Fließverhalten liegt vor, wenn mit steigenden Schergeschwindigkeiten eine Fließverfestigung (Anstieg der Scherviskosität) auftritt. Bei pseudoplastischen oder strukturviskosen Substanzen nimmt die Scherviskosität mit steigender Scherrate ab. Ein plastisches Fließverhalten zeigt sich im

Auftreten einer Fließgrenze (erst oberhalb einer Mindestschubspannung beginnt der Stoff zu fließen). Verhält sich ein Stoff, nachdem er die Fließgrenze überschritten hat, wie eine newtonsche Flüssigkeit, so spricht man von einem Bingham-Stoff. Zur mathematischen Beschreibung des Fließverhaltens eines „Bingham-Stoffes“ kann folgende Gleichung herangezogen werden:

$$\tau = \tau_B + \eta \dot{\gamma} \quad (4.6)$$

mit τ_B Fließgrenze nach Bingham

In zahlreichen Forschungsarbeiten wurde das Fließverhalten von Beton mithilfe des in Gleichung (4.6) angegebenen Zusammenhangs idealisiert. Zweifellos stellt dies eine grobe Vereinfachung des tatsächlichen Fließverhaltens dar. Zwei kritische Aspekte seien hier genannt:

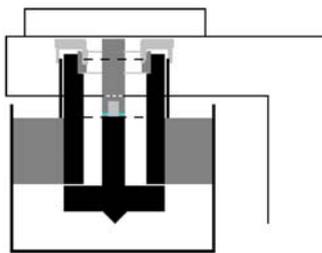
- Die „Fließgrenze“ ist keine physikalische, sondern eine technische Größe [24]. Sie ergibt sich in der Regel aus dem Schnittpunkt der extrapolierten Fließkurve mit der Ordinate. Bei Messungen mit leistungsfähigen Rheometern zeigt sich, dass „plastische“ Stoffe bei sehr kleinen Scherraten auch unterhalb der „technischen Fließgrenze“ fließen.
- Es ist im Zusammenhang mit dem Baustoff Beton kaum möglich, einen Scherspannungszustand wie in Bild 4.49 dargestellt zu erzeugen. Die Problematik besteht z. B. darin, dass sich zwischen der bewegten Platte und dem Beton eine „wässrige“ Schmierschicht bilden kann. Die Ergebnisse der rheologischen Untersuchungen an Frischbetonproben hängen von dem gewählten Messgerät bzw. Messverfahren ab (vgl. z. B. [51]).

Bei den eigenen rheologischen Untersuchungen kam zunächst das in Bild 4.50 dargestellte Rotationsrheometer bestehend aus zwei coaxialen Zylindern (Couette-Typ [33]) zum Einsatz (ConTec BML-Viskosimeter [30]). Das Gerät wurde in mehrjähriger Forschungsarbeit für Messungen an Frischbetonproben optimiert (siehe [172]). Die Funktionsweise geht aus der Beschreibung in Bild 4.50 hervor.

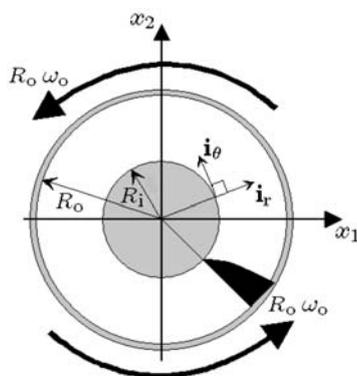
Überprüft werden sollte, inwieweit sich die rheologischen Parameter von fünf verschiedenen Neubetonen des ersten Teilprojektes (Mischung M-7, M-8, M-10, M-11 und M-12) bei annähernd gleichem Ausbreitmaß unterscheiden. Rückschlüsse hinsichtlich der zeitlichen Entwicklung der rheologischen Kenngrößen sollten durch Wiederholungsmessungen mit einem zeitlichen Versatz von etwa 30 min gewonnen werden. Über die gesamte Versuchsdauer waren die Frischbetonproben konstanten Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Die Lufttemperatur im Versuchslabor betrug 20 °C. Um die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse überprüfen zu können, wurden drei Mischungen je Neubetonrezeptur hergestellt. Der Versuchsablauf je Mischung lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Einwaage aller Stoffe für ein Betonvolumen von 20 dm³ und Befüllen des Mixers in folgender Reihenfolge: Grobzuschlag, Kies 4/8, Zement (+ Flugasche falls erf.), Sand

- Nach einer Mischzeit von 10 s: Zugabe des Wassers (= Beginn der Zeitmessung). Bei den Mischungen mit Mikrosilikasuspension (M-8, M-11 und M-12) wurde mit der Zugabe der Suspension begonnen, nachdem etwa 2/3 der Wassermenge eingefüllt waren. Mit dem restlichen Wasser wurde der Behälter, der die Suspension enthielt, ausgespült, bevor dieses Wasser dem Mischgut zugegeben wurde
- Nach einer Mischzeit von 2 min: Zugabe des Fließmittels
- Stopp des Mischvorgangs nach einer weiteren Mischdauer von 2 min
- Bestimmung des Ausbreitmaßes etwa 5 min nach der Wasserzugabe
- Bestimmung der ersten Fließkurve etwa 6 min nach der Wasserzugabe
- Rückführung des entnommenen Betons in den Mischbehälter (nach einer Mischzeit von 30 s ruhte der Beton in dem abgedeckten Behälter)
- 30 min nach der Wasserzugabe: Mischen des Betons für etwa 30 s
- Erneute Bestimmung des Ausbreitmaßes etwa 33 min nach der Wasserzugabe
- Bestimmung der zweiten Fließkurve etwa 34 min nach der Wasserzugabe



Schematischer Aufbau des verwendeten Rotationsrheometers (Couette-Typ): Der grau schraffierte Bereich ist für die Bestimmung der Fließeigenschaften maßgebend



Schematische Draufsicht mit Geschwindigkeitsprofil zwischen innerem und äußerem Zylinder; maximale Geschwindigkeit der Prüfsubstanz an der Innenseite des äußeren Zylinders



Zubehörteile: Topf mit Rippen an der Innenseite (= äußerer Zylinder); Innenzylinder bestehend aus Rippen (dieser Aufbau soll die Ausbildung einer Scherfläche an den Mantelflächen verhindern); Flügelrad zur Reduzierung störender Einflüsse an der Unterseite des inneren Zylinders

Bild 4.50: Verwendetes Rotationsrheometer [30] zur Bestimmung der Fließeigenschaften ausgewählter Frischbetone (Bilder aus [172])

Folgende Vorgehensweise wurde zur Bestimmung einer „Fließkurve“ gewählt: Vor dem Erfassen der ersten Messdaten rotierte der äußere Zylinder 10 s lang mit einer Frequenz von 0,4 Umdrehungen pro Sekunde (U/s). Nach dem Erfassen der ersten 50 Messwerte für das Drehmoment wurde die Umlauffrequenz alle 9 s um 0,04 U/s reduziert und zwar bis zu einer Frequenz von 0,08 U/s. Nach einem definierten Schema wurde für jede „Frequenzstufe“ ein „mittleres“ Drehmoment berechnet und ausgegeben (siehe [172]). Unter Zugrundelegung des Bingham-Modells konnten schließlich Werte für die Fließgrenze und die Viskosität ermittelt werden. Die Vorgehensweise und die zugehörigen Formeln sind der Arbeit von Wallevik [172] zu entnehmen.

Die gemessenen Ausbreitmaße und die berechneten rheologischen Kenngrößen gehen aus Tabelle 4.23 hervor. Das Ansteifen des Betons führte innerhalb des 30-minütigen Zeitintervalls bei allen Mischungen zu einer Reduktion des Ausbreitmaßes. Besonders stark veränderten sich die Fließeigenschaften der „M-12“-Mischungen (C100). Selbst die Bestimmung des Ausbreitmaßes war etwa 30 min nach der Wasserzugabe nicht mehr sinnvoll ($a < 30$ cm).

Tabelle 4.23: Gegenüberstellung der rheologischen Kenngrößen und der Ausbreitmaße

Rezeptur	Ausbreitmaß		Rheologische Kenngrößen			
	t = 5 min	t = 33 min	t = 6 min		t = 34 min	
	a [cm]	a* [cm]	τ_B [Pa]	η [Pas]	τ_B^* [Pa]	η^* [Pas]
M-7	54	47,5	384	64	601	44
	53	48,5	284	61	472	55
	56	51	270	72	474	59
M-8	53	46,5	433	54	746	49
	53,5	46,5	362	62	708	47
	52	48	363	60	603	50
M-10 (C55)	63	59	210	130	520	86
	62	57	406	133	810	92
	61	53	610	196	1008	105
M-11 (C70)	59	52,5	162	129	364	121
	63	53	178	143	337	143
	62	55	115	111	219	168
M-12 (C100)	64	-	845	256	-	-
	63	-	827	208	-	-
	56,5	-	1389	208	-	-

Die größten Streuungen ergaben sich bei den Mischungen M-10 und M-12. Die Entmischungsneigung war in diesen Fällen wesentlich ausgeprägter als bei den anderen Mischungen. Möglicherweise spielte das verwendete Fließmittel (Polycarboxylat) hier eine maßgebliche Rolle. Bei den Mischungen M-7, M-8 und M-11 bestand der Fließmittelwirkstoff aus β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensaten. Auch die Übereinstimmung mit dem Bingham-Modell war im Bereich der untersuchten Scherraten für die Mischungen M-10 und M-12 am schlechtesten. Bei kleinen Schergeschwindigkeiten fällt das gemessene Drehmoment deutlich ab. In Bild 4.51 ist dies exemplarisch dargestellt. Dies soll aufzeigen, dass die Aussagen zur Fließgrenze (vgl. Tabelle 4.23) sehr kritisch zu betrachten sind. Die extrapolierten Fließkurven bilden das reale Fließverhalten bei kleinen Scherraten nicht wirklichkeitsnah ab.

Der graphische Vergleich der Fließkurven für die untersuchten Mischungen geht aus Bild 4.52 hervor. Jede Linie repräsentiert den mittleren Verlauf der drei einzelnen Fließkurven.

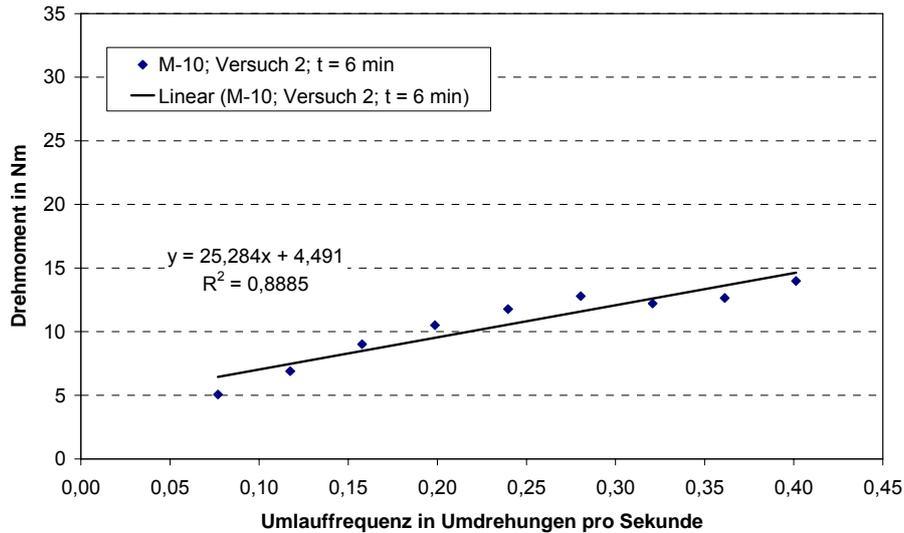


Bild 4.51: Messpunkte und Ausgleichsgerade für den Versuch Nr. 2 mit der „M-10“-Rezeptur (überproportional abnehmendes Drehmoment bei kleinen Scherraten bzw. Schergeschwindigkeiten)

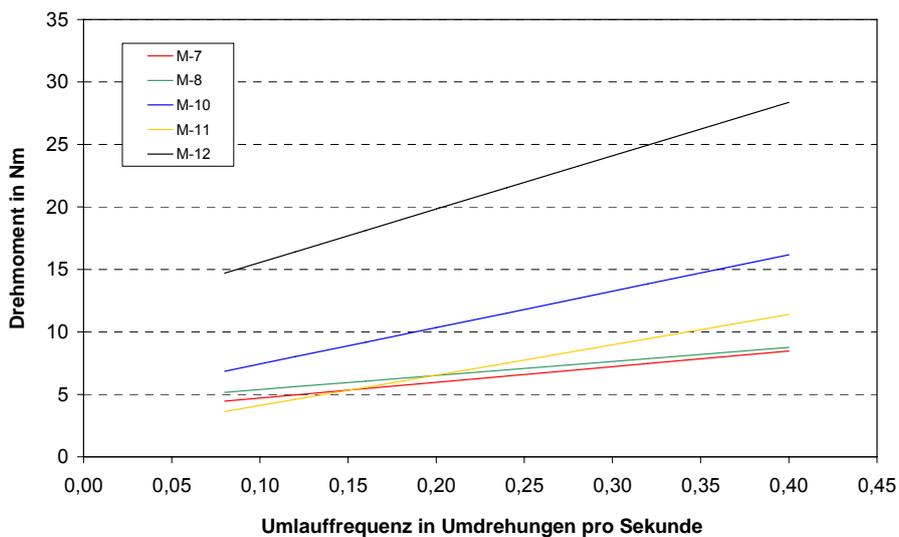


Bild 4.52: Zusammenhang zwischen Schergeschwindigkeit und Drehmoment für die fünf untersuchten Betonmischungen (gemittelte Verläufe)

Es ist zu betonen, dass die Ergebnisse der Untersuchungen, die mit dem Betonrheometer durchgeführt wurden, insgesamt wenig aussagekräftig sind. Bei einigen Versuchen bildete sich während der Rotation des äußeren Zylinders eine klar erkennbare Scherfläche im Beton. Die Betonbestandteile zwischen dieser Scherfläche und der äußeren Zylinderwand bewegten sich gleichlaufend mit der Zylinderwand, die Bestandteile zwischen der Scherfläche und dem inneren Zylinder hingegen bewegten sich kaum. Möglicherweise war der Beton in diesen Fällen nicht ausreichend fließfähig. Da offensichtlich nur Betone mit fließfähiger oder sehr fließfähiger Konsistenz prüfbar sind, ist die Charakterisierung der

Fließeigenschaften mithilfe des verwendeten Betonrheometers nicht zielführend (Hinweis: Bedingt durch das Längs- und Quergefälle können z. B. bei Brückenverstärkungen mit Aufbeton nicht beliebig fließfähige Betone verwendet werden).

Im Rahmen einer vom Autor dieser Arbeit betreuten Diplomarbeit wurden mit dem in Bild 4.53 dargestellten „Viskomat“ [142] weitere Untersuchungen zum Fließverhalten von Zementleimen und Mörteln durchgeführt. Die Rezepturen der Leime und Mörtel ergaben sich mit der in [172] beschriebenen Vorgehensweise aus den Betonrezepturen (M-7, M-8, M-10, M-11 und M-12). Zur Vermeidung von Fehlinterpretationen wurden die untersuchten Ausgangsrezepturen (vgl. Tabelle 4.24 und Tabelle 4.25) systematisch modifiziert. Der Einfluss folgender Faktoren auf das Fließverhalten wurde studiert:

- Fließmittelgehalt
- Mikrosilikagehalt
- Gehalt an Flugasche
- Zuschlaggehalt (nur bei ausgewählten Mörtelmischungen)
- Zeit



Bild 4.53: Verwendeter Viskomat und eingesetzte Paddel [142]

Über die gesamte Versuchsdauer waren die Proben konstanten Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Die Lufttemperatur im Versuchslabor betrug etwa 20 °C. Die Mörtel- und Zementleimrezeptur wurde über die gesamte Versuchsdauer erfasst. Der Versuchsablauf je Mischung war wie folgt:

- Einwaage aller Stoffe für ein Mörtel- bzw. Zementleimvolumen von 1 dm³
- Mischvorgang nach DIN EN 196-1 (05.1995) (mit einem automatischen Gerät): Wasser + FM (+ MS) in den Trog schütten; Zement zugeben (Start der manuellen Zeitmessung); 0 < t ≤ 30 s: langsame Mischgeschwindigkeit; 30 < t ≤ 60 s: Sand

zugeben (nur bei den Mörteln); 60 < t ≤ 90 s: hohe Mischgeschwindigkeit; 90 < t ≤ 180 s: Pause; 180 < t ≤ 240 s: hohe Mischgeschwindigkeit

- Start der rheologischen Messung (6 min nach der Zementzugabe)

Tabelle 4.24: Zusammensetzung der umgerechneten Mörtelmischungen

Mischung	Zement [kg/dm ³]	Zuschlag [kg/dm ³]	Wasser [dm ³]	FA [kg/dm ³]	MS [kg/dm ³]	FM [kg/dm ³]	w/z [-]
M-7M_FM5,1	0,7003 ¹⁾	0,9271	0,3949	-	-	0,0051 ³⁾	0,57
M-8M_FM8,4	0,6507 ¹⁾	0,9255	0,3446	-	0,0897	0,0084 ³⁾	0,57
M-10M_FM10,2	0,8090 ²⁾	0,8964	0,3102	0,1312	-	0,0102 ⁴⁾	0,37
M-11M_FM28,4	0,8359 ²⁾	0,8330	0,2266	0,1500	0,1072	0,0284 ³⁾	0,32
M-12M_FM12,0	0,8873 ²⁾	0,7480	0,1895	0,2017	0,1694	0,0120 ⁴⁾	0,27

- 1) Märker Portlandzement CEM I 32,5 R (Märker Zement GmbH)
 2) Märker Portlandzement CEM I 42,5 R (Märker Zement GmbH)
 3) Woerment FM 30 (FM) / BV 30 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)
 4) Woerment FM 794 (FM) / BV 794 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

Tabelle 4.25: Zusammensetzung der umgerechneten Leimmischungen

Mischung	Zement [kg/dm ³]	Zuschlag [kg/dm ³]	Wasser [dm ³]	FA [kg/dm ³]	MS [kg/dm ³]	FM [kg/dm ³]	w/z [-]
M-7L_FM8,0	1,1035 ¹⁾	-	0,6224	-	-	0,0080 ³⁾	0,57
M-8L_FM13,2	1,0245 ¹⁾	-	0,5425	-	0,1413	0,0132 ³⁾	0,57
M-10L_FM15,8	1,2515 ²⁾	-	0,4799	0,2029	-	0,0158 ⁴⁾	0,37
M-11L_FM42,3	1,2443 ²⁾	-	0,3373	0,2233	0,1595	0,0423 ³⁾	0,32
M-12L_FM17,1	1,2586 ²⁾	-	0,2688	0,2860	0,2403	0,0171 ⁴⁾	0,27

- 1) Märker Portlandzement CEM I 32,5 R (Märker Zement GmbH)
 2) Märker Portlandzement CEM I 42,5 R (Märker Zement GmbH)
 3) Woerment FM 30 (FM) / BV 30 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)
 4) Woerment FM 794 (FM) / BV 794 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

Das für die vorliegenden Versuche standardmäßig gewählte Prüfprofil geht aus Bild 4.54 hervor. Für ausgewählte Versuche, bei denen die Zeitabhängigkeit der Fließeigenschaften näher untersucht werden sollte, kam ein modifiziertes Prüfprofil zur Anwendung: Zwischen der ersten und der zweiten Geschwindigkeitsrampe des Standardprüfprofils (Dauer jeweils 5 min) wurde ein 15-minütiger Ruhezeitraum ohne Drehbewegung vorgesehen.

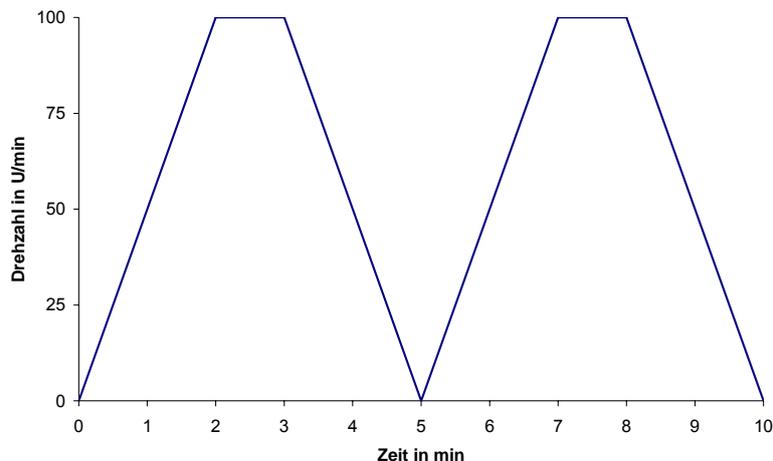


Bild 4.54: Standardprüfprofil für die mit dem Viskomat durchgeführten Versuche

Über einen Zeitraum von 10 bzw. 25 min wurden folgende Größen erfasst bzw. abgespeichert: die Zeit, die Drehzahl, das Drehmoment und die Temperatur. Die gewählte Messrate betrug 10 Hz.

Der Zusammenhang zwischen dem gemessenen Drehmoment und den vorhandenen Schubspannungen in der Probe ist bei dem gegebenen Versuchsaufbau (siehe Paddelform) nicht quantifizierbar. Im Folgenden wird das Fließverhalten deshalb immer mit dem gemessenen Drehmoment beschrieben. In der vorliegenden Arbeit werden nur die wichtigsten Ergebnisse vorgestellt. Die Unterschiede im Fließverhalten gehen recht anschaulich aus Bild 4.55 hervor. Dargestellt ist der Verlauf des gemessenen Drehmoments über die gesamte Dauer des Standardprüfprofils. Der Scherwiderstand steigt offensichtlich mit zunehmendem Feststoff- und Feinstoffanteil (siehe Feststoffanteile in Tabelle 4.26 und Zementleimrezepturen in Tabelle 4.25). In den Zeitintervallen $2 < t < 3$ min und $7 < t < 8$ min blieb die Umdrehungsgeschwindigkeit des Behälters konstant. Bei der Zementleimmischung „M-12“ sank der Scherwiderstand in diesen Phasen deutlich ab. Als mögliche Erklärung kommen Sedimentationsvorgänge in Betracht. Beim Leeren des Behälters zeigte sich jedenfalls ein Bodensatz bestehend aus Feststoffpartikeln (Anmerkung: Das „Paddel“ reichte nicht ganz bis zum Behälterboden). Für die Mörtelmischungen ergaben sich nahezu identische Fließkurven. Wegen der unterschiedlichen Paddelform wichen die Beträge der gemessenen Drehmomente jedoch voneinander ab.

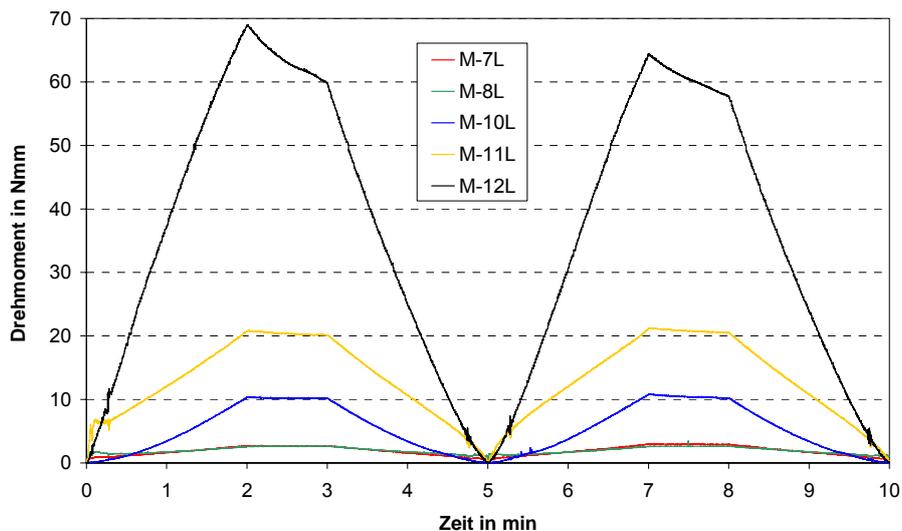


Bild 4.55: Verlauf des gemessenen Drehmoments über die Zeit (Standardprüfprofil) für die Ausgangsrezepturen der Zementleimmischungen

Tabelle 4.26: Feststoffkonzentrationen der Mörtel- und Leimrezepturen

Feststoffkonzentration [Volumen-%]			
Mörtel		Leim	
M1_FM5,1	56,7	L1_FM8,0	35,6
M2_FM8,4	58,2	L2_FM13,2	38,1
M3_FM10,2	64,8	L3_FM15,8	49,2
M4_FM28,4	67,9	L4_FM42,3	55,5
M5_FM12,0	70,9	L5_FM17,1	61,6

Typische „Fließkurven“ sind in Bild 4.56 dargestellt. Sie zeigen den Zusammenhang zwischen den während der letzten zwei Minuten des Standardprüfprofils gemessenen Drehmomente und der Umlauffrequenz des Behälters (vergleichbar mit der „Scherrate“) für die Ausgangsrezepturen der Mörtelmischungen.

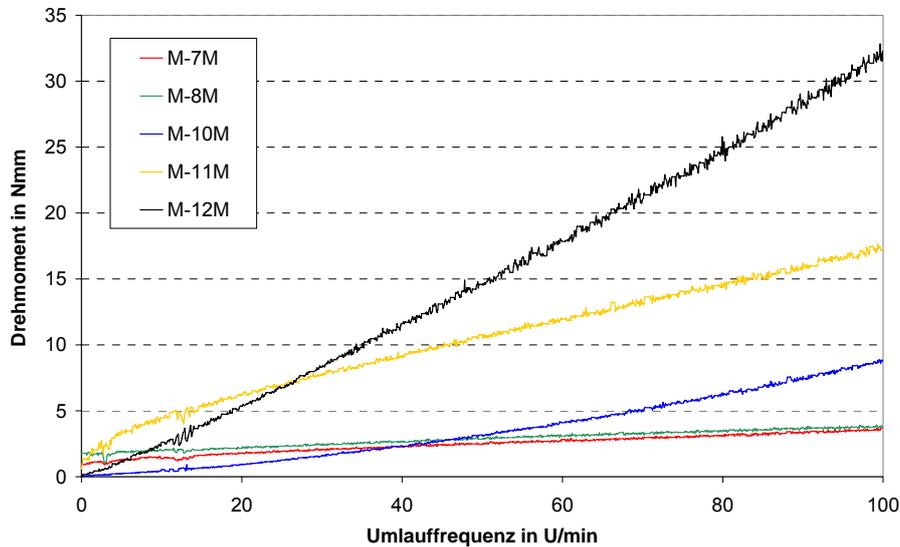


Bild 4.56: Zusammenhang zwischen dem Drehmoment und der Umlauffrequenz für die Ausgangsrezepturen der Mörtelmischungen während der letzten zwei Minuten des Standardprüfprofils ($8 < t < 10$ min)

Von wesentlicher Bedeutung für die vorliegende Arbeit sind die Studien zum Einfluss des Fließmittels auf die rheologischen Eigenschaften. In Bild 4.57 ist zu erkennen, wie sich Variationen des Fließmittelgehalts auf den Verlauf der „Fließkurven“ auswirken können (vgl. Rezepturen in Tabelle 4.27). Es zeigt sich, dass die Viskosität (entspricht der Steigung der „Fließkurve“) kaum, die „Fließgrenze“ (entspricht dem Achsenabschnitt der Trendlinie) jedoch deutlich vergrößert wird, wenn die Fließmittelmenge gegen Null geht. In Anbetracht der Erläuterungen zur Selbstentlüftungsfähigkeit in Abschnitt 3.2.2 kann dies bedeuten, dass durch die Fließmittelzugabe das Entweichen von Lufteinschlüssen in Vertiefungen der Oberfläche des Altbetons erleichtert und dadurch die wirksame Kontaktfläche vergrößert wird. Die Ergebnisse der rechnerischen Abschätzung des Einflusses größerer Lufteinschlüsse auf die Zugfestigkeit in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton werden in Abschnitt 5.2.1 vorgestellt.

Bei Wiederholungsversuchen zeigte sich eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse. Angesichts der Tatsachen, dass für das Benetzungsverhalten des Neubetons die Zementleim- bzw. die Mörtelphase eine sehr wichtige Rolle spielt und die Ergebnisse ohnehin nur „qualitative Aussagen“ zulassen, erscheint die Fokussierung auf die Zementleim- und die Mörtelphase des Betons durchaus gerechtfertigt. Mit einem größer dimensionierten Behälter und einem modifizierten „Paddel“ hätten auch Betone untersucht werden können.

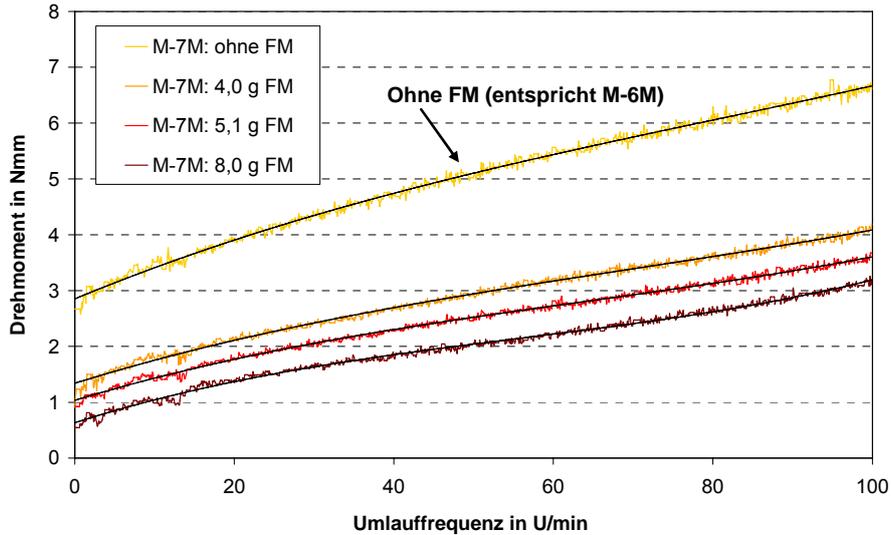


Bild 4.57: Zusammenhang zwischen Drehmoment und Umlauffrequenz für Mörtelmischungen mit unterschiedlichem Fließmittelgehalt während der letzten zwei Minuten des Standardprüfprofils ($8 < t < 10$ min)

Tabelle 4.27: Zusammensetzung der Mörtelmischungen mit variiertem Fließmittelgehalt

Mischung	Zement [kg/dm ³]	Zuschlag [kg/dm ³]	Wasser [dm ³]	FA [kg/dm ³]	MS [kg/dm ³]	FM [kg/dm ³]	w/z [-]
M-7M_FM0,0	0,7003 ¹⁾	0,9271	0,3992	-	-	-	0,57
M-7M_FM4,0	0,7003 ¹⁾	0,9271	0,3958	-	-	0,0040 ²⁾	0,57
M-7M_FM5,1	0,7003 ¹⁾	0,9271	0,3949	-	-	0,0051 ²⁾	0,57
M-7M_FM8,0	0,7003 ¹⁾	0,9271	0,3925	-	-	0,0080 ²⁾	0,57

¹⁾ Märker Portlandzement CEM I 32,5 R (Märker Zement GmbH)

²⁾ Woerment FM 30 (FM) / BV 30 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

4.3 Mikroebene

4.3.1 Zusammensetzung der Ausgangsstoffe

Als Eingabegrößen für die Simulationsberechnungen mit dem CEMHYD3D-Programm (vgl. Abschnitt 5.1.1) werden Angaben zur chemischen Zusammensetzung der Zemente und zur Partikelgrößenverteilung der im Beton enthaltenen Feinbestandteile (u. a. Zement, Flugasche, Mikrosilika) benötigt. Die wichtigsten Daten werden in diesem Abschnitt angegeben.

Die Ergebnisse der chemischen Analyse für die schwerpunktmäßig verwendeten Zemente sind in Tabelle 4.28 enthalten. Die Angaben stammen von dem Hersteller der Zemente und sind lediglich als „Durchschnittswerte“ zu betrachten. Gewisse Schwankungen sind in Anbetracht des Herstellungsprozesses und der naturgemäß nicht immer gleichen Rohmehlzusammensetzung kaum vermeidbar. Anhand der Ergebnisse der chemischen Analyse kann mithilfe der Rechenformeln nach Bogue (vgl. Formeln in [26]) grob

abgeschätzt werden, welche Mengen (Massenanteile) der Hauptminerale im Zement enthalten sind:

- Tricalciumsilicat (C_3S): 67,6 % (CEM I 32,5 R); 71,2 % (CEM I 42,5 R)
- Dicalciumsilicat (C_2S): 4,6 % (CEM I 32,5 R); 2,8 % (CEM I 42,5 R)
- Tricalciumaluminat (C_3A): 8,5 % (CEM I 32,5 R); 8,3 % (CEM I 42,5 R)
- Calciumaluminatferrit (C_4AF): 9,3 % (CEM I 32,5 R); 8,9 % (CEM I 42,5 R)

Kleine Verschiebungen der chemischen Zusammensetzung können die Rechenergebnisse stark beeinflussen (vgl. [26]). Da ohnehin nur eine grobe Abschätzung der Mengenanteile der Hauptklinkerphasen möglich ist, wurde hier nicht auf die von Taylor [162] modifizierte Berechnungsmethode zurückgegriffen (Anmerkung: Weitere Möglichkeiten zur Bestimmung der Phasenzusammensetzung der Zemente sind in [120] beschrieben).

Tabelle 4.28: Ergebnisse der chemischen Analyse zweier Zemente (Massenanteile)

Parameter	Dimension	Prüfwert CEM I 32,5 R (Märker Portlandzement)	Prüfwert CEM I 42,5 R (Märker Portlandzement)
SiO ₂	[%]	19,36	19,71
Al ₂ O ₃	[%]	5,17	5,00
Fe ₂ O ₃	[%]	3,07	2,94
CaO	[%]	64,58	65,78
MgO	[%]	1,15	0,98
SO ₃	[%]	3,16	3,14
K ₂ O	[%]	0,64	0,60
Na ₂ O	[%]	0,09	0,09
TiO ₂	[%]	0,00	0,00
CO ₂	[%]	2,30	1,27
Rest	[%]	0,48	0,49
Summe	[%]	100	100

Die durchschnittlichen Blaine-Werte (nach DIN EN 196-6 (03.1990)) lagen bei 3400 cm²/g (CEM I 32,5 R) bzw. 3700 cm²/g (CEM I 42,5 R).

Zur Bestimmung der Partikelgrößenverteilung kam zunächst ein herkömmliches Lasergranulometer [153] zum Einsatz. Weiterführende Informationen zum Messprinzip (Laserbeugung) und zur Auswertung können z. B. ISO 13320-1 (11.1999) entnommen werden. Die Messergebnisse gehen aus Bild 4.58 bzw. Tabelle 4.29 hervor. Die Messungen erfolgten im so genannten „Liquid-Mode“ mit Isopropanol als Dispergiermittel. Hinweis: Die Partikelgrößenverteilung des Feinsandes (0 - 2 mm) wurde ebenfalls bestimmt. Bei Wiederholungsmessungen zeigten sich große Unterschiede. Da die Sandpartikel im Hydratationsmodell (vgl. Abschnitt 5.1.1) nicht berücksichtigt wurden, sind die „Sieblinien“ des Feinsandes hier nicht dargestellt.

Zu Vergleichszwecken wurde die Partikelgrößenverteilung der Zemente zusätzlich mit einem anderen Lasergranulometer [109] im „Dry-Mode“ bestimmt. Vor der Messung wurden die Zementproben bei einer Lufttemperatur von 105 °C getrocknet (Umluft) und während der Messung im Luftstrom dispergiert. Der Dispergierdruck betrug 2 bar. Wie aus Bild 4.59 hervorgeht, hatte der Messmodus einen gewissen Einfluss auf die Ergebnisse. Es ist

denkbar, dass sich kleinere Partikel zu Agglomeraten vereinigten und daher im „Liquid-Mode“ tendenziell weniger Partikel mit kleinen Durchmessern detektiert wurden.

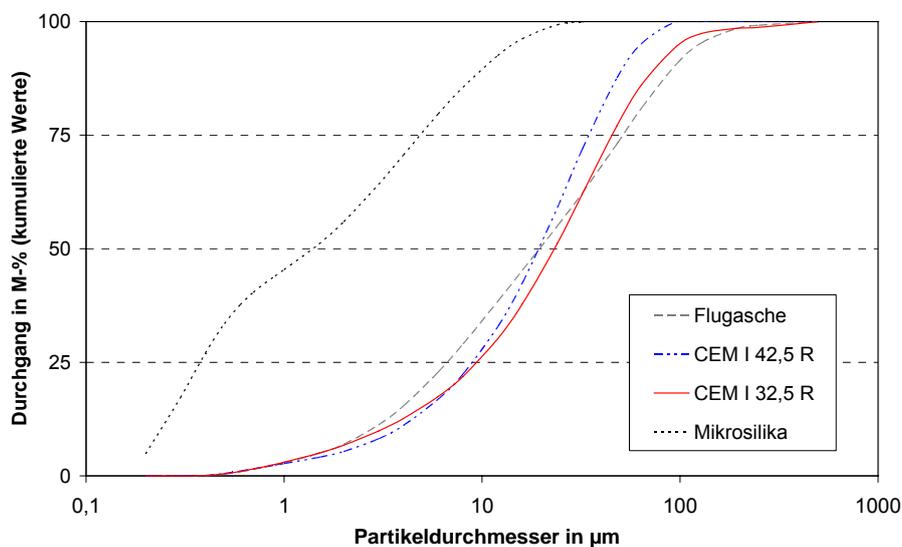


Bild 4.58: Partikelgrößenverteilung der Feinstoffe des Teilprojektes 1 (Bestimmung mittels Lasergranulometer im „Liquid-Mode“ mit Isopropanol als Dispergiermittel)

Tabelle 4.29: Partikelgrößenverteilungen (Zahlenwerte zu Bild 4.58)

Partikeldurchmesser [µm]	Flugasche [M-%]	CEM I 32,5 R [M-%]	CEM I 42,5 R [M-%]	Mikrosilika [M-%]
0,2	0,00	0,00	0,00	4,86
0,3	0,00	0,00	0,00	17,22
0,4	0,06	0,08	0,11	26,99
0,5	0,40	0,46	0,53	33,49
0,6	0,90	0,97	1,04	37,64
0,7	1,43	1,51	1,54	40,40
0,8	1,94	2,03	1,98	42,40
0,9	2,43	2,52	2,37	43,99
1	2,88	2,98	2,71	45,37
1,5	4,93	5,00	4,08	51,05
2	6,96	6,76	5,36	55,93
3	11,20	9,87	8,15	64,14
4	15,37	12,60	11,07	70,58
6	22,82	17,45	16,85	79,64
8	29,00	21,91	22,39	85,54
12	38,40	30,21	32,81	92,52
16	45,25	37,86	42,44	96,22
24	54,99	51,18	59,02	99,31
32	62,17	61,94	71,74	99,98
48	73,06	77,07	87,57	100,00
64	81,01	86,13	95,21	100,00
96	90,70	94,55	99,99	100,00
128	95,30	97,35	100,00	100,00
192	98,44	98,51	100,00	100,00
250	99,21	98,74	100,00	100,00
500	100,00	99,99	100,00	100,00

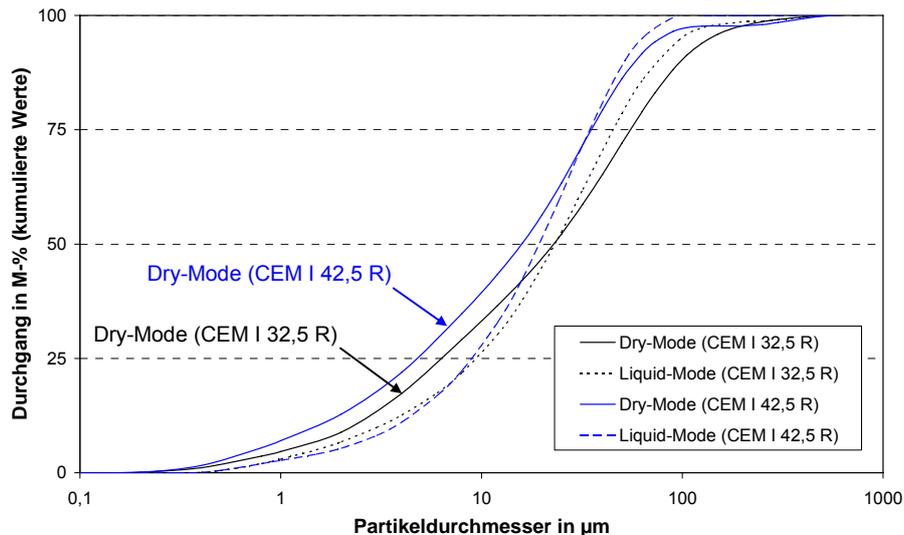


Bild 4.59: Partikelgrößenverteilung der Zemente des Teilprojektes 1 (Bestimmung mittels Lasergranulometer im „Liquid-Mode“ mit Isopropanol als Dispergiermittel und im „Dry-Mode“)

Bekannt ist, dass sich Zementpartikel im Gemisch mit Wasser gegenseitig anziehen und voluminöse Flocken oder Agglomerate bilden (vgl. Hinweise in [104]). Fließmittel können die Neigung zur Agglomeratbildung verringern bzw. verhindern. Um den Einfluss auf die Partikelgrößenverteilung quantifizieren zu können, wurden Zementleime mit und ohne Fließmittel mithilfe eines Akustik-Spektrometers [45] untersucht. Das Messprinzip (Auswertung der frequenzabhängigen Ultraschallabschwächung) wird in [47] beschrieben. Die verwendeten Rezepturen gehen aus Tabelle 4.30 hervor.

Tabelle 4.30: Leimrezepturen für die Untersuchungen zur Partikelgrößenverteilung

	M-6L [g/dm ³]	M-7L-1 [g/dm ³]	M-7L-2 [g/dm ³]
CEM I 32,5 R (Märker)	1103,5	1103,5	1103,5
Fließmittel	0	63,0 ¹⁾	78,0 ²⁾
Zugabewasser	629,0	567,1	551,4
w/z-Wert [-]	0,57	0,57	0,57
$m_{FM(Feststoff)} / m_{CEM}$ [%]	0	0,214	0,214

¹⁾ Woerment FM 30, verdünnt (hier: Gesamtmasse; Feststoffanteil: 3,747 %; Dichte: 1,017 kg/dm³)

²⁾ Woerment FM 794, verdünnt (hier: Gesamtmasse; Feststoffanteil: 3,025 %; Dichte: 1,006 kg/dm³)

Der Ablauf einer Messung lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Herstellung des Zementleims (Wägung der Ausgangsstoffe; der Zement wurde innerhalb eines Zeitraums von 1 min dem Gemisch aus Wasser und Fließmittel (z. B. M-7L-1) zugegeben; der Mischvorgang mit einer Bohrmaschine und einem Rühraufsatz dauerte 2 min)
- Langsames Einfüllen des Zementleims in die Messkammer (Volumen ca. 100 ml) mit dem Ultraschallspektrometer

- Bestimmung der Partikelgrößenverteilung (Zur Vermeidung von Sedimentationen wurde der Zementleim während der 10-minütigen Messdauer innerhalb eines geschlossenen Kreislaufs mithilfe eines Pumpsystems in Bewegung gehalten)

Laut Herstellerangabe sind Partikel mit einem Durchmesser zwischen 0,005 und 100 μm messbar. Die Ergebnisse der Messungen gehen aus Bild 4.60 hervor. Im Gemisch mit Wasser scheint die Menge der Partikel mit sehr kleinen und sehr großen Durchmessern abzunehmen. Mögliche Ursachen hierfür sind Agglomeratbildungen und die „Zerteilung“ größerer Partikel im Verlauf des vergleichsweise intensiven Mischvorgangs. Der Unterschied zwischen den Sieblinien der Zementleime mit und ohne Fließmittel fällt überraschend gering aus (Anmerkung: Die Ultraschallsignale während der Messung (Frequenzbereich: 1 bis 100 MHz) können dazu beigetragen haben, dass aneinander haftende Partikel wieder getrennt wurden. Der Unterschied zur Sieblinie der getrockneten Zementprobe fällt jedoch deutlich aus). Zur Genauigkeit des Messverfahrens bei Zementpartikeln liegen dem Autor dieser Arbeit keine Angaben vor. Die Ergebnisse sollten daher nicht überbewertet werden. Untersuchungen von Odler [125] zeigen, dass Fließmittel die Partikelgrößenverteilung von Zementsuspensionen sehr wohl beeinflussen können.

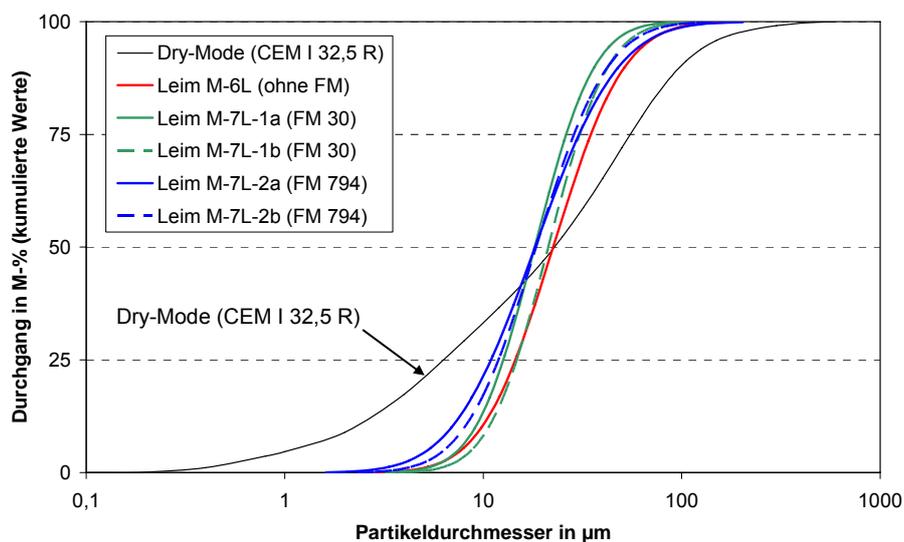


Bild 4.60: Partikelgrößenverteilungen (PSD) der untersuchten Zementleime (Bestimmung mittels Akustik-Spektrometer) im Vergleich zur PSD des getrockneten Zements

Erkenntnisse über die Wirkungsweise der verwendeten Fließmittel ergeben sich aus Messungen des „Zetapotenzials“. Grundlegende Modellvorstellungen zur Adsorption von Fließmitteln an den Oberflächen der Zementpartikel sowie Messprinzipien zur Bestimmung des Zetapotenzials wurden z. B. von Hirsch [76] beschrieben. Zum besseren Verständnis seien hier dennoch ein paar wesentliche Zusammenhänge dargelegt.

Grundsätzlich ist festzustellen, dass die Verflüssigungswirkung der in dieser Arbeit verwendeten Fließmittel nur dann zur Geltung kommen kann, wenn sie an den Oberflächen

der Zementpartikel bzw. an den sich bildenden Hydratphasen adsorbieren. Folgende Aspekte sind für das Verständnis des Adsorptionsverhaltens wichtig:

- Partikel in wässrigen Lösungen tragen fast immer eine elektrische Ladung an der Oberfläche. Die Oberflächenladung wird durch „Gegenionen“ im umgebenden Fluid ausgeglichen. Mithilfe des Zetapotenzials können Ladungszustände indirekt abgeschätzt werden. Aufgrund der Heterogenität von Zementpartikeln weisen deren Oberflächen in der Regel Bereiche mit unterschiedlichen Ladungen auf. Yoshioka et al. [180] stellten fest, dass die silikatischen Phasen (C_3S , C_2S) negative Zetapotenziale aufweisen (-5 bis -10 mV) und die Aluminatphasen (C_3A , C_4AF) positive (+5 bis +10 mV). Von den frühen Hydratphasen weist Ettringit das höchste Zetapotenzial auf (vgl. [129]).
- Die Adsorption der verwendeten Fließmittel (Polykondensat, Polycarboxylat) auf der Oberfläche des Zements beruht auf einer elektrostatischen Anziehung zwischen „negativ“ geladenen Fließmittelbestandteilen und „positiv“ geladenen Bereichen der Oberflächenschicht des Zements. Der hohe pH-Wert in Zementleimen oder Betonen führt in der Regel dazu, dass in den beigefügten Fließmitteln genügend „negativ“ geladene (anionische) Molekülgruppen (Carboxyl- und Sulfonatgruppen) vorhanden sind, die auf der Partikeloberfläche adsorbieren können. Wie aus der schematischen Darstellung in Bild 4.61 hervorgeht, erfolgt die Adsorption bevorzugt an positiv geladenen Oberflächenbereichen, z. B. im Bereich der frühzeitig entstehenden Ettringitkristalle.

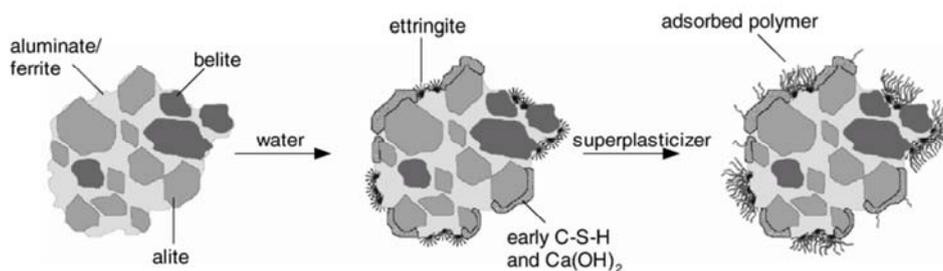


Bild 4.61: Schematische Darstellung des Querschnitts eines Zementpartikels aus [129] (die Fließmittelbestandteile adsorbieren bevorzugt an positiv geladenen Bereichen der Oberfläche)

Es sei erwähnt, dass die ladungsmäßige „Mosaikstruktur“ von Zementoberflächen und die hohen Elektrolytkonzentrationen in Zementleimen bzw. Frischbetonen die analytische Beschreibung der Wechselwirkung zwischen Zementpartikeln erschwert. Die Modelle der nach ihren Erfindern (Derjaguin, Landau, Verwey, Overbeek) benannten DLVO-Theorie liefern daher nur eine sehr grobe Abschätzung der Agglomerationsneigung von Zementsuspensionen. Gemäß der DLVO-Theorie können Koagulationen von Kolloidpartikeln vermieden werden, wenn die Anziehungsenergie (V_A) die Abstoßungsenergie (V_R) nicht überschreitet (vgl. Erläuterungen in [129]). Verschiedene Stabilisierungsmechanismen sind denkbar. Mit den verwendeten Fließmitteln erfolgt die Stabilisierung über elektrostatische oder sterische Effekte. Im Folgenden sei dies anhand der durchgeführten Messungen des Zetapotenzials demonstriert.

Bei den Messungen kam das elektroakustische Verfahren zur Anwendung (Messgerät des Lehrstuhls für Bauchemie der TU München [45]). Der Vorteil gegenüber anderen, z. B. in [76] beschriebenen Verfahren besteht darin, dass Zementleime mit „realistischen“ w/z-Werten (0,3 bis 0,6) untersucht werden können. Nähere Erläuterungen zu diesem Messverfahren finden sich z. B. in [76] und [130]. Der gewählte Messablauf lässt sich wie folgt zusammenfassen:

- Herstellung des Zementleims mit einem w/z-Wert von 0,57 (Ausgangsstoffe: Märker Zement CEM I 32,5 R und entionisiertes Wasser; $m_{\text{CEM}} = 350 \text{ g}$; $m_{\text{Wasser}} = 199,5 \text{ g}$; mittlere Partikelgröße des Zements: $22,9 \mu\text{m}$); der Zement wurde innerhalb eines Zeitraums von einer Minute in die mit Wasser gefüllte Kasserolle gegeben; der Mischvorgang dauerte zwei Minuten und erfolgte mithilfe eines Löffels
- Herstellung einer filtrierten Porenlösung (Blauband-Filterpapier)
- Bestimmung des Zetapotenzials der filtrierten Porenlösung: $\zeta = 6,2 \text{ mV}$ (Hinweis: Mit diesem Wert konnte bei den anschließenden Untersuchungen der Anteil aus dem gemessenen elektroakustischen Signal herausgerechnet werden, der auf die im Zementleim enthaltenen Ionen zurückzuführen ist [76])
- Erneute Herstellung des Zementleims (Zusammensetzung und Vorgehensweise wie oben)
- Titration des Fließmittels und Bestimmung des Zetapotenzials (Alle 250 s wurde 1 ml der verdünnten Fließmittellösung zugegeben und das zugehörige Zetapotenzial bestimmt)

Die beiden letzten Punkte wurden zweimal ausgeführt, da zwei unterschiedliche Fließmittel zum Einsatz kamen. Vor der Verdünnung der Fließmittel wurden jeweils die Dichte und der Feststoffgehalt bestimmt:

- Fließmittel mit β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat als Wirkstoff (FM 30): unverdünnt: $\rho = 1,2 \text{ kg/dm}^3$, Feststoffanteil = 37,47 %; verdünnt: $\rho = 1,017 \text{ kg/dm}^3$, Feststoffanteil = 3,747 %
- Fließmittel mit Polycarboxylat als Wirkstoff (FM 794): unverdünnt: $\rho = 1,06 \text{ kg/dm}^3$, Feststoffanteil = 30,25 %; verdünnt: $\rho = 1,006 \text{ kg/dm}^3$, Feststoffanteil = 3,025 %

Der gemessene Zusammenhang zwischen der Fließmittelmenge und dem Zetapotenzial des Zementleims geht für beide Fließmittel aus Bild 4.62 hervor. Im Fall des Polykondensats (FM 30) nimmt das negative Ausgangspotential weiter ab und bleibt ab einer bestimmten Fließmittelmenge nahezu konstant. Der dispergierende Effekt beruht auf abstoßenden Kräften, die sich zwischen den mit Polykondensaten besetzten Zementkörnern ausbilden. Bei dem verwendeten Fließmittel auf Polycarboxylatbasis ist ganz offensichtlich ein anderer Mechanismus für die Dispergierung verantwortlich. Das Zetapotenzial wird positiv und erreicht schon bei einer vergleichsweise geringen Fließmittelmenge seinen „Endwert“. Durch den sterischen Effekt der adsorbierten Polycarboxylate wird der Abstand zwischen der Partikeloberfläche und der für die Bestimmung des Zetapotenzials maßgebenden Ebene größer. Vergleichende Untersuchungen zeigen, dass das Zetapotenzial mit zunehmender Seitenkettenlänge der Polycarboxylate ansteigt. Die Bestimmung des Zetapotenzials dient somit der Charakterisierung der verwendeten Fließmittel und zeigt, dass bei den Versuchen

zur Ermittlung der Partikelgrößenverteilung mit dem Akustik-Spektrometer (siehe oben) der Fließmittelgehalt in den Zementleimen ausreichend hoch war. Eine höhere Fließmittelmenge ($m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{CEM}} > 0,214 \%$) hätte jedenfalls zu keiner Änderung des Zetapotenzials geführt.

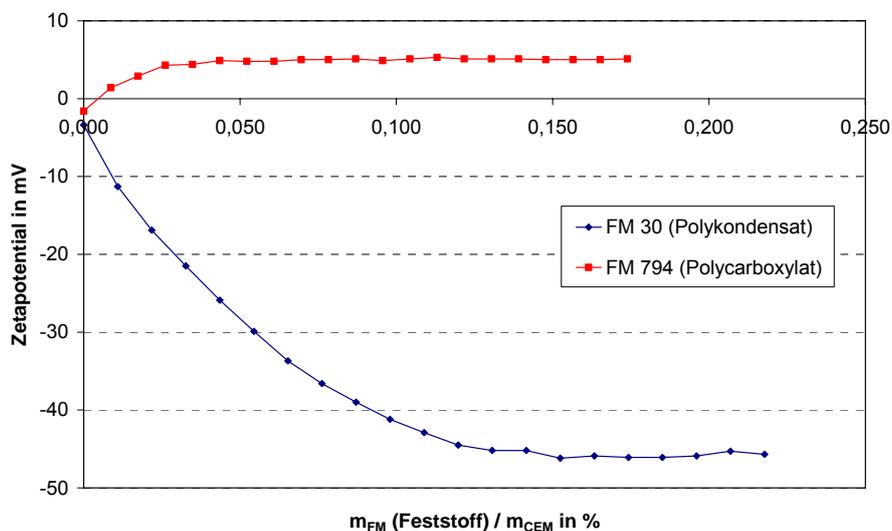


Bild 4.62: Zusammenhang zwischen der Fließmittelmenge und dem an Zementleimen bestimmten Zetapotenzial (elektroakustisches Messverfahren; $T_{\text{Leim}} = 22,5 \text{ °C}$)

4.3.2 Oberflächenspannung

Bereits aus den allgemeinen Überlegungen in Abschnitt 2.1 geht hervor, dass die Oberflächenspannung (OFS) des Neubetons die Größe der tatsächlichen Kontaktfläche und damit die Verbundfestigkeit zwischen Alt- und Neubeton beeinflussen kann. Um herausfinden zu können, ob und in welcher Weise die verwendeten Fließmittel die OFS verändern, wurden mithilfe eines Tensiometers Untersuchungen an wässrigen Lösungen und Suspensionen durchgeführt [55]. In diesem Abschnitt werden das Messverfahren, das Versuchsprogramm sowie die wichtigsten Ergebnisse vorgestellt.

Das verwendete Tensiometer mit Platten-Messsystem ist in Bild 4.63 dargestellt. Die Platte, die mit der Messflüssigkeit in Kontakt gebracht wird, besteht aus angerautem Platin. Je nach Flüssigkeit wird die Platte in unterschiedlichem Maße benetzt. Die Kraft, die von der an der Plattenwand nach oben gezogenen Flüssigkeit auf die Platte ausgeübt wird, kann zur Berechnung der OFS herangezogen werden.

$$\sigma = \frac{F}{L \cdot \cos \theta} \tag{4.7}$$

- mit
- σ Oberflächenspannung in N/m
 - F gemessene Kraft in N
 - L benetzte Länge in m
 - θ Kontaktwinkel (hier: $\cos \theta \approx 1$)

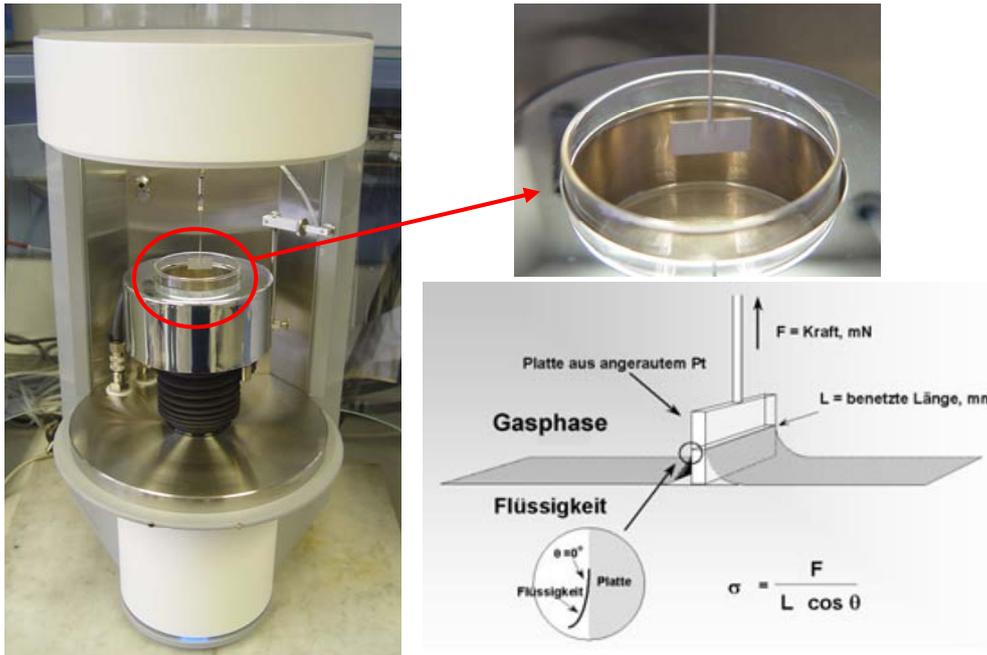


Bild 4.63: Tensiometer mit Platten-Messsystem und schematische Darstellung der Plattenmethode aus [55] bzw. [94]

Nach der Berührung zwischen Platte und Flüssigkeit stellt sich erst nach einer gewissen Zeit ein Kräftegleichgewicht ein. Die Messdauer wurde auf 20 min je Probe festgelegt. Die Lufttemperatur und die Temperatur der Probe betragen 20 °C.

Das Versuchsprogramm lässt sich in drei Abschnitte gliedern:

- Untersuchung wässriger Lösungen mit und ohne Fließmittel (bei dem verwendeten Wasser handelte es sich um reines, destilliertes Wasser)
- Untersuchung filtrierter Porenlösungen (Herstellung aus Zementleimen mit und ohne Fließmittel)
- Untersuchung von Zementsuspensionen (Zementleime mit und ohne Fließmittel)

Die Rezepturen der verwendeten Zementleime gehen aus Tabelle 4.31 hervor. Es wurden die gleichen Ausgangsstoffe (Wasser, Zement, Flugasche, Fließmittel) verwendet wie bei den in Abschnitt 4.2.3 beschriebenen rheologischen Untersuchungen und den Versuchen des ersten Teilprojektes. Die Herstellung der Zementleime erfolgte in Anlehnung an DIN EN 196-1 (05.1995) mit einem Mörtelmischer (analog zu den rheologischen Untersuchungen). Zur Herstellung der filtrierten Porenlösung wurden die Zementleime unmittelbar nach dem Mischvorgang in ein sauberes Tuch gegeben und die Flüssigkeit ausgepresst. Die ausgepresste Flüssigkeit wurde anschließend filtriert. Nach der Filtration lag eine klare Lösung vor. Nur im Fall der Mischung „M-10L_FM15,8“ war eine leichte Trübung festzustellen.

Tabelle 4.31: Zementleimrezepturen für die Untersuchungen zur Oberflächenspannung

Mischung	Zement [kg/dm ³]	Wasser [dm ³]	FA [kg/dm ³]	FM [kg/dm ³]	w/z [-]
M-7L_FM0	1,1035 ¹⁾	0,6290	-	-	0,57
M-7L_FM8,0	1,1035 ¹⁾	0,6224	-	0,0080 ³⁾	0,57
M-10L_FM0	1,2515 ²⁾	0,4931	0,2029	-	0,37
M-10L_FM15,8	1,2515 ²⁾	0,4799	0,2029	0,0158 ⁴⁾	0,37

¹⁾ Märker Portlandzement CEM I 32,5 R (Märker Zement GmbH)

²⁾ Märker Portlandzement CEM I 42,5 R (Märker Zement GmbH)

³⁾ Woerment FM 30 (FM) / BV 30 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

⁴⁾ Woerment FM 794 (FM) / BV 794 (BV) (Woermann Bauchemie GmbH & Co. KG)

Die Fließmittelzugabe führte zu einer deutlichen Reduktion der OFS des „destillierten Wassers“ (vgl. Bild 4.65). Im Fall des Fließmittels „FM 30“ (Polykondensat) sank die OFS bei einer Fließmittelkonzentration von 1 M.-% um 25 % (unter Berücksichtigung des Feststoffanteils des Fließmittels lag folgendes Verhältnis vor: $m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{Wasser}} = 0,38 \%$). Bei einer Konzentration des Fließmittels „FM 794“ (Polycarboxylat) von 1 M.-% ($m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{Wasser}} = 0,30 \%$) wurde die OFS gegenüber reinem Wasser um 42 % reduziert. Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine Studien zum Einfluss der FM-Konzentration durchgeführt. Bei früheren Untersuchungen an der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) konnte eine starke Abhängigkeit der OFS von der FM-Konzentration festgestellt werden (untersucht wurde ein Fließmittel auf Polycarboxylat-Basis). Eine „kritische FM-Konzentration“, ab der sich die OFS nicht mehr weiter verringert (vergleichbar mit der „critical micell concentration (CMC)“ bei reinen Tensiden), war dabei nicht zu erkennen [55].

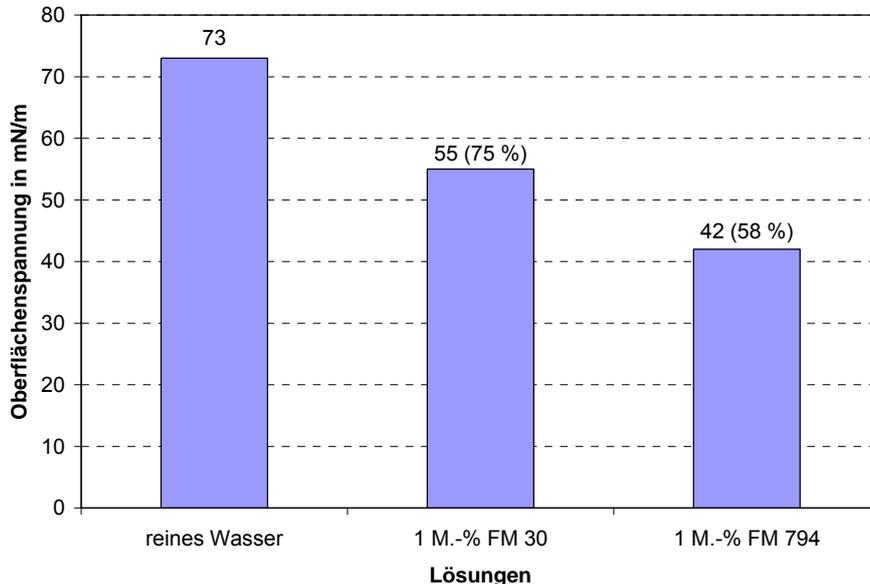


Bild 4.64: Einfluss der Fließmittel auf die Oberflächenspannung von reinem Wasser

Bild 4.65 zeigt den Einfluss der Fließmittel auf die OFS der filtrierten Porenlösungen. Die Zugabe der Fließmittel führte jeweils zu einer Reduktion der OFS. Die gemessenen OFS (M-7L_FM8,0: 57 mN/m; M-10L_FM15,8: 42 mN/m) entsprachen fast exakt den OFS der wässrigen Fließmittellösungen. Die Verhältniswerte zwischen der Masse der im Fließmittel

enthaltenen Feststoffe und der Zementmasse lassen in Kombination mit den Ergebnissen der Zetapotenzialmessungen (vgl. Abschnitt 4.3.1) darauf schließen, dass nicht alle Fließmittelbestandteile an den Oberflächen der Zementpartikel adsorbierten:

- M-7L_FM8,0: $m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{CEM}} = 0,272 \%$
- M-10L_FM15,8: $m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{CEM}} = 0,382 \%$; $m_{\text{FM(Feststoff)}}/(m_{\text{CEM}} + m_{\text{FA}}) = 0,329 \%$
(Achtung: Der Wert ist nicht direkt mit den Verhältniswerten der Zetapotenzialmessung vergleichbar, da ein anderer Zement verwendet wurde und hier zusätzlich Flugasche vorhanden war!)

Bei Wiederholungsmessungen, die mehrere Tage später an denselben Porenlösungen durchgeführt wurden, zeigten sich keine Veränderungen der OFS – auch nicht bei der etwas trüben Porenlösung der Mischung M-10L_FM15,8.

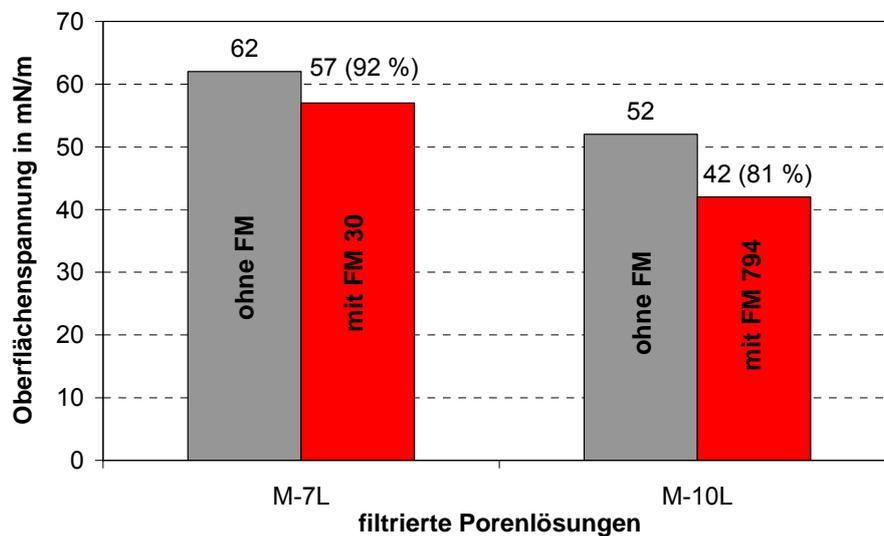


Bild 4.65: Einfluss der Fließmittel auf die OFS der filtrierten Porenlösungen

Bei den Messungen an Zementsuspensionen offenbarten sich gewisse Schwierigkeiten. Während der 20-minütigen Messdauer sedimentierten größere Partikel. Zusätzlich waren Kristallbildungen auf der Oberfläche und am Glasgefäß zu beobachten (vgl. Bild 4.66). Für den Zementleim „M-7L_FM0“ ergab sich bei der ersten Messung eine OFS von 72 mN/m und damit im Vergleich zur filtrierten Porenlösung (62 mN/m) ein deutlich größerer Wert. Bei einer unmittelbar danach durchgeführten Wiederholungsmessung wurde nur noch ein Wert von 70 mN/m für die OFS festgestellt. Auf die Untersuchung der weiteren Zementleime wurde verzichtet, da die Ergebnisse angesichts der oben genannten „Schwierigkeiten“ im Gegensatz zu den Messungen an den filtrierten Porenlösungen nicht aussagekräftig erschienen. Die Interpretation der Untersuchungsergebnisse zum Einfluss der Fließmittel auf die Oberflächenspannung folgt in Kapitel 6.

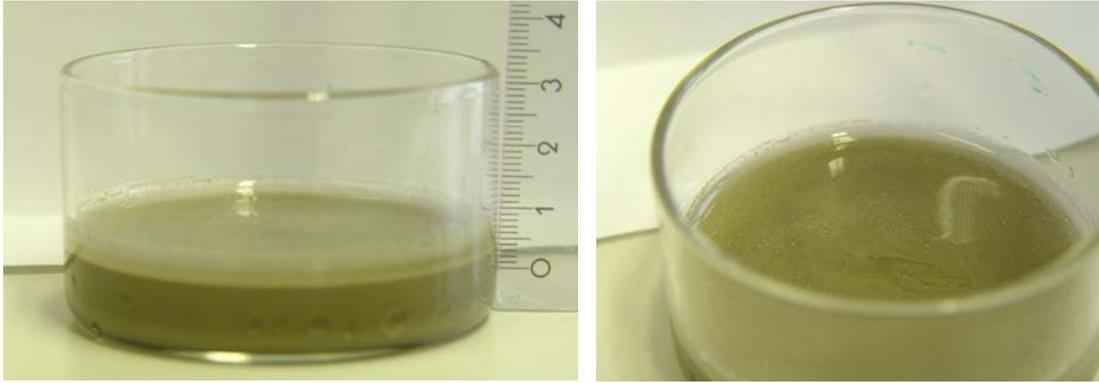


Bild 4.66: Sedimentation und Kristallbildung bei der Zementleimmischung M-7L

4.3.3 Mikroskopische Untersuchungen

Aus Reststücken, die im Zuge der Herstellung der Probekörper für die Spaltzugversuche anfielen (vgl. Bild 3.3), wurden An- und Dünnschliffe für mikroskopische Untersuchungen hergestellt. Die detaillierten Einblicke in die Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton sind als Hilfestellung für die Interpretation der durchgeführten Versuche zur Verbundfestigkeit gedacht. Außerdem sollen qualitative Vergleichsmöglichkeiten zwischen „realen“ und den später vorgestellten, „berechneten“ Übergangszonen geschaffen werden.

Den Schwerpunkt bildeten rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen. Zum Einsatz kam hierbei ein Gerät der Fa. Zeiss (DSM 960A) mit angeschlossener energiedispersiver Elementanalytik (EDX = Energy Dispersive X-Ray Analysis) der Fa. Roentec. Der Röntgenanalysator ermöglichte Aussagen zur chemischen Zusammensetzung ausgewählter Bereiche. Prinzipielle Aspekte zur Rasterelektronenmikroskopie und zur Elementanalytik werden z. B. in [143] beschrieben. Die im Rahmen dieser Arbeit betrachteten Anschliffe wurden vor der Herstellung des Schliffes mithilfe eines Kunstharzes gefestigt und vor dem Einbringen in die Messkammer des Rasterelektronenmikroskops mit Kunststoff bedampft. Insgesamt wurden von 15 Anschliffen, die aus sieben verschiedenen Probekörpern stammten, etwa 75 Aufnahmen elektronisch gespeichert. Die aufgenommenen Bereiche wurden so gewählt, dass möglichst zu jedem Anschliff Bilder von folgenden Bereichen vorlagen:

- Übergangszone zwischen der Zementmatrix des Altbetons und der Zementmatrix des Neubetons
- Übergangszone zwischen einem größeren Gesteinskorn an der Oberfläche des Altbetons und der Zementmatrix des Neubetons

Da in allen untersuchten Proben Mikrorisse zu erkennen waren (im Alt- und Neubeton sowie in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton), wurden auch ausgewählte, gerissene Bereiche bildtechnisch erfasst. Die Parameterkombinationen, die den betrachteten Proben zugrunde liegen, gehen aus Tabelle 2.1 hervor. Ausgewählte Bilder werden im Folgenden erläutert. Bei allen REM-Aufnahmen (Rückstreuoelektronenbilder) verläuft die Grenzzone etwa in Bildmitte. Der Altbeton befindet sich darunter, der Neubeton darüber.

Tabelle 4.32: Zusammenstellung der mittels REM und EDX untersuchten Proben

Probe Nr.	Altbeton (Mischung)	Oberflächen- vorbehandlung	Wassergehalt Altbeton	Neubeton (Mischung)	Anzahl Anschliffe
1	M-5 (C100)	Schw. sandgestrahlt	angefeuchtet	M-6 (C30)	3
2	M-3 (C55)	Schw. sandgestrahlt	angefeuchtet	M-6 (C30)	3
3	M-1 (C30)	Schw. sandgestrahlt	angefeuchtet	M-12 (C100)	3
4	M-4 (C70)	Schw. sandgestrahlt	angefeuchtet	M-10 (C55)	3
5	M-1 (C30)	Schw. sandgestrahlt	MS ¹⁾	M-7 (C30)	1
6	B-4 (C150)	Schw. sandgestrahlt	wassergesättigt	B-4 (C150)	1
7	B-4 (C150)	Schw. sandgestrahlt	luftgetrocknet	B-2(C60)	1

¹⁾ Auf die Altbetonoberfläche wurde eine Mikrosilikaschicht aufgebracht (vgl. Abschnitt 6.1)

In Bild 4.67 sind einige typische „Phänomene“ zu erkennen. Die Altbetonoberfläche wird im betrachteten Bereich von einer dünnen, $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -reichen Schicht bedeckt. Die Schlussfolgerung, dass es sich um $\text{Ca}(\text{OH})_2$ handelt, ergibt sich aus dem EDX-Spektrum (vgl. Bild 4.68) für die rot markierte Messstelle. Der detektierte Kohlenstoff (vgl. Bild 4.68 rechts) ist in dem zur Probenpräparation verwendeten Kunstharz enthalten. Das Kunstharz findet sich in allen zum Zeitpunkt der Probenvorbereitung zugänglichen Poren und Rissen. Der Riss im Bereich der Grenzzone verläuft im Neubeton und zwar größtenteils genau oberhalb der $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -reichen Schicht. Bei Untersuchungen zur Zusammensetzung der Übergangszone zwischen Zuschlagkörnern und der Zementmatrix wurden ähnliche Beobachtungen gemacht [132]. Die $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -reiche Grenzschiicht war nicht immer klar erkennbar.

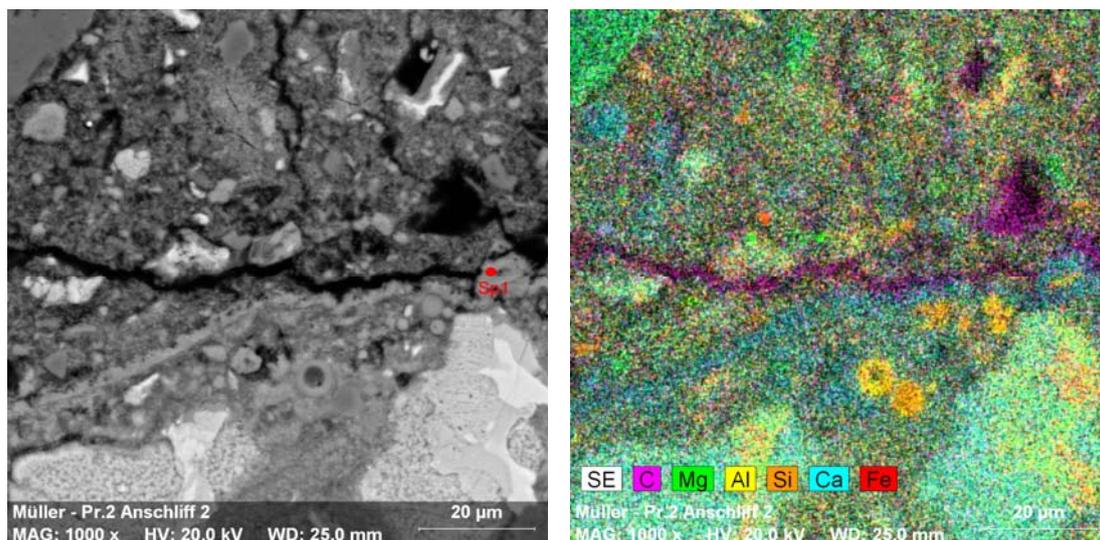


Bild 4.67: Links: REM-Aufnahme der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Probe 2). Der rote Punkt markiert die Messstelle der in Bild 4.68 dargestellten Elementanalytik. Rechts: Ergebnisse der Elementanalytik für das linke Bild („Elementmapping“)

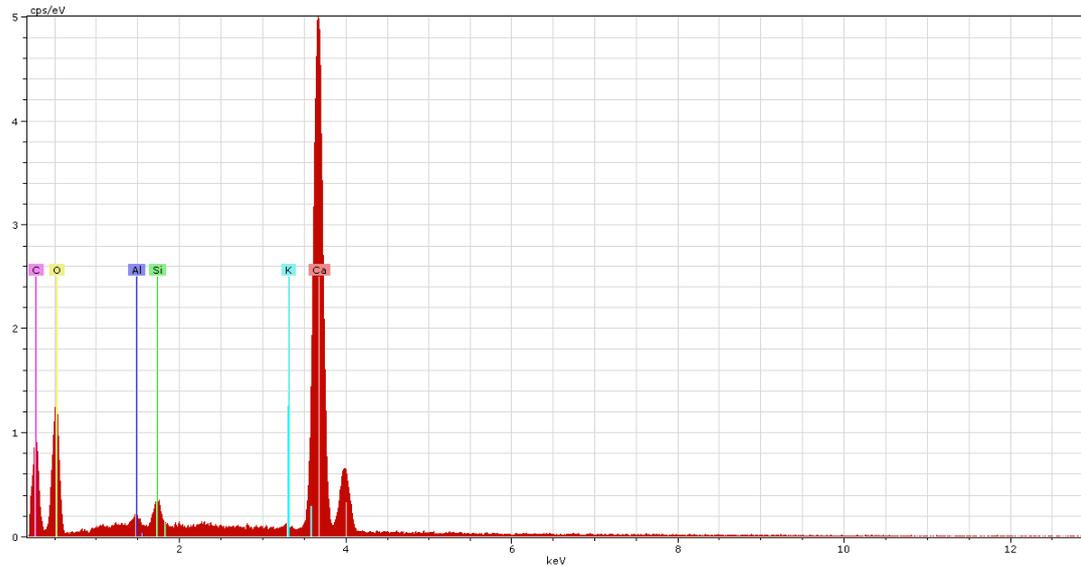


Bild 4.68: EDX-Spektrum Sp1 für die in Bild 4.67 mit einem roten Punkt markierte Messstelle. Im Bereich der Messstelle befinden sich demnach hauptsächlich $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Verbindungen

Bild 4.69 zeigt die Übergangszone zwischen einem Gesteinskorn des Altbetons (hier: M-2 (C30)) und dem Neubeton (hier: M-12 (C100)). Im Gesteinskorn sind zahlreiche Risse zu erkennen, die möglicherweise während des Sandstrahlens der Altbetonoberfläche entstanden. Ähnliche Risse zeigten sich in vielen weiteren Zuschlagkörnern, die sich an der Altbetonoberfläche befanden.

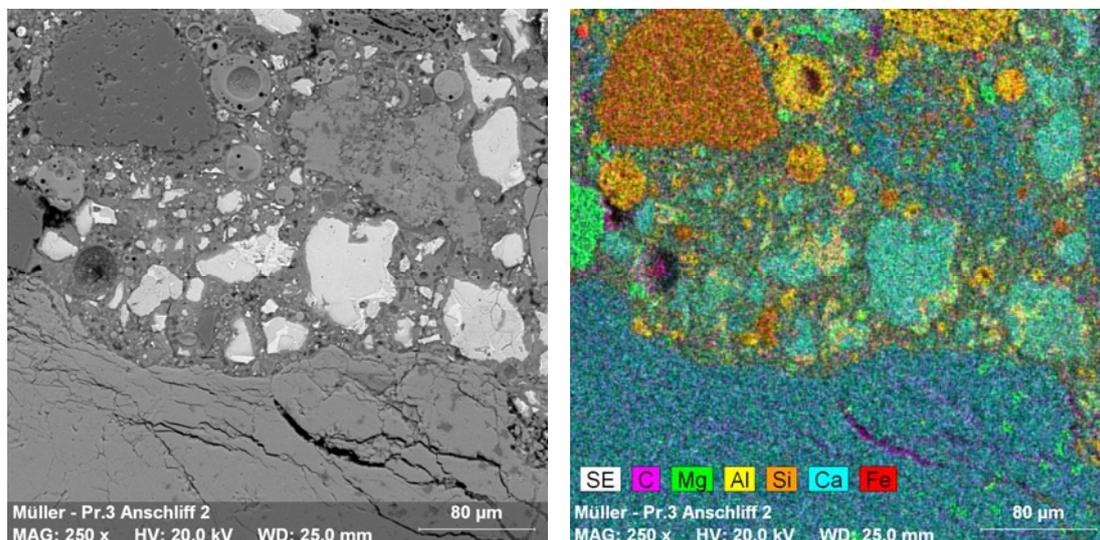


Bild 4.69: Links: REM-Aufnahme der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Probe 3; das Gesteinskorn an der Oberfläche des Altbetons weist zahlreiche Risse auf, die möglicherweise durch das Sandstrahlen der Oberfläche entstanden); rechts: Ergebnisse der Elementanalytik für das linke Bild („Elementmapping“)

In Bild 4.70 ist wie in Bild 4.69 ein Ausschnitt der Grenzzone im Anschliff 2 der Probe 3 dargestellt. Die Gefügeunterschiede zwischen dem normalfesten Altbeton (C30) und dem hochfesten Neubeton (C100) werden in diesem Bild deutlich. Im Altbeton sind wesentlich mehr Poren vorhanden (vgl. schwarze Stellen im Bereich der Zementmatrix des Altbetons im linken Bild). Der im Zuge der Elementanalytik detektierte Kohlenstoff ist in dem porösen Bereich vergleichsweise stark vertreten (Hinweis: Die C-Atome stammen aus dem zur Probenpräparation verwendeten Kunstharz).

Die in den REM-Aufnahmen zu erkennenden Gefügeunterschiede zeigen sich auch bei den im Folgenden beschriebenen Simulationsberechnungen mit dem CEMHYD3D-Programm.

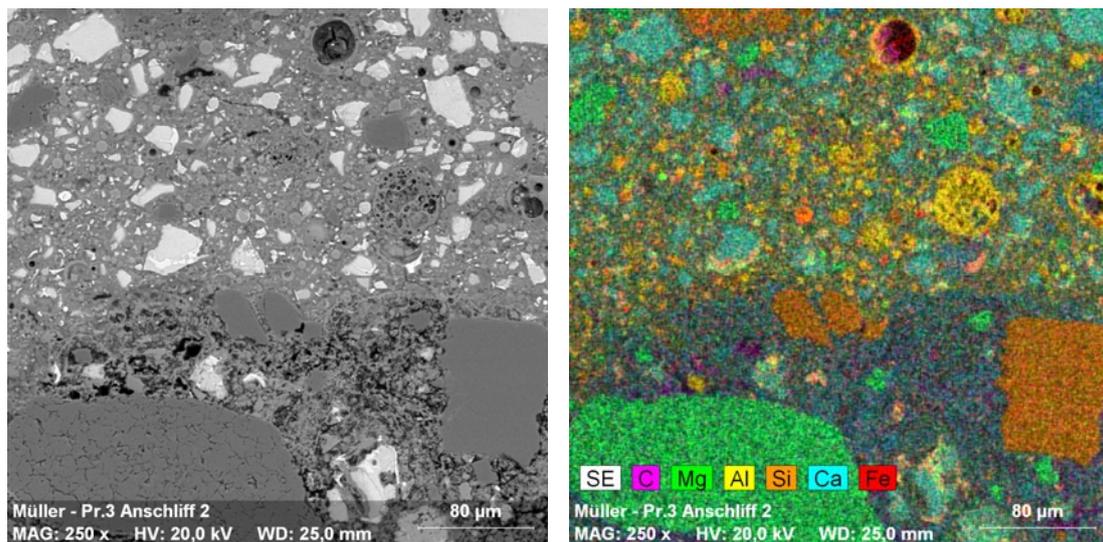


Bild 4.70: Links: REM-Aufnahme der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Probe 3; die Porosität der Zementmatrix des Altbetons und der Zementmatrix des Neubetons unterscheidet sich deutlich); rechts: Ergebnisse der Elementanalytik für das linke Bild („Elementmapping“)

5 Ergebnisse der numerischen Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen vorgestellt. Die Untersuchungen gliedern sich in Betrachtungen auf der Mikro-, Meso- und Makroebene.

5.1 Mikroebene

5.1.1 Mikrostrukturmodellierung mit dem CEMHYD3D-Programm

Durch die Simulationsberechnungen mithilfe des CEMHYD3D-Programms sollten folgende Ziele erreicht werden (vgl. Abschnitt 3.2.1):

- Welche durchschnittliche Verteilung (V.-%) der Mikrostrukturbestandteile ergibt sich in der Übergangszone? (vgl. Bild 3.1)
- Welche Effekte sind in der Kontaktzone zu beobachten, wenn sich auf der Altbetonoberfläche Poren mit geringem Durchmesser befinden?
- Wie beeinflusst das wassersaugende Verhalten des Altbetons die Ausbildung der Übergangszone?

Für die Berechnungen mit dem „CEMHYD3D-Programm“ sind in der verwendeten Version mehrere Programmaufrufe erforderlich. Der Ablauf der Berechnungen, die getroffenen Annahmen und Vereinfachungen sowie der Quellcode der Einzel- und Unterprogramme sind ausführlich in den Handbüchern erläutert (siehe [9], [7], [8]). Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich daher auf Erläuterungen zu den Eingangsgrößen und auf die Präsentation wesentlicher Ergebnisse.

Zur kurzen Erläuterung sei erwähnt: Die simulierten Reaktionen spielen sich in einem virtuellen Würfel mit einer Kantenlänge von 100 μm ab. Virtuelle Partikel, deren Anzahl und Größe vorab mit gemessenen Partikelgrößenverteilungen abzustimmen sind, werden nach dem Zufallsprinzip im Würfel verteilt. Bestandteile eines Partikels, die außerhalb des Würfels liegen, werden auf der bzw. den gegenüberliegenden Seite(n) nach innen orientiert angeordnet („periodische“ Randbedingungen). Zwei ganz wesentliche Vereinfachungen sind zu erwähnen:

- Die virtuellen Partikel weisen in der verwendeten Programmversion eine kugel- oder würfelförmige Gestalt auf. Die Darstellung „realer“ Zementkorngemetrien in Bild 5.1 macht den „Näherungscharakter“ dieser Annahme deutlich (Hinweis: In einer weiterentwickelten, allerdings noch unveröffentlichten Programmversion können nahezu beliebige Partikelgeometrien berücksichtigt werden).

- Der Durchmesser der kleinsten virtuellen Partikel beträgt $1\ \mu\text{m}$. Die Werte in Tabelle 4.29 zeigen allerdings, dass die verwendeten Zemente und Zusatzstoffe kleinere Partikel enthalten. Aufgrund der limitierten Abmessungen des virtuellen Würfels (Kantenlänge $100\ \mu\text{m}$) können im Prinzip nur Partikel bis zu einem Durchmesser von etwa $47\ \mu\text{m}$ „sinnvoll“ berücksichtigt werden. Bei einem noch größeren Durchmesser nehmen die Partikel dermaßen viel Raum ein, dass die vorgegebenen w/z-Werte im Rechenmodell kaum noch „einstellbar“ sind. Insbesondere dann, wenn zusätzlich eine Grenzzone eingegeben wird (siehe unten). Aus Bild 5.2 geht exemplarisch der Unterschied zwischen der gemessenen und der im Rechenmodell vorhandenen Partikelgrößenverteilung hervor (Anmerkung: Die Größe des virtuellen Würfels hätte durch Modifikationen des Quellcodes verändert werden können).

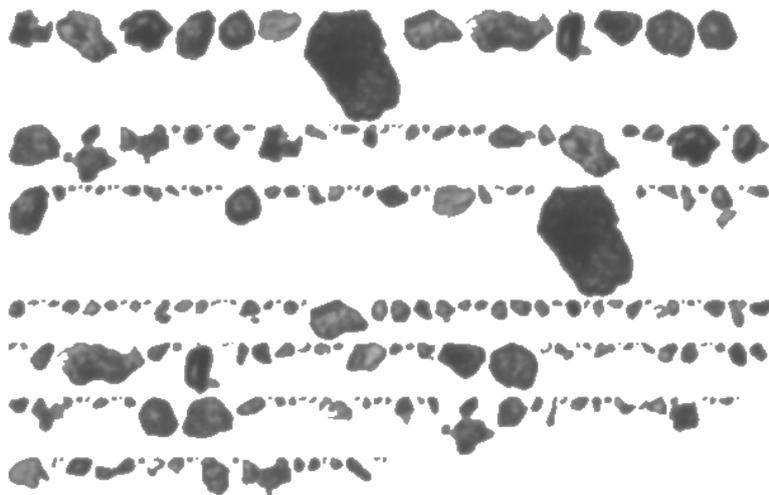


Bild 5.1: Geometrie realer Zementpartikel (messtechnisch erfasst mit [153])

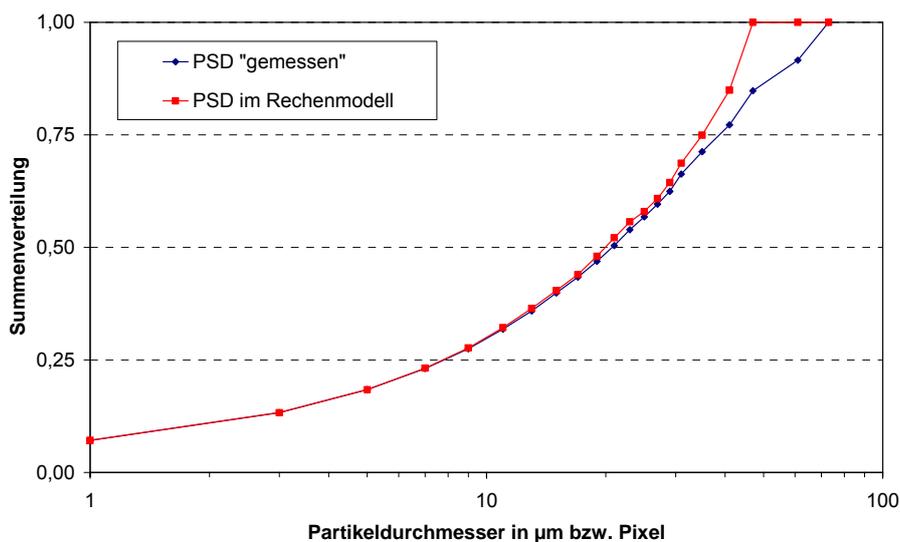


Bild 5.2: Vergleich zwischen der „gemessenen“ Sieblinie eines Zements und der im Rechenmodell vorhandenen Partikelgrößenverteilung (PSD)

Nach der Verteilung der Partikel im virtuellen Würfel werden die Zementpartikel in die vier Hauptklinkerphasen (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF) unterteilt. Schon vorher, nämlich bei der Eingabe der Zementpartikel, erfolgte die Unterscheidung zwischen Zement und Sulfatträger. Hierzu wurden von der Software gerade so viele der eingegebenen Zementpartikel in Gips-, Halbhydrat- und/oder Anhydritpartikel umgewandelt, dass die jeweils vorgegebenen Volumenanteile erreicht wurden. Da keine „Mischpartikel“ (Anteil Zement, Anteil Sulfatträger) berücksichtigt wurden, war die exakte Einhaltung des vorgegebenen Volumenanteils wegen der endlichen Partikelanzahl nicht (immer) möglich. Die „Verteilung“ der Hauptklinkerphasen auf die verbliebenen Zementpartikel erfolgte nach einem speziellen „Muster“. Als Grundlage für das Verteilungsmuster dient im Regelfall eine rasterelektronenmikroskopische Aufnahme des verwendeten Zements, in der die Hauptklinkerphasen mittels EDX und Bildanalyse detektiert und quantifiziert wurden (Volumen- und Oberflächenanteil; siehe auch Bild 5.3). Die Übertragung dieses Musters auf die virtuellen Zementpartikel erfolgt nach einem speziellen Algorithmus, der hier nicht näher erläutert wird. Bei den durchgeführten Berechnungen wurde das Verteilungsmuster aus einer vorhandenen Zementdatenbank [121] übernommen. Die Auswahl des „Musters“ erfolgte unter Berücksichtigung der in Abschnitt 4.3.1 vorgestellten Phasenverteilung der verwendeten Zemente (vgl. Tabelle 5.1). Bei den eigenen Berechnungen wurde fast ausschließlich das Verteilungsmuster des Zements „cement152“ verwendet. Vergleichsberechnungen unter Zugrundelegung der entsprechenden Daten des Zements „cement16132“ wirkten sich in vernachlässigbarer Weise auf die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse aus.

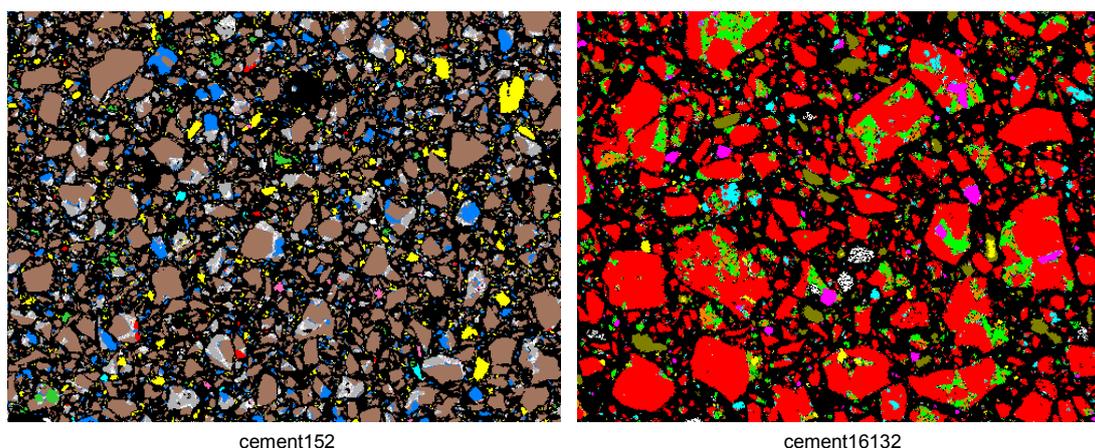


Bild 5.3: Mittels Bildanalyse bearbeitete REM-EDX-Aufnahmen zweier Zemente aus einer Online-Zementdatenbank [121] (aus diesen Aufnahmen lässt sich ein Verteilungsmuster für die Hauptklinkerphasen (C_3S , C_2S , C_3A und C_4AF) ableiten)

Tabelle 5.1: Vergleich der Volumenanteile der Hauptklinkerphasen verschiedener Zemente

Phase	„cement152“ ¹⁾	„cement16132“ ¹⁾	CEM I 32,5 R ²⁾	CEM I 42,5 R ²⁾
C_3S [V.-%]	73,44	81,74	75,9	78,8
C_2S [V.-%]	9,38	3,43	5,1	3,0
C_3A [V.-%]	13,11	8,60	10,1	9,7
C_4AF [V.-%]	4,07	6,24	9,0	8,5
Summe [V.-%]	100	100	100	100

¹⁾ Werte aus Online-Zementdatenbank [121]

²⁾ Märker Portlandzement (Die in Abschnitt 4.3.1 angegebenen Massenanteile wurden unter Berücksichtigung der Dichten aus [8] in Volumenanteile umgerechnet und auf 100 % „normiert“)

In Bild 5.4 ist oben links ein Schnitt durch den virtuellen Würfel zu Beginn der Hydratation dargestellt (Mischung M-6 bzw. M-7 (C30)). Neben Zementpartikeln sind kleinere Gips- bzw. Anhydritpartikel (grau) sowie die vorgegebene Grenzzone in der Mitte (rosa) zu erkennen. Die Hauptklinkerphasen werden durch unterschiedliche Farben repräsentiert. Den Reaktionsprodukten werden, wie darunter zu erkennen ist, andere Farben zugewiesen. Eine genaue Analyse der rechnerisch vorhandenen Porosität liefert wertvolle Informationen. Gemäß den rechts in Bild 5.4 und Bild 5.5 dargestellten Diagrammen nimmt die Porosität mit zunehmender Hydratationsdauer ab (Vergleich zwischen $t = 0$ und $t = 28$ d). Im Bereich der Grenzzone zeigt sich zu allen Zeitpunkten selbst für die Mischung M-12 (C100) (Bild 5.5) eine erhöhte Porosität, die auf die in Abschnitt 2.2.1 genannten Effekte zurückzuführen ist („One-sided growth effect“; „Wall-effect“).

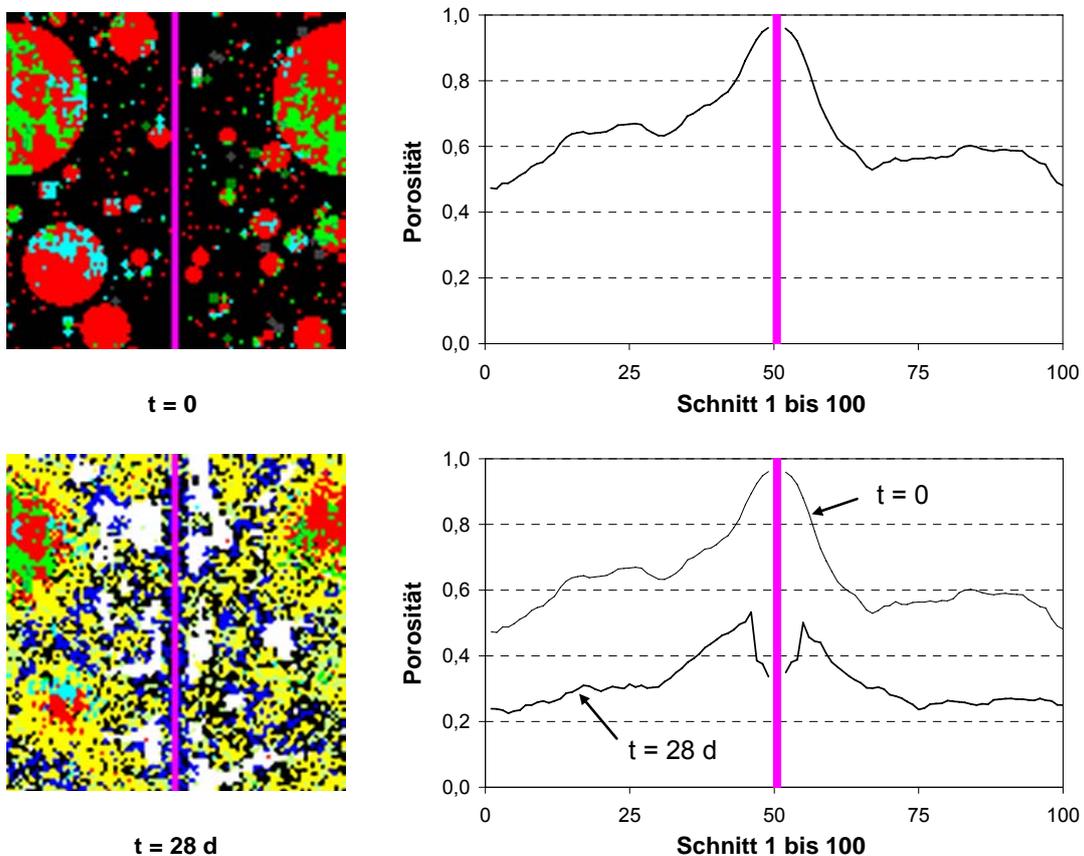


Bild 5.4: Ergebnisse der Simulation von Hydratationsvorgängen im Bereich einer Grenzzone (rosa) mit dem CEMHYD3D-Programm des NIST für die Mischung M-6 bzw. M-7 (C30) zu Beginn der Hydratation und nach 28 Tagen (Randbedingungen: abgeschlossenes System; isotherme Verhältnisse); ausgewählte Farbzugeordnungen in den Bildern auf der linken Seite: schwarz = wassergefüllter Porenraum; rot = C_3S ; gelb = C-S-H; blau = CH; weiß = luftgefüllter Porenraum

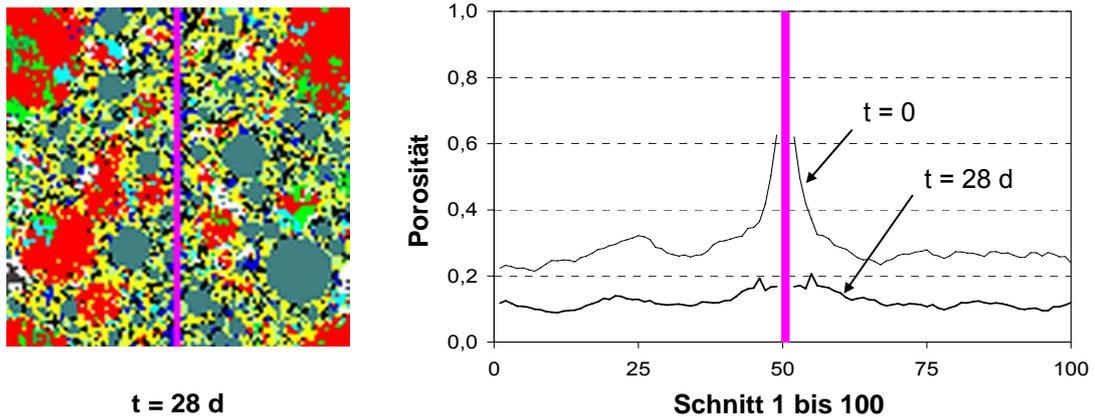


Bild 5.5: Ergebnisse der Simulation von Hydratationsvorgängen im Bereich einer Grenzzone (rosa) mit dem CEMHYD3D-Programm des NIST für die Mischung M-12 (C100) nach 28 Tagen (Randbedingungen: abgeschlossenes System; isotherme Verhältnisse; im rechten Diagramm ist auch der Verlauf der Porosität im Ausgangssystem dargestellt)

Analog zur Darstellung in Bild 3.1 werden in Bild 5.6 bis Bild 5.10 die berechneten durchschnittlichen Verteilungen (in Volumen-%) der Mikrostrukturbestandteile in der Übergangszone für die untersuchten Mischungen gezeigt (für eine Hydratationsdauer von 28 Tagen). Den Berechnungen liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Abgeschlossenes System (d. h. kein Wasseraustausch mit der Umgebung; durch das chemische Schwinden entstehen Luftporen)
- Isotherme Temperaturverhältnisse (kein Anstieg der Temperatur während der Hydratation)
- Portlanditkristalle bzw. $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Bestandteile können sich an der Grenzzone anlagern

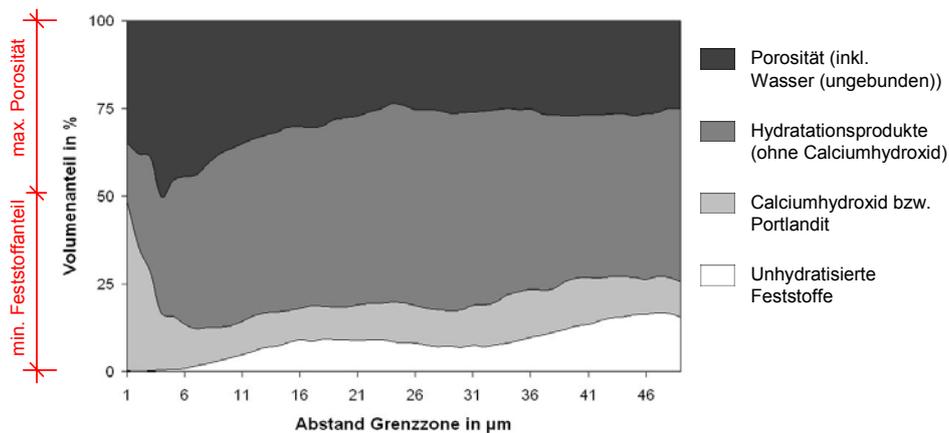


Bild 5.6: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-6 bzw. M-7 nach 28 d

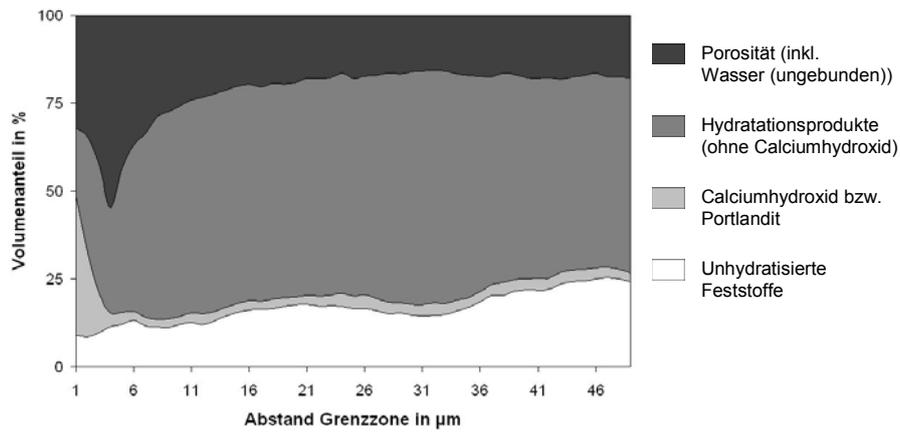


Bild 5.7: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-8 (C30 + FM + MS) nach 28 d

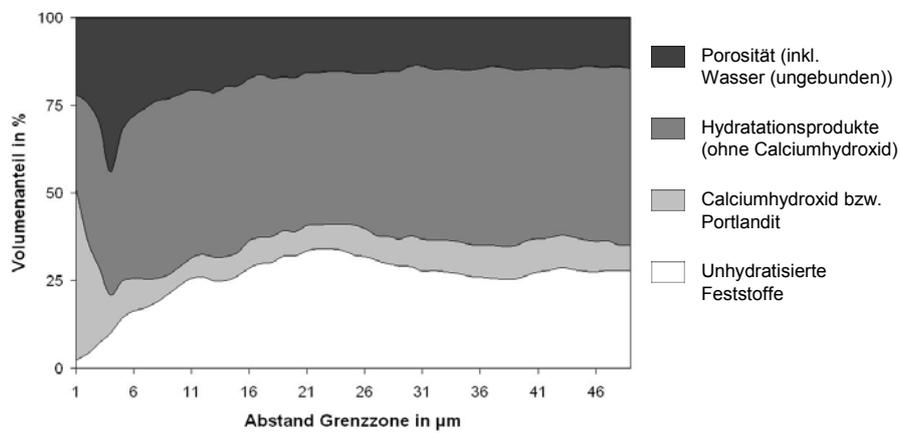


Bild 5.8: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-10 (C55) nach 28 d

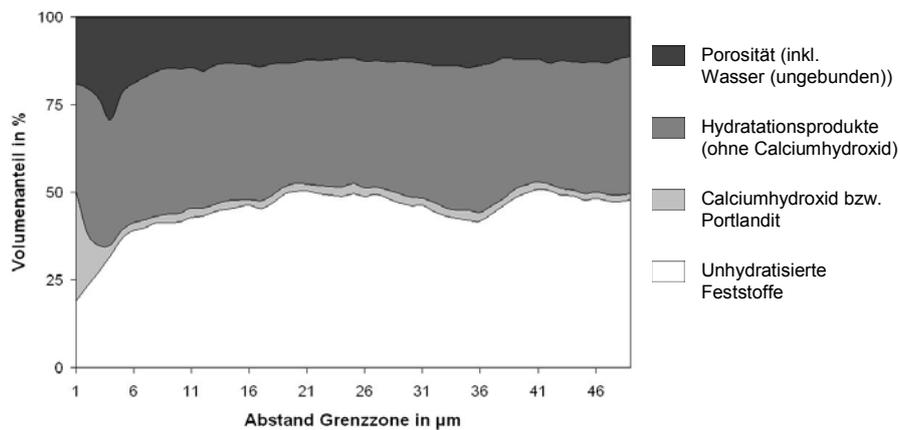


Bild 5.9: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-11 (C70) nach 28 d

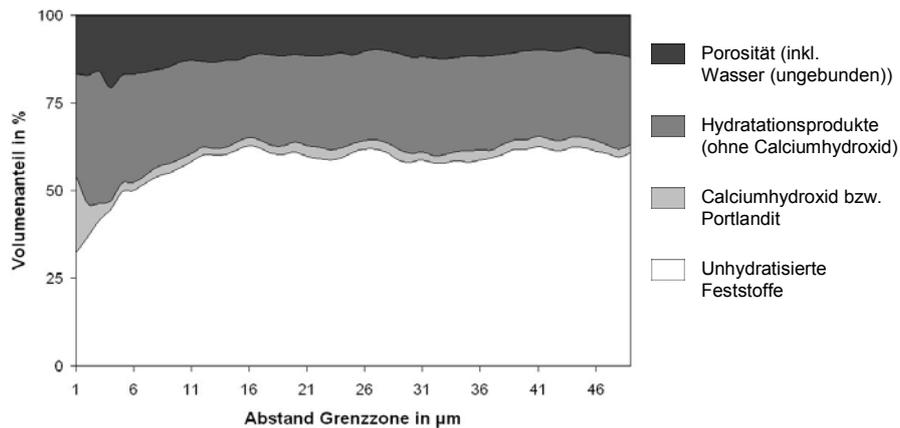


Bild 5.10: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-12 (C100) nach 28 d

Die Stelle mit der größten Porosität liegt bei allen untersuchten Mischungen nach einer Hydratationsdauer von 28 Tagen etwa 2 bis 4 µm von der Grenzzone entfernt. Da die Festigkeit mit ansteigender Porosität abnimmt, erklärt sich der Verlauf des Risses in Bild 4.67 (vgl. Abschnitt 4.3.3). Auffallend ist, dass der Porenanteil sehr stark von der zugrunde liegenden Mischung abhängt.

Die Grenzzone weist im Rechenmodell eine Fläche von 100 x 100 µm² auf. In Anbetracht der Erläuterungen zur Rauheit von Betonoberflächen (vgl. Abschnitt 4.1.3) ist davon auszugehen, dass eine absolut ebene Fläche in realen Betonoberflächen selbst im Bereich von Gesteinskörnern eher unwahrscheinlich ist. Um den Einfluss von Vertiefungen bzw. Poren in der Grenzzone auf die Porosität in der Übergangszone simulieren zu können, wurde der Programmcode leicht modifiziert. In Bild 5.11 ist die Auswirkung dieser Änderung zu erkennen: In der Mitte der Grenzzone befand sich nun eine quadratische Öffnung, in der Partikel angeordnet werden konnten (Kantenlänge der Öffnung = „Porengröße“: z. B. 40 oder 60 µm). Je nach Porengröße hatte dies unterschiedliche Auswirkungen auf die Porosität im Bereich der Grenzzone.

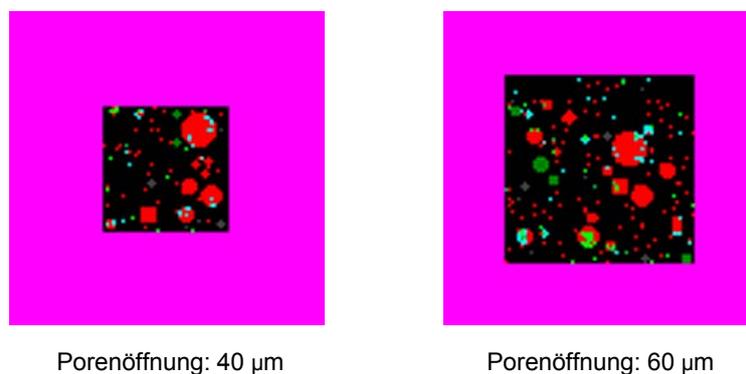


Bild 5.11: Blick auf zwei modifizierte Grenzflächen im Ausgangszustand (t = 0) (Außenabmessungen jeweils 100 x 100 µm²; unterschiedlich große Öffnungen in der Mitte der Grenzfläche)

Anhand von Bild 5.12 können die wesentlichen Ergebnisse der Simulationsstudie für die Mischung M-6 bzw. M-7 erläutert werden. Ein γ -Wert von 100 % bedeutet, dass im Modellsystem der minimale „Feststoffanteil“ (vgl. „Definition“ des minimalen Feststoffanteils in Bild 5.6) eines Vergleichssystems ohne Grenzzone erreicht wird. Ein kleinerer γ -Wert ergibt sich, wenn durch eine höhere Porosität der „Feststoffanteil“ kleiner ausfällt. Tendenziell steigt der Feststoffanteil im Bereich der Grenzzone mit zunehmender Porenöffnung. Bei den Systemen ohne anfänglichen Mindestpartikelabstand ($d_{\min} = 0$) finden offensichtlich deutlich mehr Partikel in der Pore Platz. Der Unterschied zum System ohne Grenzzone fällt bei einer Porenöffnung von 60 μm nur noch gering aus. Bei einem für Partikel mit einem Durchmesser $> 1 \mu\text{m}$ geltenden Mindestabstand von 2 μm verändert sich der „Feststoffanteil“ selbst bei einer Porenöffnung von 60 μm nur unwesentlich gegenüber dem System ohne Pore in der Grenzzone. Die Untersuchungen lassen darauf schließen, dass die Mikrorauheit der Altbetonoberfläche eine wichtige Rolle spielen kann.

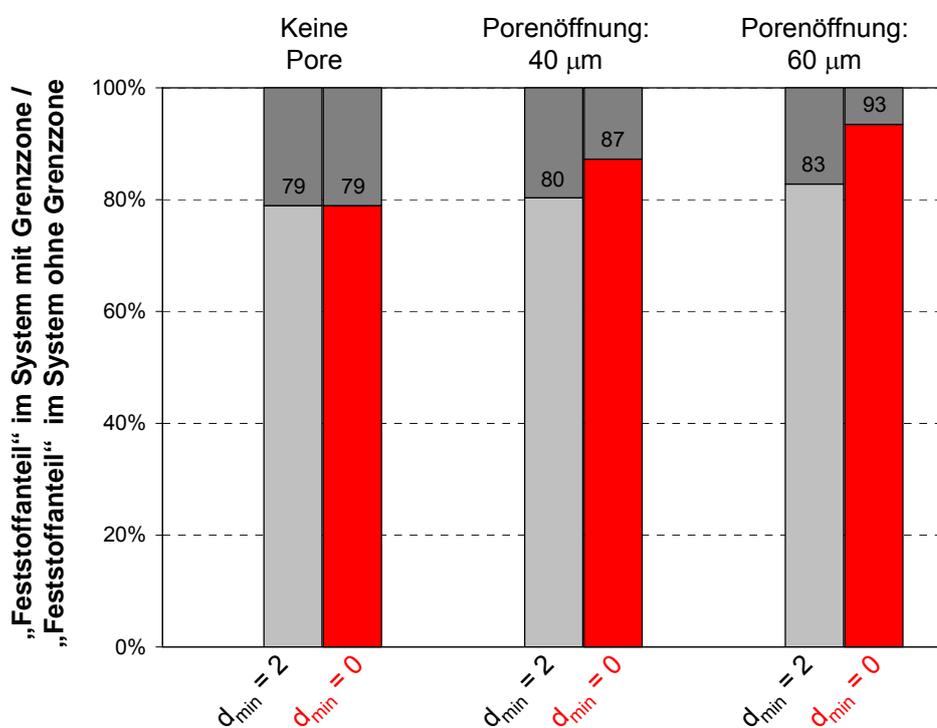


Bild 5.12: Vergleich zwischen dem Feststoffanteil in Modellsystemen mit Grenzzone und einem Vergleichssystem ohne Grenzzone. In den Modellsystemen mit Grenzzone betrug die Porenöffnung 0 (= keine Pore), 40 bzw. 60 μm (Hydratationsdauer zum Auswertungszeitpunkt: 28 d); d_{\min} = „Mindestpartikelabstand“ in μm

Der im Rechenmodell verwendete Mindestpartikelabstand d_{\min} stellt im Grunde genommen nur eine fiktive Hilfsgröße dar, mit der unterschiedliche Effekte näherungsweise erfasst werden können. Ein realer Effekt könnte so aussehen, dass es durch erste Kristallbildungen an den Oberflächen der Zementkörner zu Verhakungen oder zu ladungsbedingten Koagulationen kommt und dadurch die „Mobilität“ der Partikel eingeschränkt und das Eindringen in Poren bzw. Vertiefungen erschwert oder verhindert wird.

Im Falle einer wassergesättigten Altbetonoberfläche ist davon auszugehen, dass Vertiefungen und Poren mit Wasser gefüllt sind. Welchen Einfluss die „Wasserfüllung“ auf die Porosität im Bereich der Grenzzone und auf die Verzahnung zwischen Alt- und Neubeton hat, kann mit dem vorliegenden Rechenmodell nicht ohne Weiteres beantwortet werden.

Die Tatsache, dass eine trockene oder nur leicht angefeuchtete Oberfläche nicht unbedingt zu guten Verbundfestigkeiten beiträgt, wird durch die in Abschnitt 4.1.6 vorgestellten Versuchsergebnisse belegt. Der Wasserentzug durch den „saugenden“ Altbeton kann den Hydratationsfortschritt in der grenzzonennahen Neubetonschicht beeinträchtigen. Nach einer Veränderung des Programmcodes, die direkt von dem „Chef-Entwickler“ des CEMHYD3D-Programms, Dale Bentz (NIST, USA), vorgenommen wurde, konnte dieser Effekt rechnerisch quantifiziert werden. Die modifizierte Programmversion ermöglicht die gezielte Reduktion der im System vorhandenen Wassermenge zu beliebigen Zeitpunkten. In Bild 5.13 wird die Veränderung des maximalen Porenanteils in einem System mit Grenzzone für die Mischung M-6 bzw. M-7 unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen dargestellt. Das dichteste Gefüge ergibt sich in dem „wassergesättigten“ System (zur Erklärung: Poren, die durch das chemische Schwinden entstehen, werden in diesem Fall sofort mit „neuem“ Wasser gefüllt). Nach einer Hydratationsdauer von 28 d fällt der Porenanteil im „abgeschlossenen“ System um ca. 8 % größer aus. Noch einmal um 12 % höher ist der Porenanteil für denselben Zeitpunkt, wenn dem „abgeschlossenen“ System vor Beginn der Hydratation 5,2 % Wasser entzogen wird. Nicht mitberücksichtigt wurde dabei der Effekt, dass der Wasserentzug zu einer Umverteilung der Zementpartikel im Bereich der Grenzzone führen kann. Wie dieser Effekt modelliert werden kann, wurde am Beispiel der Übergangszone eines wassersaugenden Zuschlagkorns in [11] gezeigt. Mithilfe des Modells konnte die Beobachtung von Zhang und Gjorv [184] rechnerisch bestätigt werden, dass die Übergangszone (ITZ) um wassersaugende Leichtbetonzuschläge dichter und homogener ausfallen kann als bei wenig wassersaugenden Gesteinskörnern.

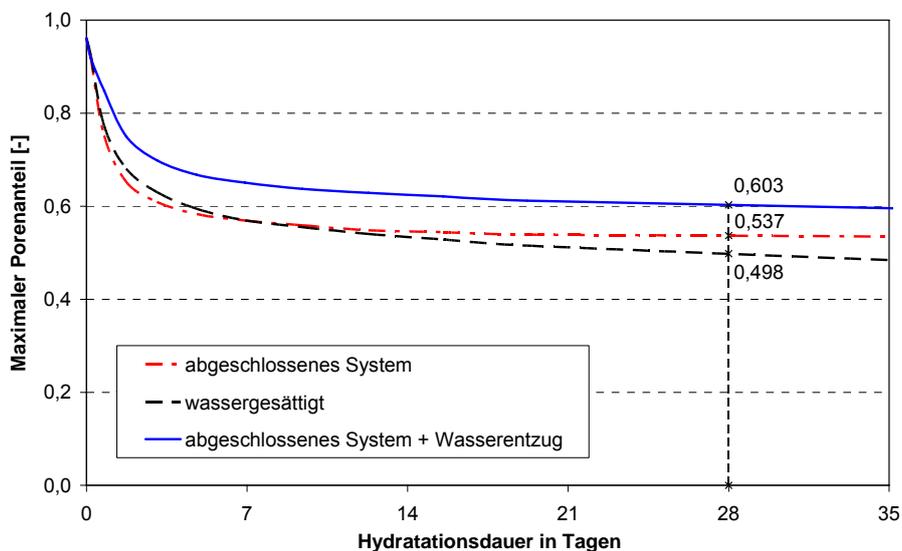


Bild 5.13: Zeitliche Entwicklung des maximalen Porenanteils für unterschiedliche Randbedingungen (in einem Fall wurde die Wassermenge vor Beginn der Hydratation um 5,2 % reduziert)

Eine sehr wichtige Frage kann mit dem Rechenmodell alleine nicht beantwortet werden, nämlich wann dem Neubeton wie viel Wasser entzogen wird und aus welchem „Einzugsgebiet“ dieses Wasser stammt. Die Schwierigkeit besteht darin, dass sich im Laufe der Hydratation das Porengefüge des Neubetons verändert. Je nachdem wie schnell die Gefügeentwicklung voranschreitet, kann der Wassernachschub aus höher gelegenen Schichten (der Neubeton befindet sich oberhalb des Altbetons) früher oder später abnehmen bzw. versiegen. Bei welchen Randbedingungen der in Bild 5.13 visualisierte Effekt wirklich auftreten kann, muss in Kombination mit gesonderten experimentellen Untersuchungen geklärt werden. Weitere Erläuterungen hierzu folgen in Abschnitt 6.2.

Die vorgestellten Ergebnisse dürfen generell nicht darüber hinwegtäuschen, dass den Simulationsberechnungen zahlreiche Annahmen und Vereinfachungen zugrunde liegen. Als abschließendes Beispiel sei die „Anreicherung“ von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ an der Grenzfläche genannt. In den Modellsystemen ergibt sich unmittelbar neben der Grenzzone ein (sehr) großer $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Anteil (vgl. z. B. Bild 5.8). Die mikroskopischen Untersuchungen lassen darauf schließen, dass dieser Anteil zumindest in ein paar Fällen überschätzt wird. Durch eine entsprechende Eingabe lässt sich dieser Anreicherungsseffekt im Rechenmodell unterbinden. Die resultierende „Phasenverteilung“ ist in Bild 5.14 exemplarisch für die Mischung M-10 dargestellt. Im Vergleich zu der vorher gezeigten Zusammensetzung (vgl. Bild 5.8) fällt der Anstieg der Porosität in der Nähe der Grenzfläche moderater aus.

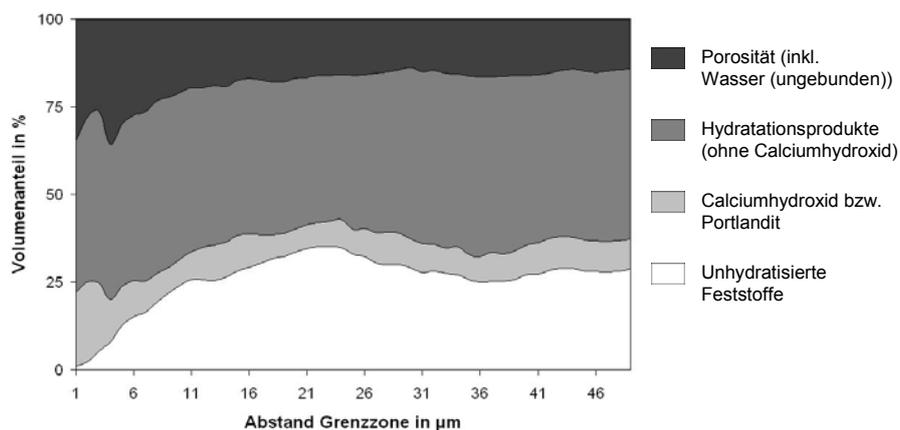


Bild 5.14: Durchschnittliche Verteilung mikrostruktureller Bestandteile in der Übergangszone (ITZ) für die Mischung M-10 (C55) nach 28 d („ohne“ $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Anreicherung an der Grenzfläche)

Der zahlenmäßige Vergleich der „maximalen Porositäten“ bzw. der minimalen Feststoffanteile für die Modellsysteme mit unterschiedlichen Annahmen bezüglich der $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Verteilung im Bereich der Grenzfläche geht aus Tabelle 5.2 hervor. Die Werte in Spalte 2 und Spalte 3 differieren vor allem bei den Mischungen M-8 und M-10. Der Vergleich verdeutlicht die Notwendigkeit der experimentellen Verifikation der Modellberechnungen, z. B. in Form von mikroskopischen Untersuchungen. Die Beurteilung der vorgestellten Ergebnisse der Simulationsberechnungen folgt in Kapitel 6.

Tabelle 5.2: Maximale Porosität (V.-%) in verschiedenen Modellsystemen zum Zeitpunkt t = 28 d

1	2	3	4	5	6
Mischung	Grenzzone „mit“ Ca(OH) ₂ -Anlagerung	Grenzzone „ohne“ Ca(OH) ₂ -Anlagerung	Keine Grenzzone	Vergleich Feststoffanteile ¹⁾	Vergleich Feststoffanteile ²⁾
M-6 / M-7	53,3	55,9	41,1	79,3	74,9
M-8	56,5	39,6	28,6	60,9	84,6
M-10 (C55)	44,1	35,8	21,9	71,6	82,2
M-11 (C70)	29,4	26,6	17,4	85,5	88,9
M-12 (C100)	20,6	22,1	14,4	92,8	91,0

¹⁾ Spalte 5 = (100 – Wert aus Spalte 2)/(100 – Wert aus Spalte 4) in Prozent

²⁾ Spalte 6 = (100 – Wert aus Spalte 3)/(100 – Wert aus Spalte 4) in Prozent

5.2 Mesoebene

5.2.1 Einfluss größerer Luftporen in der Grenzzone

In den Abschnitten 4.2.1 und 4.2.2 wurde der Anteil größerer Luftporen im Bereich der Grenzzone bildanalytisch bestimmt. Im Folgenden werden die Ergebnisse der rechnerischen Untersuchungen zum Einfluss dieser Poren auf die Zugfestigkeit in der Grenzzone vorgestellt. Das verwendete Rechenmodell ist in Bild 5.15 dargestellt. Es handelt sich um einen zylindrischen Probekörper (Bohrkern mit $d = 100$ mm und $h = 195$ mm), der mit finiten Volumenelementen („bric“-Elemente, vgl. [156]) abgebildet und in Längsrichtung (z-Achse) zentrisch auf Zug beansprucht wird. Bei den Berechnungen wurde die Last so lange schrittweise erhöht, bis ein Zugversagen auftrat (d. h. innerhalb einer vorgegebenen Anzahl an Iterationen wird keine Konvergenz erreicht). Als Bruchkriterium wurde das im verwendeten Rechenprogramm [156] implementierte Modell von Lade herangezogen. Detailinformationen zu diesem Materialmodell finden sich z. B. in [155] und [98]. Zum besseren Verständnis der Rechenergebnisse werden in Abschnitt 5.3.1 grundlegende Aspekte zu diesem Materialmodell zusammengefasst.

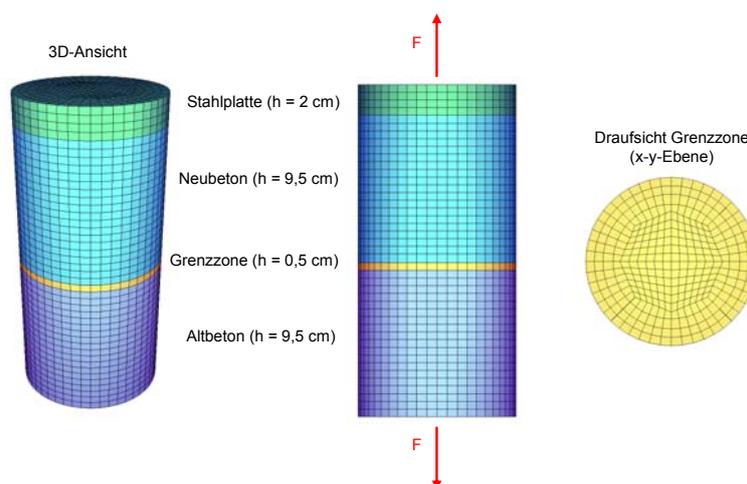


Bild 5.15: FE-Modell für die Untersuchungen zum Einfluss größerer Luftporen in der Grenzzone auf die Zugtragfähigkeit (zentrischer Zugversuch)

Wie bereits in Abschnitt 3.2.2 erwähnt, kann das Nachbruchverhalten von Beton bei dem verwendeten Programmsystem derzeit nur über einen linear abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung berücksichtigt werden. Die „Steigung“ des abfallenden Astes ergibt sich aus der Zugfestigkeit und einem gewählten Dehnwert ε^* , ab dem rechnerisch keine Zugspannung mehr übertragen werden kann (Hinweis: Die der Zugfestigkeit zugeordnete elastische Dehnung ist in dem ε^* -Wert nicht enthalten). Der entscheidende Nachteil dieser Eingabemöglichkeit besteht darin, dass sich je nach Größe der finiten Volumenelemente unterschiedliche Bruchenergien ergeben (vgl. [159] und [123]). Die Berechnungsergebnisse hängen nicht nur deshalb von dem gewählten FE-Netz ab. Der Einfluss größerer Luftporen in der Grenzzone auf die Traglast im Zugversuch lässt sich mit der gewählten Vorgehensweise daher nur näherungsweise bestimmen.

Zur Berücksichtigung von „Luftporen“ wurden in der Grenzzone bestimmte Elemente eliminiert. In Bild 5.16 sind die gewählten Anordnungen der Luftporen zu erkennen. Da die Luftporen in realen Bauteilen „zufällig“ verteilt sind, wurden zum Vergleich „symmetrische“ und „unsymmetrische“ Porenverteilungen angenommen.

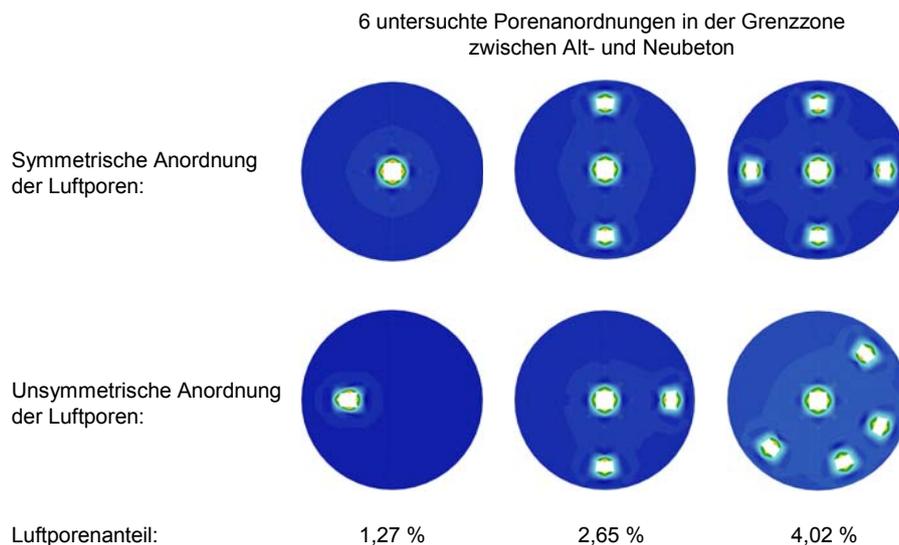


Bild 5.16: Porenanordnungen in der Grenzzone (6 verschiedene Fälle)

Je nach Porenanteil und -anordnung wird die Traglast mehr oder weniger stark reduziert. Die wesentlichen Ergebnisse gehen aus Bild 5.17 hervor. Bemerkenswert ist, dass der Traglastabfall selbst für den Fall einer stark reduzierten Bruchenergie (Annahme: $\varepsilon^* = 0$, d. h. nach dem Erreichen der Zugfestigkeit fällt die Spannung auf Null ab) nicht größer als 5 % ausfällt. Bei der Interpretation der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass auch in monolithischen Betonbauteilen größere Luftporen auftreten können. Die untersuchten Porenanteile entsprechen somit dem zusätzlichen bzw. erhöhten Porenanteil. Der in Abschnitt 4.2.2 angegebene Wert von 4,4 % für den „Gesamtporengehalt“ der betrachteten Bruchfläche wird in der Studie somit abgedeckt (der durchschnittliche Porenanteil im Neubeton war größer als 0,4 %).

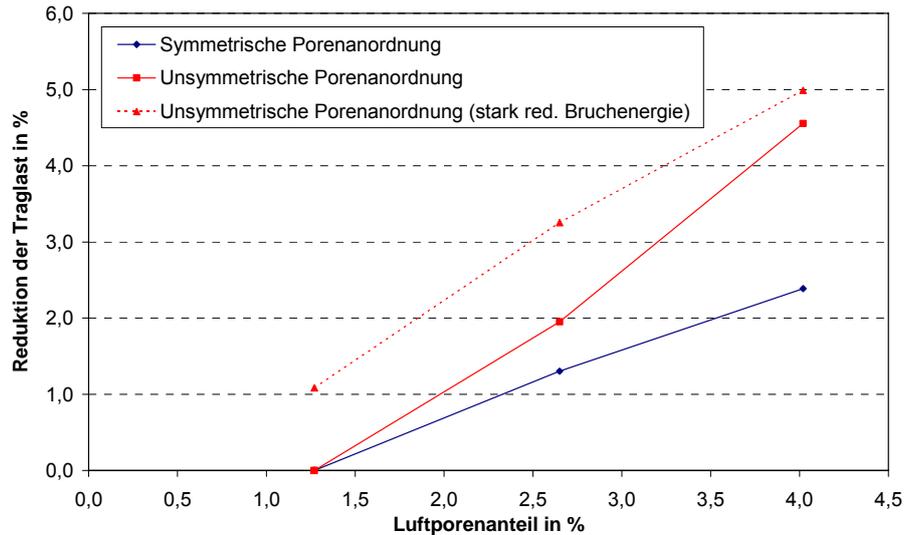


Bild 5.17: Ergebnisse der Berechnungen (Einfluss der Luftporen in der Grenzzone auf die Zugfestigkeit)

Der relative Traglastabfall ist etwas größer, wenn im Rechenmodell von einer reduzierten Zugfestigkeit in der Grenzzone ausgegangen wird. Die Ergebnisse lassen dennoch nicht darauf schließen, dass ein erhöhter „Makroporenanteil“ im Bereich der Grenzzone die entscheidende Einflussgröße für die festgestellten Tragfähigkeitsunterschiede bei den Spaltzugversuchen ist.

Zur Sicherstellung der Nachvollziehbarkeit der Ergebnisse sind die bei den Berechnungen angesetzten Materialkenngrößen in Tabelle 5.3 angegeben. Kurze Erläuterungen zu den Parametern, die für das Materialmodell von Lade benötigt werden, finden sich im folgenden Abschnitt.

Tabelle 5.3: Zusammenstellung der verwendeten Materialkenngrößen

Parameter	Altbeton	Grenzzone	Neubeton
E-Modul [MPa]	28800	28800	28800
Querdehnzahl [-]	0,2	0,2	0,2
Zugfestigkeit [MPa]	1,5	1,5 ¹⁾	1,5
Druckfestigkeit [MPa]	13,3	13,3	13,3
P1 = P4 ²⁾	24669	24669	24669
P2 ²⁾	1,0	1,0	1,0
P6 ³⁾	3,0	3,0 ⁴⁾	3,0

¹⁾ In Vergleichsstudien wurde die Zugfestigkeit herabgesetzt

²⁾ Parameter für das Materialmodell von Lade (Bezeichnungen aus [155])

³⁾ Die Kenngröße ϵ^* für das Nachbruchverhalten [%]

⁴⁾ Im Fall der „stark reduzierten Bruchenergie“ (vgl. Bild 5.17) wurde der Wert 0,0 angesetzt

5.3 Makroebene

In der Einleitung wurde darauf hingewiesen, dass dieser Arbeit die Vorstellung zugrunde liegt, dass sich das Tragverhalten verschiedener Bauteile rechnerisch simulieren lässt. Im Folgenden wird versucht, diese „Vorstellung“ mithilfe von Berechnungsbeispielen weiter zu konkretisieren. Die Berechnungen sollen dazu beitragen, die Ergebnisse der durchgeführten makroskopischen Versuche besser interpretieren zu können. In Anbetracht der vorliegenden Materialkennwerte (Anmerkung: Es wurden z. B. keine Bruchenergien bestimmt) erschien es angemessen, auf vergleichsweise einfache Modellvorstellungen zurückzugreifen (vgl. Abschnitt 5.3.1).

5.3.1 Verwendete Materialmodelle

Zur Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens des Werkstoffes Beton wurde das Modell von Lade [98] herangezogen (siehe Hinweise in Abschnitt 5.2.1). In der implementierten Form (vgl. [155]) handelt es sich um ein elasto-plastisches Materialmodell mit nichtassoziierter Fließregel (zur Erläuterung der Begriffe siehe Hinweise in [27], [77] und [164]). Das verwendete „Zug-Entfestigungsgesetz“ ergibt sich im vorliegenden Fall aus einem linear abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung (siehe Abschnitt 5.2.1). Rechnerisch auftretende Risse werden nicht diskret, sondern in „verschmierter“ Form über die „Elementlänge“ abgebildet.

Die mathematische Beschreibung des dreidimensionalen Bruchkriteriums wurde von Lade ursprünglich für kohäsionslose Böden entwickelt [97]. Die Berücksichtigung der Zugfestigkeit erfolgte erst später [98]. Die prinzipielle Vorgehensweise geht aus Bild 5.19 hervor.

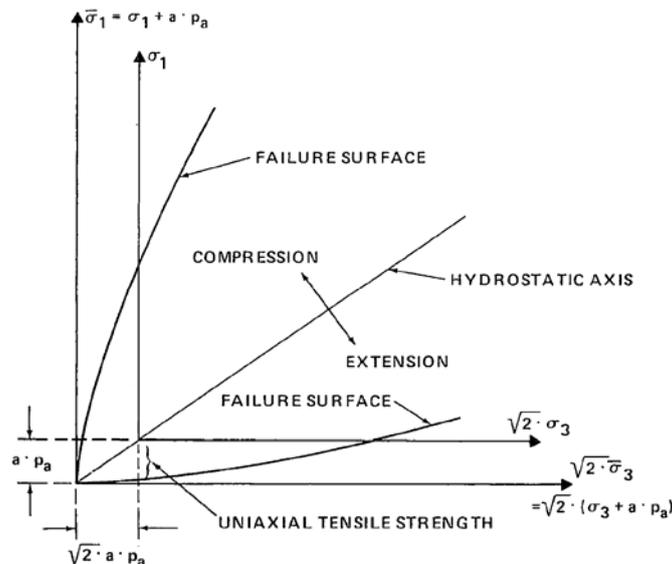


Bild 5.18: Translation des Hauptspannungsraumes entlang der hydrostatischen Achse zur Berücksichtigung der Zugfestigkeit im Materialmodell von Lade (aus [98])

Lade selbst verwendete das Materialmodell auch zur Beschreibung des „Bruchverhaltens“ von Beton. Für die „Kalibrierung“ des Materialmodells werden für die nachfolgend beschriebenen Berechnungen im Wesentlichen fünf Kenngrößen benötigt: die einachsiale Druckfestigkeit f_c , die einachsiale Zugfestigkeit f_{ct} , die Parameter m und $P1$ sowie der Wert ε^* für die Formulierung der Zugentfestigung. Über den Parameter m kann die Krümmung der Bruchfläche gegenüber der hydrostatischen Achse ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$) verändert werden. Für $m = 0$ ergibt sich ein geradliniger Verlauf (siehe Bild 5.19). Gemäß [155] ist für (monolithische) Betone ein m -Wert zwischen 1,0 und 2,0 sinnvoll. Der Parameter $P1$ kann wie folgt berechnet werden:

$$P1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \cdot \left(\frac{|I_1|}{p_a} \right) \quad (5.1)$$

mit

$$\sigma_1 = \sigma_2 = -f_{ct}$$

$$\sigma_3 = -(f_{ct} + f_c)$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$$

$$p_a = 0,103 \text{ MPa}$$

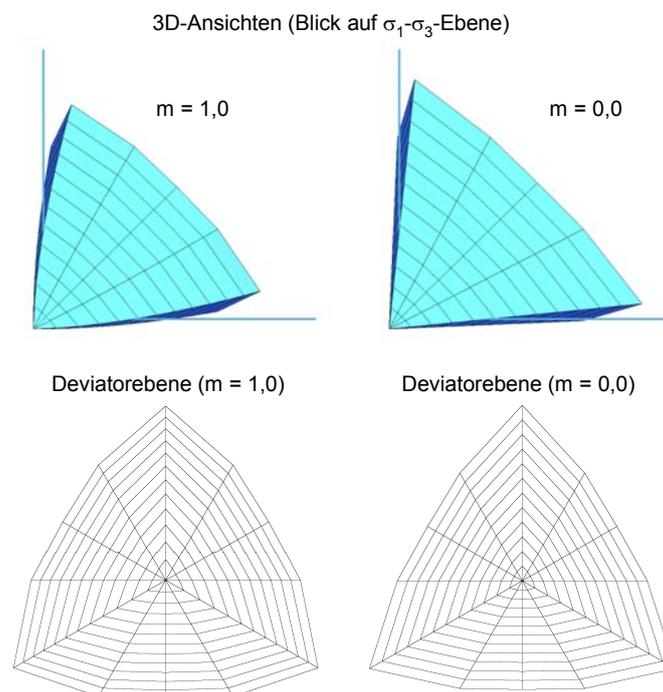


Bild 5.19: Vereinfachte Darstellung der „dreidimensionalen Bruchflächen“ des Materialmodells nach Lade [155] für zwei unterschiedliche m -Werte (Hinweis: Die in der Deviatorebene zu erkennenden „Knicke“ in der Bruchfläche treten im eigentlichen Modell nicht auf)

In den Eingabedateien für die nachfolgend beschriebenen FE-Berechnungen wurde für die Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton jeweils eine eigene Materialnummer vergeben. Um den Fall einer „geschwächten“ Verbundzone näherungsweise berücksichtigen zu können, wurde gegenüber dem ursprünglichen Lade-Modell die Zugfestigkeit in der Grenzzone reduziert. Die übrigen Kenngrößen blieben unverändert (unten werden auch Studien zum Einfluss einer reduzierten Bruchenergie und unterschiedlicher m-Werte vorgestellt). Der erzielte Effekt ist mit dem in Bild 5.18 veranschaulichten Zusammenhang vergleichbar. Die Bruchfläche („Failure Surface“) wird entlang der hydrostatischen Achse in Richtung des Ursprunges des σ_1 - σ_2 - σ_3 -Systems verschoben. Mit dieser Vorgehensweise konnten plausible Ergebnisse erzielt werden (siehe auch [123]). Es ist anzumerken, dass sich die Schnittpunkte zwischen der Bruchfläche und den Hauptachsen verschieben. Anders ausgedrückt: durch die Reduktion der Zugfestigkeit verringert sich auch die einachsiale Druckfestigkeit. Für die sphärische „Druckkappe“ (gilt für mehrachsiale Druckbeanspruchungen) bleibt der eingegebene f_c -Wert maßgebend.

Für den Betonstahl, der bei den Balkenversuchen zum Einsatz kam, wurde das implementierte elastoplastische Materialgesetz nach von Mises mit assoziierter Fließregel herangezogen [155]. Die Annahme einer gewissen Verfestigung erwies sich im Hinblick auf das Konvergenzverhalten bei den iterativen Traglastberechnungen als hilfreich.

5.3.2 Nachrechnung ausgewählter Traglastversuche

Im Folgenden werden wesentliche Ergebnisse der durchgeführten Traglastberechnungen vorgestellt. Im Vordergrund standen dabei Versuchsaufbauten, die in dieser Arbeit beschrieben wurden. Da die Fuge in den geprüften Verbundbalken zumindest bereichsweise einer kombinierten Druck-Schubbeanspruchung ausgesetzt war, wurden zur Kontrolle auch Berechnungen zu Kleinkörperversuchen mit vergleichbarer Beanspruchung durchgeführt.

In Bild 5.20 ist ein FE-System zu erkennen, welches für die Nachrechnung der Spaltzugversuche verwendet wurde (Anmerkung: Da die Ergebnisse wegen der geringen Breite der Lasteinleitungstreifen in besonderem Maße von der Netzfeinheit abhängen, wurden verschiedene FE-Strukturen mit unterschiedlichen Elementgrößen untersucht).

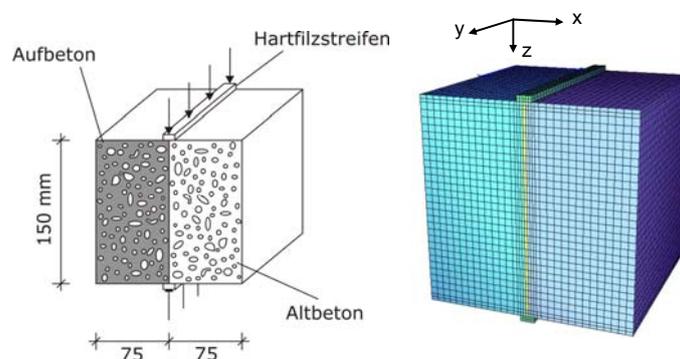


Bild 5.20: Links: Schematische Darstellung des „Spaltzugversuchs“ (vgl. Bild 3.3); rechts: FE-Struktur für die Vergleichsberechnungen

Der Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Verformungen (vgl. Abschnitt 4.1.5) war zunächst als Plausibilitätskontrolle für die getroffenen Annahmen (z. B. Querdehnzahl $\mu = 0,2$) hilfreich. Die Auswertung wurde in einer vom Autor dieser Arbeit betreuten Diplomarbeit [123] dokumentiert. Bei den stichprobenartigen Vergleichen (es wurden nur ausgewählte Horizontalschnitte untersucht) zeigte sich eine recht gute Übereinstimmung.

Weniger zufriedenstellend war die Übereinstimmung zwischen den rechnerischen und den tatsächlichen Bruchlasten beim Spaltzugversuch. Wie erwartet, erwies sich die Feinheit des FE-Netzes als wesentliche Einflussgröße. Die Unterschiede zur realen Traglast fielen mit zunehmend feinerer Diskretisierung geringer aus. Variationen der Bruchenergie (Eingabegröße ε^*) führten bei unveränderter FE-Struktur zu recht unterschiedlichen Ergebnissen (mit zunehmendem ε^* vergrößerte sich die Traglast deutlich). Die Erklärung erschließt sich aus der Spannungsverteilung in der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton. Wie in Bild 5.21 zu erkennen ist, sind die Zugspannungen (im ungerissenen Zustand) an den Rändern wesentlich größer als in der Mitte. Bei einem duktileren Versagensverhalten (größere Bruchenergie) sind durch Spannungsumlagerungen gewisse Laststeigerungen möglich (Hinweis: Im Rechenmodell erfolgte die Verbindung zwischen den Lasteinleitungstreifen und dem Betonkörper über gelenkige Kopplungen).

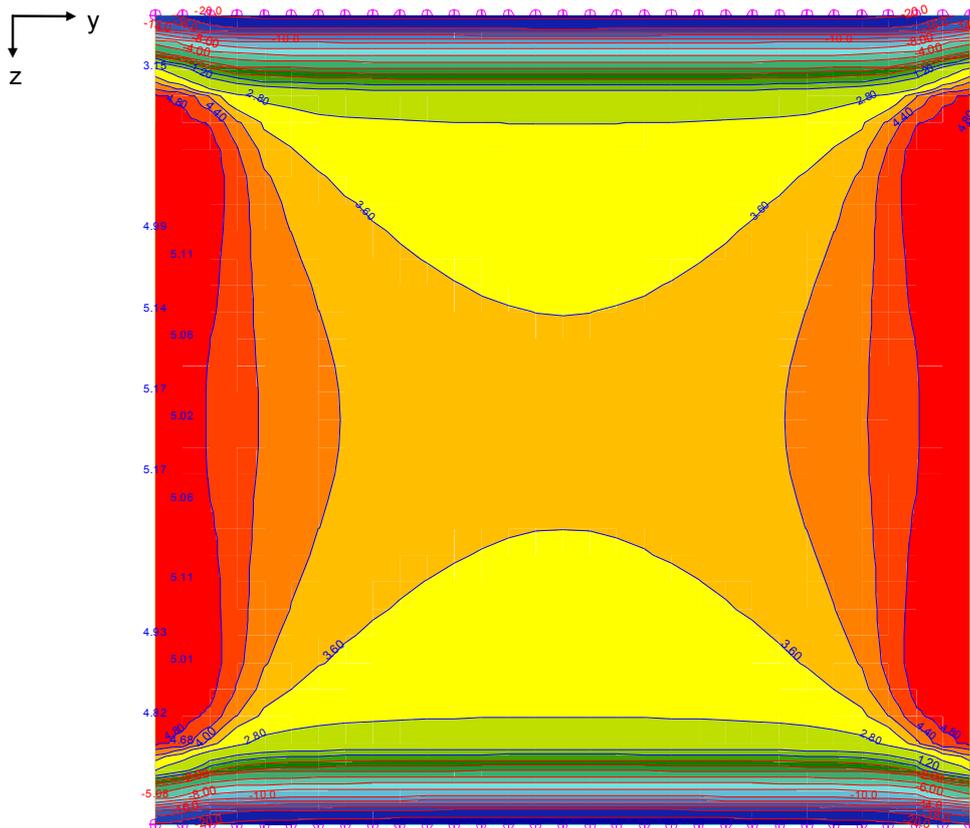


Bild 5.21: Spannungsverteilung in der Grenzzone (15 x 15 cm²) zwischen Alt- und Neubeton beim Spaltzugversuch (Nachrechnung eines Probekörpers aus hochfestem Beton (C100); die Lasteinleitung erfolgte in diesem Fall über Stahlleisten)

Die Spannungsverteilung zeigt deutlich, dass die übliche Formel zur Berechnung der Spaltzugfestigkeit nur eine Näherungslösung darstellt (siehe z. B. Hinweise in [20], [141] und [2]). Die in Abschnitt 4.1.6 angegebenen Spaltzugfestigkeiten wurden dennoch mit der nachstehenden Formel berechnet:

$$f_{ct,spl} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot l_z \cdot l_y} \quad (5.2)$$

- mit
- F Bruchlast (Spaltzugversuch)
 - l_y Länge des Lasteinleitungsstreifens (= Breite des Probekörpers)
 - l_z Höhe des Probekörpers (vgl. Achsenkreuz in Bild 5.21)

Um rechnerische Zusammenhänge zwischen der Zug- und der „Schubfestigkeit“ in der Fuge zwischen Alt- und Neubeton veranschaulichen zu können, wurden Torsionsversuche nachgerechnet. Dazu konnte die in Abschnitt 5.2.1 vorgestellte FE-Struktur verwendet werden. Die Beanspruchung der Fuge ergab sich nun aus einem Torsionsmoment um die Längsachse des zylindrischen Probekörpers und nicht mehr aus einer zentrischen Zugkraft. Durch eine Modifikation des Programmcodes, die direkt von einem der Programmautoren durchgeführt wurde [6], konnte für die Grenzzone ein vom Neu- und Altbeton abweichender ε^* -Wert (beeinflusst die Bruchenergie) festgelegt werden. Wie sich Veränderungen der Bruchenergie und der Zugfestigkeit in der Grenzzone auf das Schubtragverhalten auswirkten, geht aus Bild 5.22 hervor.

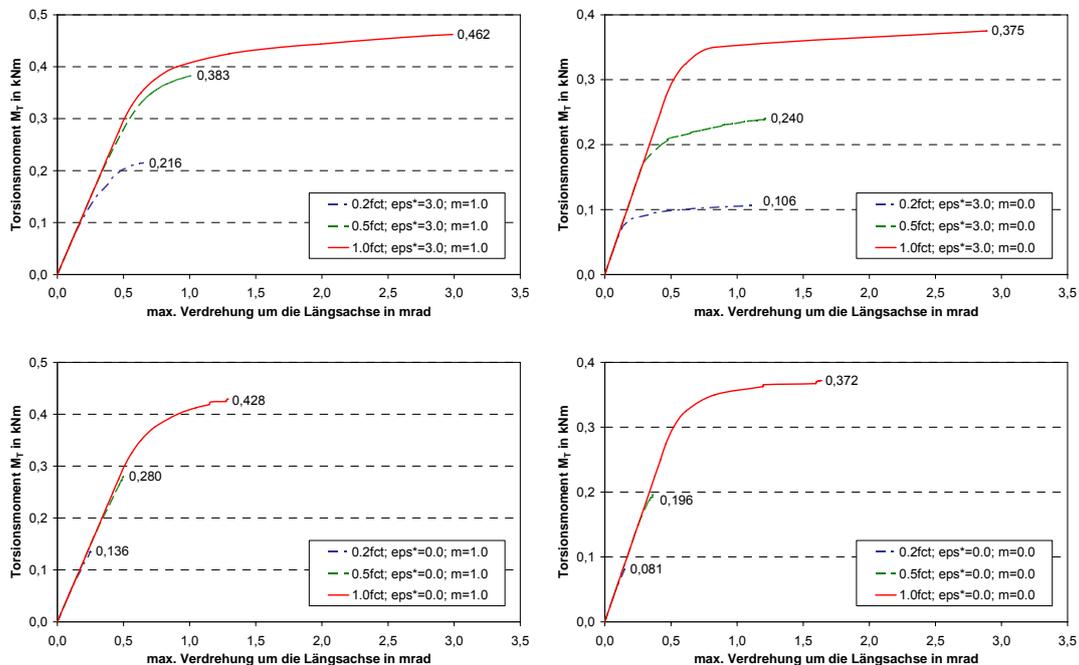


Bild 5.22: Rechnerischer Zusammenhang zwischen dem Torsionsmoment und der Verdrehung um die Längsachse (FE-Struktur aus Bild 5.15; Materialkennwerte siehe Tabelle 5.3 oder Angaben in den Diagrammen)

Bevor die Diagramme in Bild 5.22 interpretiert werden, sei der Zusammenhang zwischen dem Torsionsmoment und den rechnerischen Schubspannungen noch kurz vorgestellt: In [150] werden hierfür folgende Formeln angegeben:

$$\tau = \frac{16}{\pi} \cdot \frac{M_T}{d_{Bk}^3} \quad (\text{Annahme: linear elastisches Materialverhalten}) \quad (5.3)$$

mit M_T Torsionsmoment
 d_{Bk} Durchmesser des zylindrischen Probekörpers

$$\tau = \frac{12}{\pi} \cdot \frac{M_T}{d_{Bk}^3} \quad (\text{Annahme: ideal plastisches Materialverhalten}) \quad (5.4)$$

Nach diesen Gleichungen besteht zwischen τ und M_T ein linearer Zusammenhang. Bei der physikalisch nichtlinearen Berechnung liegt bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit (in der Beispielrechnung: $f_{ct} = 1,5 \text{ MPa}$; vgl. Tabelle 5.3) ein linear elastisches Materialverhalten vor. Wie aus Bild 5.23 hervorgeht, ist eine weitere Erhöhung der Momentenbeanspruchung möglich (siehe rote Kurve), falls das vorgegebene Nachbruchverhalten Plastifizierungen zulässt. Die rote Kurve nähert sich zwar dem „ideal plastischen“ Kurvenverlauf, erreicht diesen jedoch nicht, da kein ideal plastisches Materialverhalten angenommen wurde ($\epsilon^* = 3,0 \text{ ‰}$).

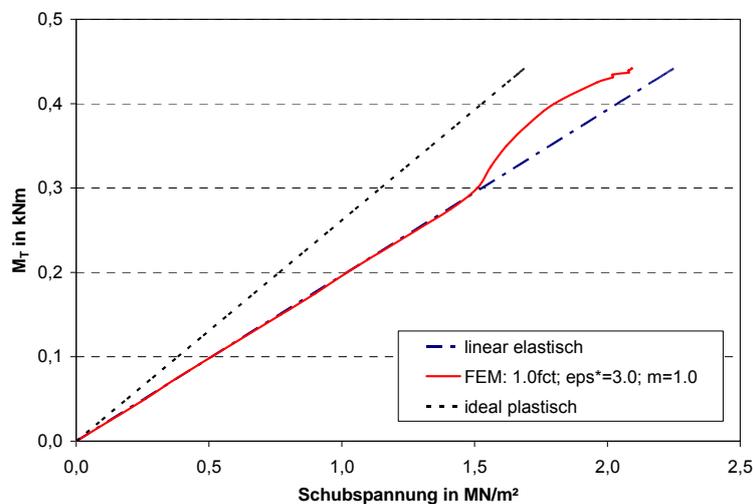


Bild 5.23: Zusammenhang zwischen Torsionsmoment und Schubspannung

Unter Berücksichtigung der in Bild 5.22 gezeigten Zusammenhänge zwischen der Zugfestigkeit in der Grenzzone und dem aufnehmbaren Torsionsmoment lässt sich Folgendes feststellen: Zwischen der Zugfestigkeit und der Schubfestigkeit in der Grenzzone besteht kein linearer Zusammenhang. Die Krümmung der Fließfläche (Steuergröße = m) und die Bruchenergie (Steuergrößen: m bzw. ϵ^*) beeinflussen das „Ausmaß“ der Nichtlinearität. Besonders ausgeprägt ist die Nichtlinearität in dem Diagramm oben links

($\epsilon_{ps}^* = 3.0$; $m = 1.0$) in Bild 5.22. Im Fall der ungeschwächten Fuge ($1.0f_{ct}$) ergibt sich rechnerisch folgender Wert: $\tau_{max}/f_{ct} = 2,1/1,5 = 1,4$. Ein deutlich größeres Verhältnis ist festzustellen, falls die Zugfestigkeit in der Fuge um etwa 50 % geringer ausfällt: $\tau_{max}/(0,5f_{ct}) = 1,5/0,75 = 2,0$. In der Literatur finden sich z. B. folgende Angaben:

- Delatte [40]: $\tau_{Bruch}/f_{ct,Fuge} = 2,04$
- Silfwerbrand [150]: $\tau_{Bruch}/f_{ct,Fuge} = 1,9$ bis $3,1$
- Sato [137]: $\tau_{Bruch}/f_{ct,Fuge} = 1,5$

Die angegebenen Werte basieren auf experimentellen Untersuchungen. Die dokumentierten Rechenergebnisse decken die beobachtete Bandbreite recht gut ab.

Deutlich höhere Verhältniswerte ergeben sich, wenn zusätzlich zur Schubbeanspruchung eine Drucknormalkraft senkrecht zur Fuge wirkt. Experimentell und numerisch kann eine solche Beanspruchungssituation z. B. mit dem in Bild 5.24 dargestellten Versuchsaufbau simuliert werden.

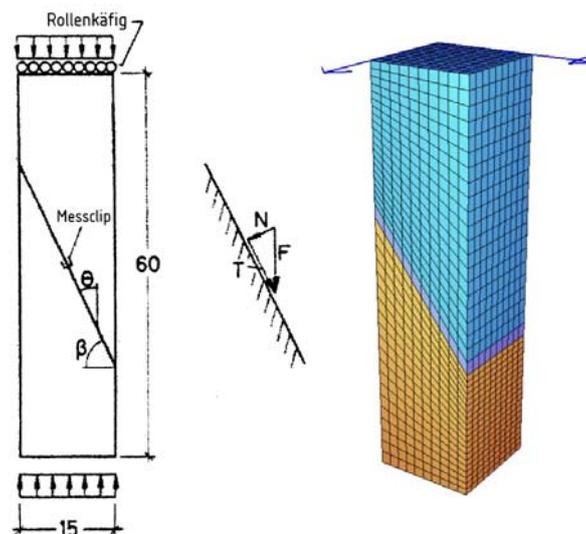


Bild 5.24: Versuchskörper für die Simulation einer kombinierten Druck-Schub-Belastung (links: Versuchsaufbau von Mainz; rechts: FE-Modell für die Versuchsnachrechnung)

Bei einem „optimalen“ Verbund wird im Prinzip immer die einachsiale Druckfestigkeit erreicht. Für eine reduzierte Zugfestigkeit in der Grenzzone fällt die Traglast ab einer gewissen Fugeneigung mehr oder weniger stark ab. Die Zusammenhänge werden in Bild 5.25 veranschaulicht. Die den Berechnungen zugrunde liegenden Materialkenngrößen gehen aus Tabelle 5.3 bzw. der Legende des Diagramms hervor.

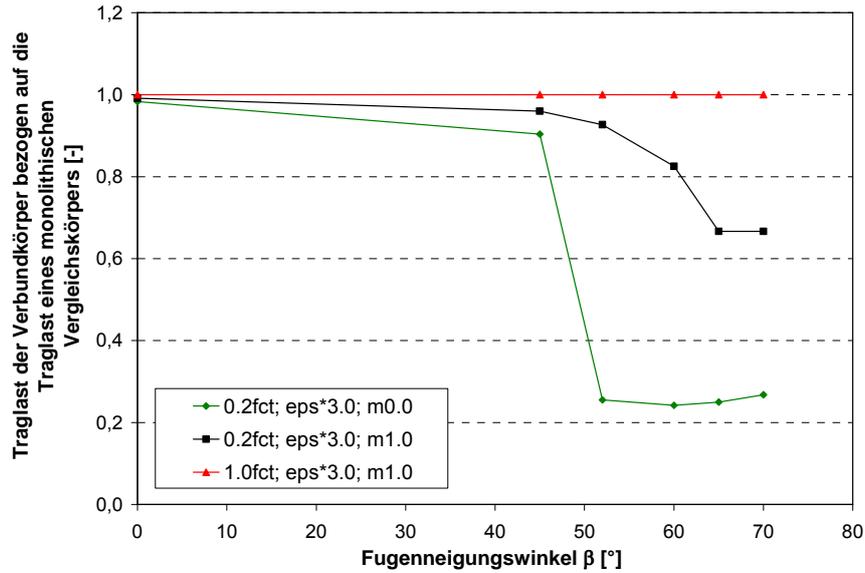


Bild 5.25: Einfluss der Zugfestigkeit in der Fuge und der Fugeneigung auf die Traglast für den in Bild 5.24 dargestellten Versuchsaufbau

Die Ergebnisse der Scherversuche mit und ohne Normkrafteinfluss lassen sich in einem Diagramm zusammenfassen (vgl. Bild 5.26). Die Ergebnispunkte für $\sigma_N = 0$ stammen aus den Berechnungen zum Torsionsversuch. Die restlichen Punkte repräsentieren ausgewählte Ergebnisse für die Versuche mit schräger Fuge (Hinweis: Im Rechenmodell lässt sich eine Zug-Schubbeanspruchung problemlos simulieren). Der Kurvenverlauf erinnert an die Zusammenhänge, die sich aus dem (modifizierten) Materialgesetz nach Mohr und Coulomb ergeben (vgl. [27]). Auf diese Modellvorstellung gehen aktuelle Bemessungsregeln für unbewehrte Fugen zurück.

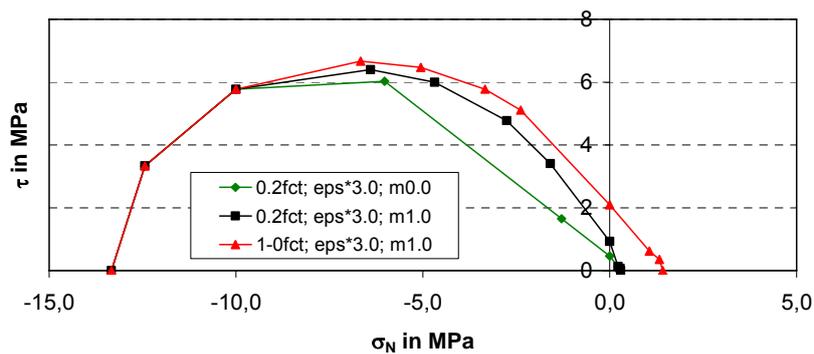


Bild 5.26: Rechnerischer Zusammenhang zwischen der Schubtragfähigkeit und der Normalkraft senkrecht zur Fuge

Im Rahmen der oben erwähnten Diplomarbeit [123] wurden weitere Versuchsaufbauten nachgerechnet. Hier werden nur ausgewählte Ergebnisse vorgestellt. Angaben zu den Versuchsaufbauten und den Rechenmodellen sind Bild 5.27 bis Bild 5.29 zu entnehmen.

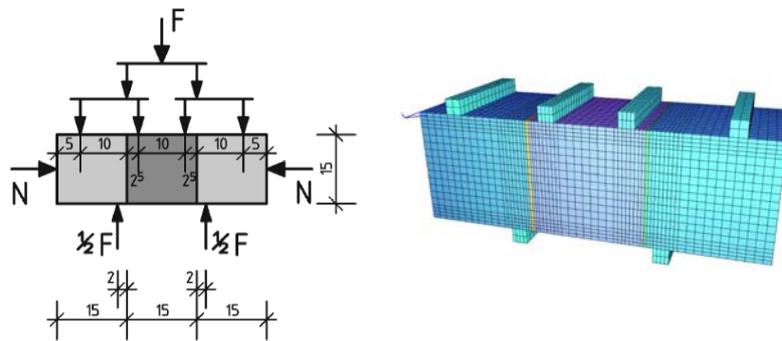


Bild 5.27: Versuchsaufbau von Daschner [38] (Bei den Nachrechnungen wurde der Fall $N = 0$ untersucht; zwei Scherflächen mit jeweils $15 \times 15 \text{ cm}^2$)

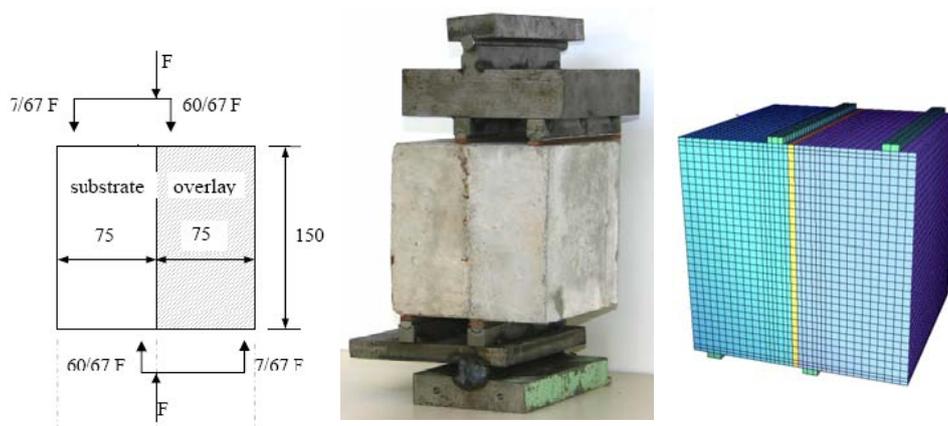


Bild 5.28: Versuchskörper von Beushausen [15] (Scherfläche: $15 \times 15 \text{ cm}^2$)

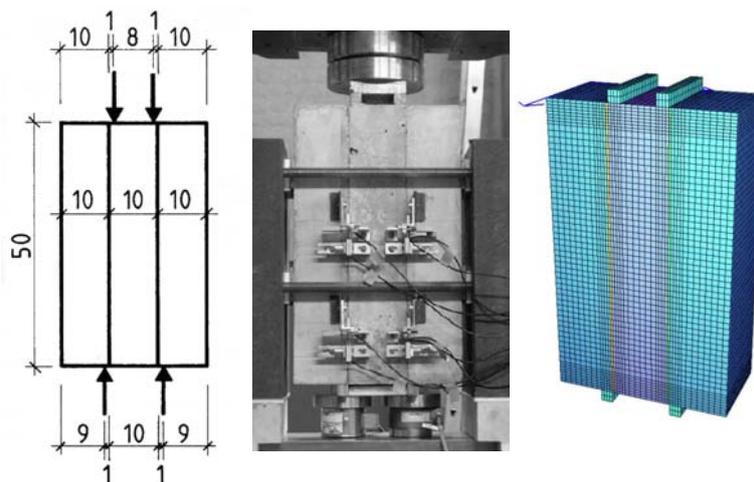


Bild 5.29: Versuchskörper von Reinecke [134] und [189] (2 Scherflächen mit jeweils $50 \times 15 \text{ cm}^2$)

In Bild 5.30 werden die rechnerischen Schubspannungsverteilungen in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton kurz vor dem Versagen der Probekörper für die drei betrachteten Versuchsaufbauten (vgl. Bild 5.27 bis Bild 5.29) dargestellt. Auch wenn den Teilbildern nicht der gleiche Maßstab zugrunde liegt, ist dennoch gut zu erkennen, dass sich die Verläufe der Schubspannungen über die Höhe des Probekörpers bzw. die Höhe der Scherfläche deutlich unterscheiden. Durch Abweichungen zwischen der Soll- und der Istlage der „Lasteinleitungstreifen“ und durch weitere Einflüsse kann es in „realen“ Versuchskörpern zu differierenden Schubspannungsverteilungen kommen.

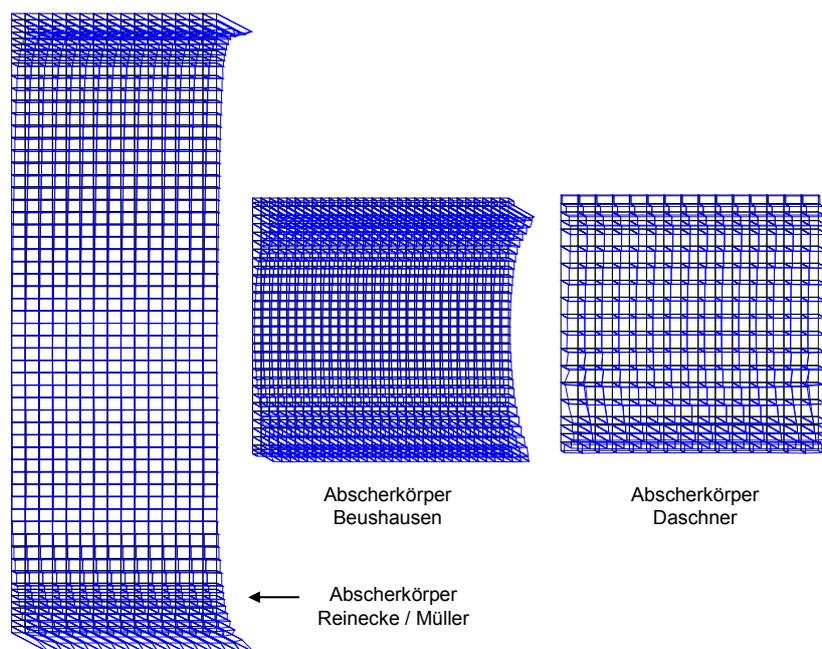


Bild 5.30: Vergleich rechnerischer Schubspannungsverteilungen in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (unmittelbar vor dem „Versagen“ der Probekörper)

Unter der Voraussetzung, dass die gleichen Materialkenngrößen angesetzt werden, ermöglicht der Vergleich der rechnerischen Traglasten eine Abschätzung des Einflusses des Versuchsaufbaus. Nach den in [123] dokumentierten Berechnungen ergaben sich z. B. folgende mittlere Bruchschubspannungen:

$$\tau_{Fuge,m} = \frac{0,5 \cdot F_{Trag}}{A_{Fuge}} = \frac{0,5 \cdot 0,708}{0,075} = 4,7 \text{ MPa (Abscherkörper „Reinecke“; vgl. Bild 5.29)}$$

$$\tau_{Fuge,m} = \frac{0,4 \cdot F_{Trag}}{A_{Fuge}} = \frac{0,4 \cdot 0,3}{0,0225} = 5,3 \text{ MPa (Abscherkörper „Daschner“; vgl. Bild 5.27)}$$

$$\tau_{Fuge,m} = \frac{\frac{53}{67} \cdot F_{Trag}}{A_{Fuge}} = \frac{\frac{53}{67} \cdot 0,164}{0,0225} = 5,8 \text{ MPa (Abscherkörper „Beushausen“; vgl. Bild 5.28)}$$

Die max. Abweichung der mittleren Traglasten für die drei Aufbauten beträgt in dieser Vergleichsstudie 23 %. Es ist davon auszugehen, dass sich etwas andere Werte ergeben, wenn die Modellierung des Materialverhaltens oder die FE-Struktur modifiziert werden. Die Berechnungsergebnisse sollen deutlich machen, dass die Verwendung verschiedener Versuchsaufbauten zur Kalibrierung und Verifikation von Materialmodellen notwendig ist.

Die in dieser Arbeit beschriebenen Balkenversuche sind im Prinzip als Verifikationsversuche anzusehen. Zu überprüfen war, ob sich die an Kleinkörpern erzielten Ergebnisse auf großformatige Bauteile „übertragen“ lassen. Die in Bild 5.31 dargestellte FE-Struktur zeigt einen nachgerechneten Versuchsbalken im verformten Zustand. Die hellen Farben zwischen dem linken Auflager und der Lasteinleitungsstelle deuten auf Risse bzw. Plastifizierungen hin.

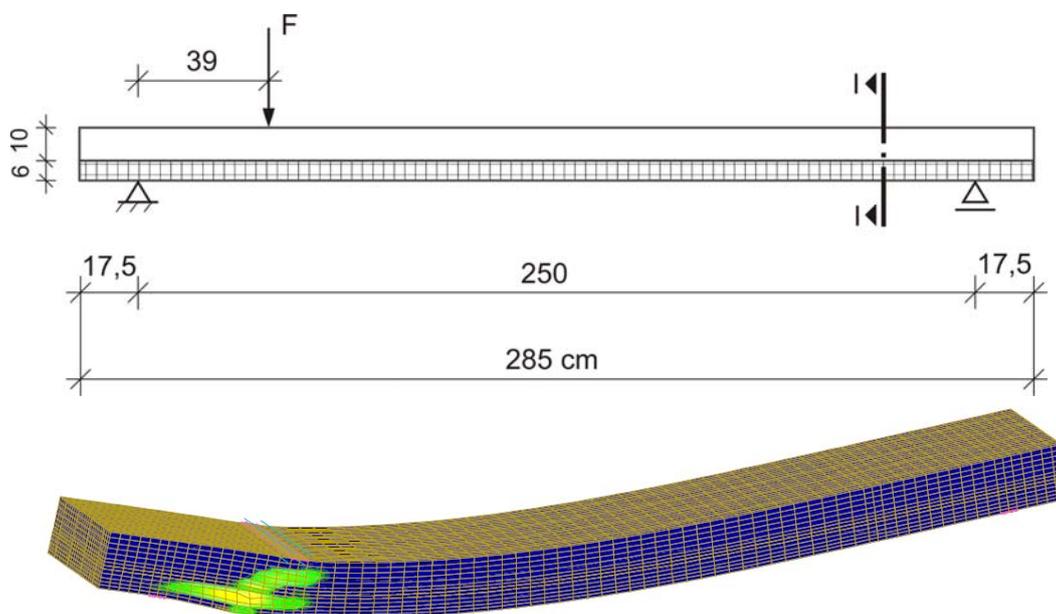


Bild 5.31: Nachrechnung Balkenversuch

In Bild 5.32 ist der rechnerische und der messtechnisch erfasste Zusammenhang zwischen der Kraft F und der Durchbiegung in Feldmitte exemplarisch für einen Verbundbalken dargestellt. Die rechnerische Traglast stimmt sehr gut mit dem im Versuch erreichten Wert überein. Mit der gewählten Modellierung („starrer“ Verbund zwischen Betonstahl und Beton; die Betonstähle wurden diskret eingegeben) und den verwendeten Materialkennwerten (vgl. Tabelle 5.4) wird die tatsächliche Durchbiegung des Balkens nach dem Auftreten der ersten Biegerisse unterschätzt. Mit weiter zunehmender Beanspruchung nähern sich die Kurven allerdings wieder an und sind unmittelbar vor dem Bruch nahezu deckungsgleich. Da bei den Berechnungen die Abschätzung der Traglasten im Vordergrund stand, erschien es in Anbetracht der zufriedenstellenden Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen gerechtfertigt, auf eine wirklichkeitsnähere Modellierung des Betonstahl-Beton-Verbundes zu verzichten. Hinweise zur Modellierung der „Nachgiebigkeit“ des Betonstahl-Beton-Verbundes und zur Berechnung diskreter Rissbreiten zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit finden sich z. B. in [103] und [163].

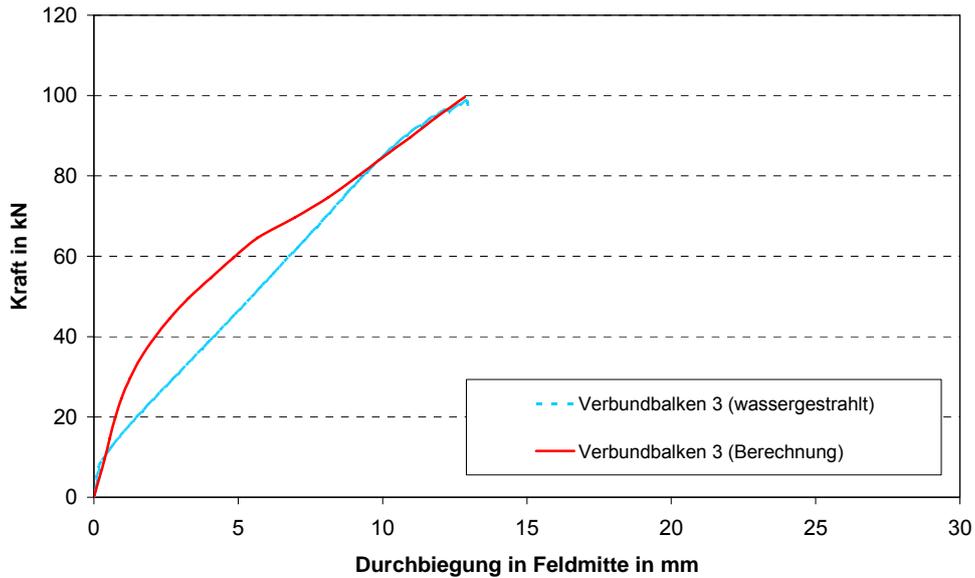


Bild 5.32: Exemplarischer Vergleich zwischen tatsächlicher und rechnerischer Kraft-Durchbiegungsbeziehung (Verbundbalken 3)

Tabelle 5.4: Zusammenstellung der verwendeten Materialkenngrößen (Verbundbalken 3)

Parameter	Altbeton	Grenzzone	Neubeton	Betonstahl
E-Modul [MPa]	26900	26900	31100	200000
Querdehnzahl [-]	0,2	0,2	0,2	0,2
Streckgrenze [MPa]	-	-	-	550
Zugfestigkeit [MPa]	2,28	2,28	3,15 ¹⁾	
Druckfestigkeit [MPa]	42,9	42,9	43,0	
P1 = P4 ²⁾	239247	239247	146251	
P2 ²⁾	1,0	1,0	1,0	
Verfestigungsmodul	-	-	-	100 ³⁾
P6 ³⁾	3,0	3,0	3,0	

¹⁾ Mittelwert der Mischung M3-3 aus Tabelle 9.14

²⁾ vgl. Erläuterungen zu Tabelle 5.3

³⁾ Die Kenngröße ϵ^* für das Nachbruchverhalten [%]

Die Ergebnisse der in der Einleitung beschriebenen Simulationsberechnungen wurden mit der oben beschriebenen Modellierungsstrategie erzielt („starrer“ Verbund zwischen Beton und Betonstahl). Weitere Erläuterungen hierzu und ergänzende Betrachtungen zum Tragverhalten bewehrter Fugen finden sich in Kapitel 6.

5.3.3 Nachrechnung des Reißrahmenversuchs

In Abschnitt 4.1.8 wurden die Ergebnisse des Reißrahmenversuchs zusammen mit den Ergebnissen der begleitenden Versuche vorgestellt (Temperaturdehnungskoeffizient und Festigkeitsentwicklung). Im Folgenden soll angedeutet werden, wie die Aussagekraft des Reißrahmenversuchs durch ergänzende Berechnungen erhöht werden kann. Im konkreten Fall sollen Aussagen zu den viskoelastischen Eigenschaften des bei den Balkenversuchen verwendeten Ergänzungsbetons (Mischung M3; Teilprojekt 3) ermöglicht werden. Das gewählte Rechenmodell ist in Bild 5.33 zu erkennen.

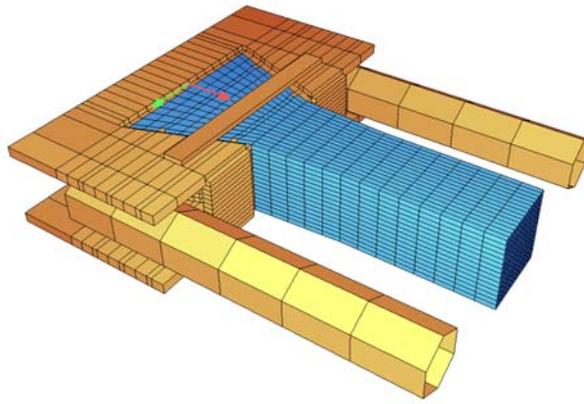


Bild 5.33: FE-Modell zur Nachrechnung des Reißrahmensversuchs (aufgrund der Symmetrie des Rahmens ist die Betrachtung einer Hälfte ausreichend; die Abmessungen des Reißrahmens werden z. B. in [21] angegeben)

Im Versuch wurde die zweite Nullspannungstemperatur T_{N2} nach 28 h (=Betonalter) erreicht. Durch den weiteren Abfluss der Hydrationswärme und den nach 96 h gestarteten „künstlichen“ Abkühlvorgang wuchsen die Betonzugspannungen bis zur Rissbildung an. Der zeitliche Verlauf der Betonzugspannung im Reißrahmen geht aus Bild 5.34 hervor. Der Unterschied zwischen den mit dem FE-Modell berechneten und den tatsächlichen Betonzugspannungen hängt mit den gewählten Rechenannahmen zusammen.

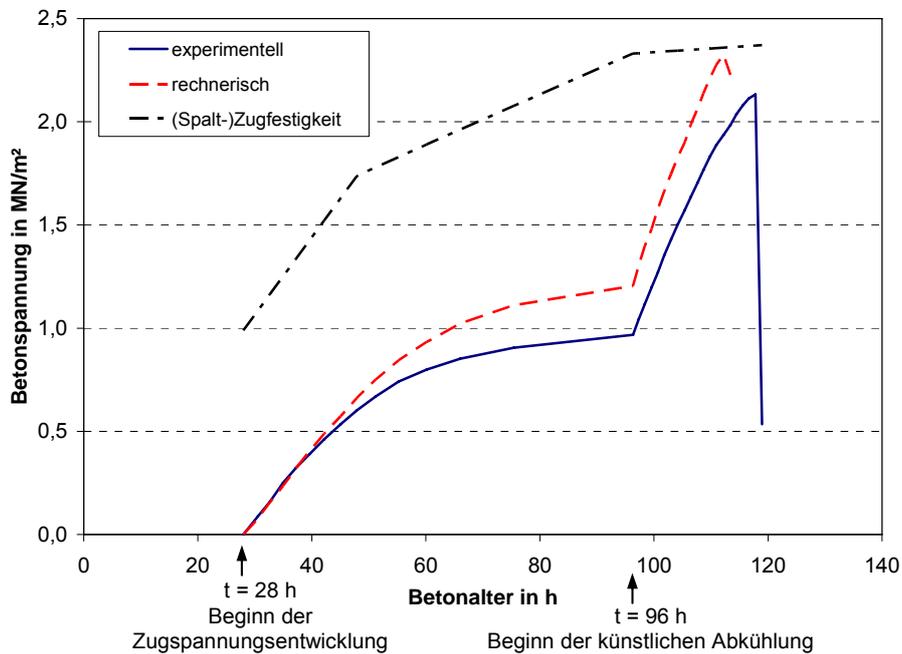


Bild 5.34: Zeitliche Entwicklung der Betonzugspannung im Reißrahmen: Vergleich zwischen Versuch und FE-Berechnung (ohne Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften) (mit dargestellt: zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit basierend auf den in Abschnitt 4.1.8 dokumentierten Spaltzugversuchen)

Um die Entwicklung der Festigkeitseigenschaften (z. B. E-Modul) berücksichtigen zu können, wurde die FE-Berechnung in Zeitabschnitten durchgeführt. Die Materialkennwerte jedes Abschnitts wurden anhand der experimentell bestimmten Festigkeitswerte (vgl. Tabelle 4.22) hergeleitet. Innerhalb eines Zeitabschnitts veränderte sich die in der Mitte des Reißrahmens gemessene Temperatur um 1 K. Der Unterschied zwischen den berechneten und den tatsächlichen Betonzugspannungen ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass die in Bild 2.7 aufgezeigte Abhängigkeit des Zugtragverhaltens von der Dehnrates nicht berücksichtigt wurde. Wie aus Bild 5.35 hervorgeht, variierte die im Versuch vorhandene Dehnrates zwischen $1,8 \cdot 10^{-9}$ (künstliche Abkühlung) und $9,0 \cdot 10^{-11}$ 1/s. Mit abnehmender Dehnrates fällt der „effektive“ E-Modul zunehmend kleiner aus. Der größte relative Unterschied zwischen berechneter und tatsächlicher Zugspannung ergab sich für den Zeitabschnitt mit der kleinsten Dehnrates (siehe Verlauf der roten Linie in Bild 5.35).

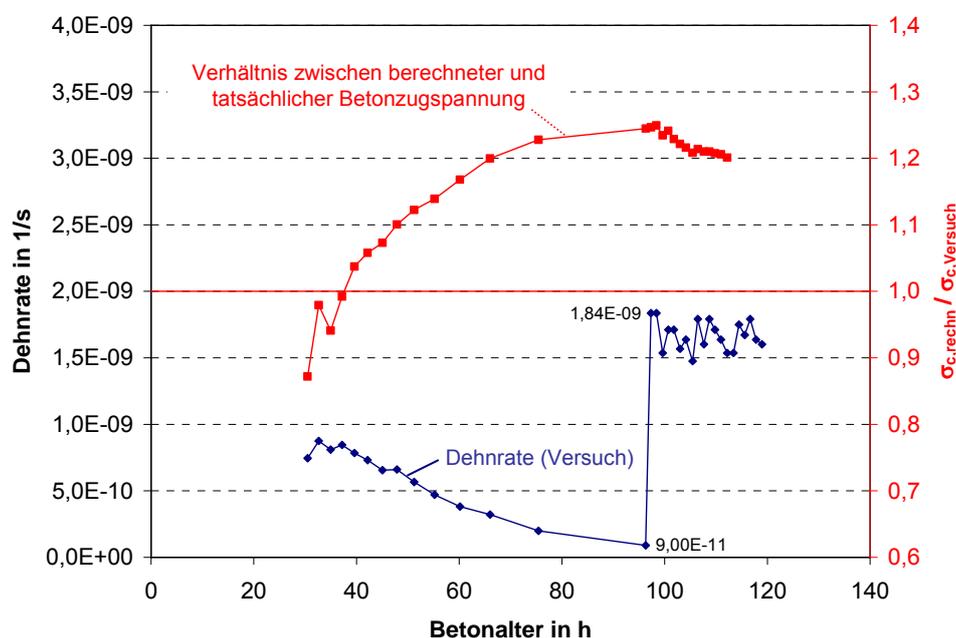


Bild 5.35: Zeitliche Entwicklung der Dehnrates während des Reißrahmenversuchs und Verhältniswerte zwischen berechneten (ohne Berücksichtigung der viskoelastischen Eigenschaften) und tatsächlichen Betonzugspannungen

Die Tatsache, dass die berechneten Zugspannungen in den ersten vier Zeitabschnitten etwas kleiner ausfielen als die tatsächlichen Werte ($\sigma_{c,rechn} / \sigma_{c,Versuch} < 1,0$, siehe Bild 5.35) lässt erahnen, dass die exakte Quantifizierung der viskoelastischen Eigenschaften (z. B. Ermittlung von Kriech- bzw. Relaxationskoeffizienten) basierend auf den vorhandenen Ergebnissen nicht ohne Weiteres möglich ist. Folgende Punkte erschweren die „wirklichkeitsnahe“ Auswertung:

- Der E-Modul des Betons wurde an separat hergestellten Betonzylindern ($h = 300$ mm; $\varnothing = 150$ mm) für ein Betonalter von 1, 2, 4, 7 und 28 Tagen ermittelt (Belastungsgeschwindigkeit gemäß DIN 1048-5 (06.1991)). Für die Berechnung der dazwischen liegenden Werte sind Annahmen zu treffen. Die vorgenommene lineare

Interpolation trug möglicherweise dazu bei, dass in den ersten Zeitabschnitten der vorhandene E-Modul unterschätzt wurde. Unter anderem aufgrund der unterschiedlichen Erhärtungstemperaturen (Reißrahmen wärmedämmt) liefern die Messungen an den Betonzylindern nur Anhaltspunkte für die E-Modul-Entwicklung des Betons im Reißrahmen. Dies gilt im Übrigen auch für die Entwicklung der Zug- und Druckfestigkeit. Hinzu kommt, dass die ermittelte Spaltzugfestigkeit in der Regel etwas größer ausfällt als die zentrische Zugfestigkeit. Der Abfall der Zugfestigkeit infolge der vergleichsweise langsamen Belastungsgeschwindigkeit lässt sich daher nicht zielsicher abschätzen. Das Verhältnis zwischen der tatsächlichen Bruchspannung im Reißrahmen und der zum Risszeitpunkt „theoretisch“ vorhandenen Spaltzugfestigkeit betrug im vorliegenden Fall 0,9.

- Während des Reißrahmenversuchs wurde die Betontemperatur in der Mitte und im Bereich einer Querschnittsaufweitung gemessen (vgl. Bild 5.36). Die unterschiedliche Temperaturverteilung (vgl. Bild 5.37) ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass sich an den Seitenflächen der Querschnittsaufweitung keine Wärmedämmung befand. In den Berechnungen wurde der Temperaturunterschied näherungsweise berücksichtigt. In Bild 5.36 ist die je Zeitabschnitt angenommene Temperaturverteilung dargestellt.
- Die Volumenkontraktion des Betons, die aufgrund der Verformungsbehinderung zur Entwicklung von Zugspannungen führte, wurde im Rechenmodell ausschließlich durch die Abkühlung des Betons hervorgerufen (mit $\alpha_T = 7,8 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K} = \text{konstant}$; vgl. Abschnitt 4.1.8). Der Zeitunterschied zwischen dem Auftreten der maximalen Druckspannung ($t = 18 \text{ h}$) und der maximalen Temperatur ($t = 20,6 \text{ h}$; vgl. Tabelle 4.21) lässt darauf schließen, dass trotz des vergleichsweise hohen w/z -Wertes (0,57) auch autogene Schwindvorgänge zur Erhöhung der Betonzugspannungen beigetragen haben. Mit den vorhandenen Messdaten lässt sich dieser Anteil jedoch nicht quantifizieren.

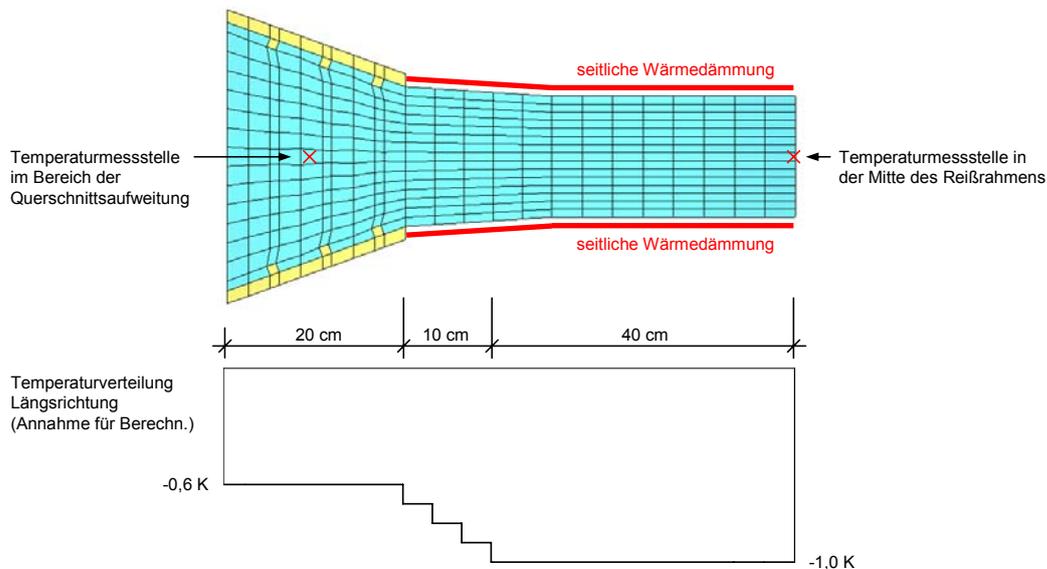


Bild 5.36: Angenommene Temperaturverteilung in Längsrichtung je Zeitabschnitt für die FE-Berechnung (+ Lage der Temperaturmessstellen im Reißrahmen)

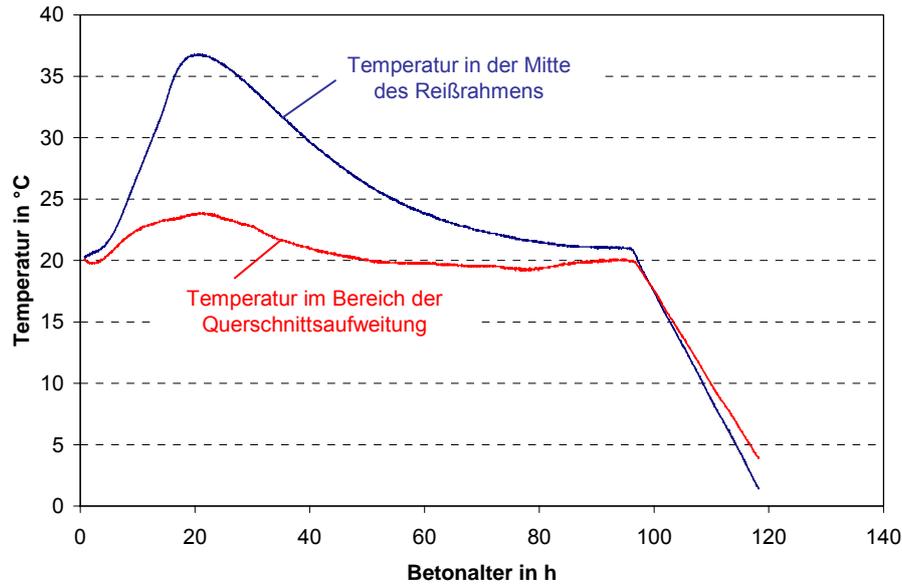


Bild 5.37: Temperaturverlauf in der Mitte des Reißrahmens und im Bereich der Querschnittsaufweitung

Die Ergebnisse des Reißrahmenversuchs bieten in Kombination mit den Resultaten der FE-Berechnung Vergleichsmöglichkeiten und Anknüpfungspunkte für weiterführende Untersuchungen. Fundierte Aussagen zu den viskoelastischen Eigenschaften junger Betone sind z. B. durch den Einsatz so genannter „Temperature-Stress-Testing-Machines“ (TSTM) möglich (siehe z. B. [84], [69]).

5.3.4 Zwangsspannungen (ungleiches Schwinden)

Durch die kleinen Abmessungen der Verbundplatten für die Spaltzugversuche und die gewählten Lagerungsbedingungen (vgl. Abschnitt 4.1.1) sollten Zwangsspannungen, die durch den Abfluss der Hydratationswärme und das ungleiche Trocknungsschwinden des Alt- und Neubetons entstehen können, weitgehend vermieden werden. Die Fotos der Bruchflächen in Bild 4.26 und Bild 4.27 machen jedoch deutlich, dass in manchen Verbundplatten schon während der 28-tägigen Lagerung Schädigungen im Bereich der Grenzzone auftraten. Es handelte sich dabei um Probekörper, deren Neubetonergänzung aus sehr hochfesten Betonen bestand (C120 bzw. C150). Angesichts der Zusammensetzung dieser Betone (sehr kleine w/b-Werte) ist davon auszugehen, dass die mit der „Selbstaustrocknung“ verbundene Volumenkontraktion bereits zu einem frühen Zeitpunkt zu Zwangsspannungen und letztlich zu Schädigungen in dem Verbundbauteil führten. Der Schädigungsfortschritt wird entscheidend von der Gefügestruktur des Betons beeinflusst. In makroskopischen Rechenmodellen lässt sich dieser Einfluss näherungsweise mithilfe der so genannten „Bruchenergie“ erfassen. Die Auswirkungen unterschiedlicher Bruchenergien in der Grenzzone der Verbundplatten auf den Rissfortschritt wurden rechnerisch untersucht. In Bild 5.38 sind verformte Verbundplatten (Aufbau: oben: Neubeton; Mitte: Grenzzone; unten: Altbeton) und die zugehörigen Spannungsverteilungen in der Grenzzone zu erkennen.

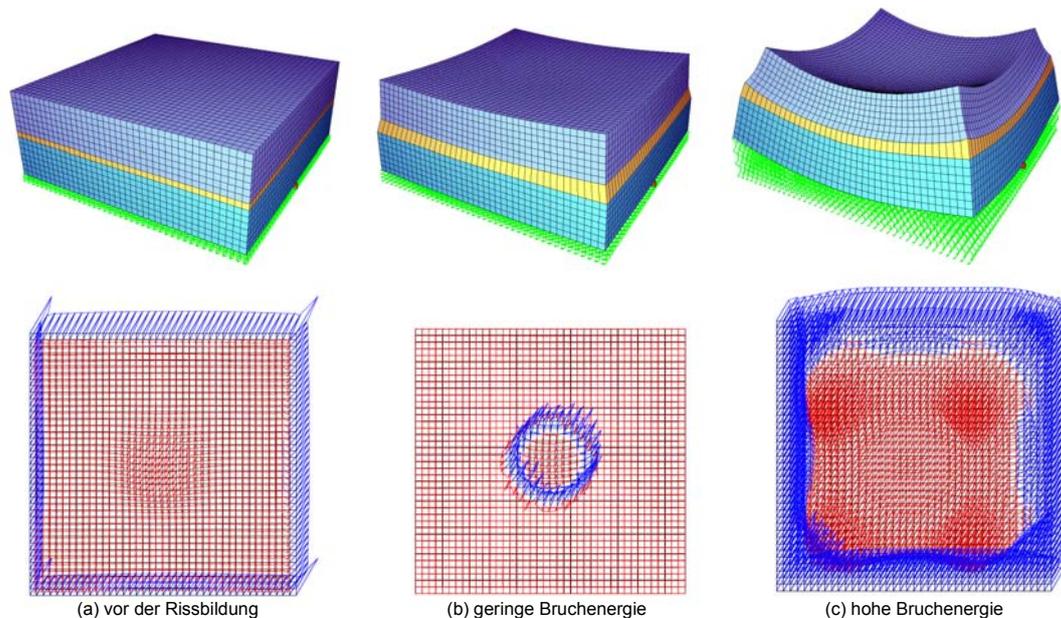


Bild 5.38: Oben: durch Volumenkontraktion des Neubetons verformte Verbundplatten (Abmessungen der Verbundplatten: siehe Bild 3.3, gelb = Grenzzone ($h_{Gr} = 1$ cm), oberhalb der Grenzzone: Neubeton); unten: zugehörige Spannungsverteilungen in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (Normalspannungen senkrecht zur Fuge; Farbuordnung: Zugspannungen blau, Druckspannungen rot)

Die Verformungen der im Rechenmodell auf Federn (nur Druckkräfte) gebetteten Verbundplatten wurden durch deren Eigengewicht und die kontinuierlich zunehmende Volumenkontraktion des Neubetons hervorgerufen. Die rechnerische Spannungsverteilung in der ungerissenen Grenzzone ist in Teilbild (a) (Bild 5.38) dargestellt. In dem gewählten makroskopischen Rechenmodell sind demnach nur in einem schmalen Randstreifen Zugspannungen senkrecht zur Fuge vorhanden. Die fortschreitende Volumenkontraktion führt zu einem Anwachsen dieser Zugspannungen und letztlich zur Rissbildung. Falls die Grenzzone eine „geringe Bruchenergie“ aufweist (hier: $\epsilon^* = 0,1$), kommt es zu einem schlagartigen Aufreißen der Fuge. Im Beispielsystem (vgl. Teilbild (b) in Bild 5.38) verbleibt nur ein kleiner ungerissener Bereich in der Mitte der Grenzzone. Im Fall einer „hohen Bruchenergie“ ($\epsilon^* = 3,0$) befindet sich die Rissfront selbst bei einer deutlich größeren Volumenkontraktion des Neubetons noch im Randbereich der Grenzfläche zwischen Alt- und Neubeton (vgl. Teilbild (c) in Bild 5.38). Es ist möglich, dass differierende „Bruchenergien“ dazu beigetragen haben, dass die in Bild 4.26 und Bild 4.27 erkennbaren Schädigungen im Bereich der Grenzzone in unterschiedlicher Größenordnung auftraten.

Aus den bereits zitierten Untersuchungen von Trausch [165] geht hervor, dass die Bruchenergie in der Grenzzone u. a. von der Fugenrauheit beeinflusst wird (siehe auch [166], [168]). Die Bruchenergie nimmt mit zunehmender Fugenrauheit tendenziell zu.

Die Ausführungen dieses Abschnittes dienen der Interpretation der Ergebnisse und der Bruchbilder der Spaltzugversuche. Für die Beurteilung des Tragverhaltens nachträglich ergänzter Betonbauteile müssen zahlreiche Aspekte in Betracht gezogen werden.

6 Beurteilung der Ergebnisse

Zur Beantwortung der in Kapitel 2 und 3 aufgelisteten Fragen werden im Folgenden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen zusammengeführt. Die Beurteilung der Ergebnisse erfolgt mit folgenden Zielsetzungen:

- Herausarbeitung der baupraktischen Bedeutung der gewonnenen Erkenntnisse
- Schaffung einer Ausgangsbasis für weiterführende Untersuchungen durch die Benennung nicht untersuchter Einflussgrößen und die Identifikation offengebliebener Fragestellungen

6.1 Synthese

Den Ausgangspunkt für die im Rahmen dieser Arbeit dokumentierten Untersuchungen bildeten die Ergebnisse der in Abschnitt 2.4 zusammengefassten Untersuchungen zum Ermüdungstragverhalten unbewehrter Betonfugen. Beim Vergleich zwischen Bemessungs- und Versuchsergebnissen zeigte sich keine befriedigende Übereinstimmung. Insbesondere für die Probekörper, bei denen der Ergänzungsbeton aus hochfestem Beton bestand, offenbarten sich große Sicherheiten. Mit den vorhandenen Versuchsergebnissen konnte unter anderem die nachstehende Frage nicht beantwortet werden:

- Welche Mechanismen bzw. Stoffe sind dafür verantwortlich, dass bei Probekörpern mit Ergänzungen aus hochfestem Beton sehr hohe Verbundfestigkeiten erzielt werden können?

Zur Klärung dieser Frage wurden makroskopische Spaltzugversuche an Verbundkörpern mit unterschiedlichen Alt- und Neubetonrezepturen und ergänzende Untersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die vergleichsweise hohen Verbundfestigkeiten im Wesentlichen auf zwei „Mechanismen“ zurückzuführen sind:

- Die Porosität in der Übergangszone (ITZ) kann aufgrund des niedrigen w/b-Wertes der hochfesten Ergänzungsbetone und der großen Anzahl an feinkörnigen Bindemittelbestandteilen geringer ausfallen als bei Normalbetonen (vgl. Abschnitt 5.1.1). Gemäß den in Tabelle 5.2 angegebenen Werten für eine Hydrationsdauer von 28 d fällt die maximale Porosität im Bereich der Grenzzone für die C100-Mischung (M-12) mit ca. 21 % deutlich kleiner aus als für die Normalbetonmischung M-6 bzw. M-7 mit ca. 55 %. Aus den z. B. von Neville [124] dokumentierten Zusammenhängen zwischen der Porosität und den Festigkeitseigenschaften von Zementleimen und Betonen ergibt sich folgende vereinfachende Schlussfolgerung: Die geringere Porosität führt zu höheren Festigkeiten. In Anbetracht der Tatsache, dass die Festigkeit nicht nur von der Porosität abhängt, ist diese Aussage allerdings nicht allgemeingültig (siehe Hinweise in Abschnitt 6.2). Die Versuche mit sehr

hochfesten Betonen (vgl. Teilprojekt 2 in Abschnitt 4.1.6) deuten darauf hin, dass sich die Verbundfestigkeiten nicht (ohne Weiteres) beliebig steigern lassen. Schon vor der Durchführung der Spaltzugversuche traten Schädigungen im Bereich der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton auf (vgl. Bild 4.26 und Bild 4.27). Wie in Abschnitt 5.3.4 erläutert, können diese Schädigungen (Risse) möglicherweise auf Zwangsspannungen zurückgeführt werden, die durch das autogene Schwinden des Neubetons (niedrige w/b-Werte!) und die im Verbundbauteil vorhandene Verformungsbehinderung entstanden sind.

- Die Zugabe eines „hochwirksamen“ Fließmittels wirkt sich positiv auf die Hafteigenschaften des Ergänzungsbetons aus. Die Beobachtungen, die zu dieser Schlussfolgerung führten, und Erklärungsversuche werden im Folgenden zusammengefasst.

Der positive Effekt der Fließmittelzugabe im Ergänzungsbeton im Hinblick auf die erzielbare Verbundfestigkeit wurde insbesondere durch die Vergleichsstudie im ersten Teilprojekt deutlich. Wie aus Bild 4.17 und den Erläuterungen in Abschnitt 4.1.6 hervorgeht, führte die Zugabe eines Fließmittels (Wirkstoff: β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat) im normalfesten Ergänzungsbeton dazu, dass die mittleren Spaltzugfestigkeiten der Verbundkörper teilweise um über 40 % größer ausfielen als bei den Probekörpern ohne Fließmittel im Ergänzungsbeton. Generelle Tendenzen lassen sich anhand der Darstellung in Bild 6.1 erläutern: Verbundkörper, deren Ergänzungsbetone Fließmittel enthielten, erreichten schon bei relativ schwach aufgerauter Fugenoberfläche nahezu die Festigkeit monolithischer Vergleichskörper. Ohne Fließmittel im Ergänzungsbeton fielen die mittleren Verbundfestigkeiten bei vergleichbarer Rauheit deutlich kleiner aus. Die für den Vergleich zugrunde gelegten Zugfestigkeiten der monolithischen Vergleichskörper gehen aus Tabelle 6.1 hervor. Die Altbetonoberflächen wurden in den dargestellten Fällen vor dem Aufbringen des Neubetons angefeuchtet.

Die niedrigen Verbundfestigkeiten der Probekörper mit geglätteter Fugenoberfläche sind zumindest bei den Probekörpern, deren Ergänzungsbeton ein Fließmittel enthielt, auf die wenig tragfähige obere Schicht der Altbetonkörper zurückzuführen. Diese Schlussfolgerung ergibt sich aus der Betrachtung der Bruchflächen: Die oberste Altbetonschicht blieb z. B. bei den in Bild 4.23 dargestellten Reststücken nahezu vollständig am Neubeton haften.

Tabelle 6.1: Zusammenstellung der für Bild 6.1 relevanten Zugfestigkeiten des Alt- bzw. Neubetons (minimale Zugfestigkeit der monolithischen Vergleichskörper)

1	2	3	4	5	6	7
Altbeton	Mischung	M-1	M-1	M-3	M-4	M-5
	$f_{ctm, spl, cube, 28d}$ [MPa] ¹⁾	2,70	2,70	3,90	4,10	5,35
	$f_{ct, spl, cube, 56d}$ [MPa] ²⁾	2,85	2,85	4,05	4,25	5,55
	s [-] ³⁾	0,35	0,35	0,25	0,25	0,25
Neubeton	Mischung	M-6	M-7	M-10	M-11	M-12
	$f_{ctm, spl, cube, 28d}$ [MPa] ¹⁾	2,50	3,15	4,30	4,00	5,20
	$f_{ctm, spl, cyl, 28d}$ [MPa] ⁴⁾	2,90	2,95	5,10	4,65	5,10
	Mittelwert (cube, cyl)	2,70	3,05	4,70	4,33	5,15
Vergleichszugfestigkeit (monol.)	2,70	2,85	4,05	4,25	5,15	

¹⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugversuchen (Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ Rechn. Abschätzung nach [29]: $f_{ct, 56d} = f_{ct, 28d} \cdot (\exp(s \cdot (1 - (28/56)^{0,5})))^{0,5}$

³⁾ Beiwert für rechn. Abschätzung (vgl. Fußnote 2)

⁴⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugversuchen (Zylinder mit $\varnothing=150$ mm und $h=300$ mm)

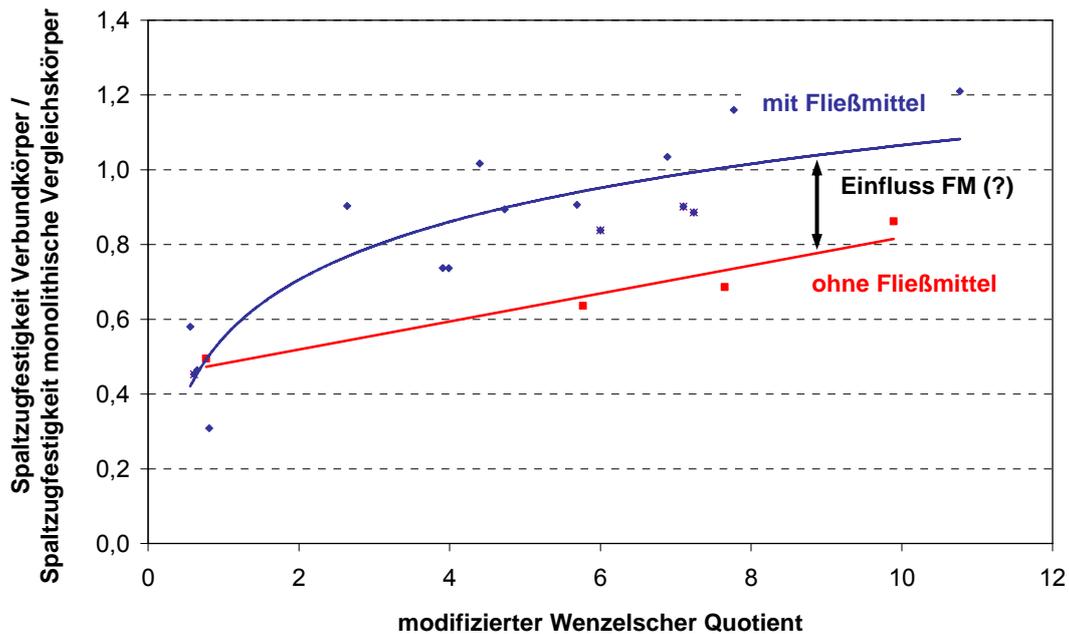


Bild 6.1: Einfluss der Oberflächenrauheit und der Zusammensetzung des Neubetons auf die Spaltzugfestigkeit. Unterscheidung: (1) kein Fließmittel im Neubeton (rot); (2) Fließmittel im Neubeton (blau)

Durch die Versuche des dritten Teilprojektes konnte der oben beschriebene „Trend“ bestätigt werden: Die Verbundkörper erreichten bei recht unterschiedlicher Fugenvorbehandlung (vgl. Tabelle 6.2) fast alle die (maßgebende) Spaltzugfestigkeit der monolithischen Probekörper. Der Ergänzungsbeton wies die gleiche Zusammensetzung auf wie die Mischung M-7 des ersten Teilprojektes. Er enthielt demnach auch das gleiche Fließmittel. Die Streuungen fielen vergleichsweise gering aus und lagen in der Größenordnung der monolithischen Körper. Ein Festigkeitsabfall (um ca. 20 % gegenüber $f_{ctm,min}$) war lediglich bei den Probekörpern mit unbehauelter, wassergesättigter Fugenoberfläche (M3-2) zu beobachten.

Tabelle 6.2: Teilprojekt 3: Vergleich der Spaltzugfestigkeiten der Verbundprobekörper und der monolithischen Probekörper

	$f_{ctm,spl}$ [MPa]	s ³⁾	Fugenoberfläche	Feuchte (Altβ.)	$f_{ctm,spl,V} / f_{ctm,min}$ ⁴⁾
M3-1	2,56 ¹⁾	0,19	rüttelrau	luftgetrocknet	112 %
M3-2	1,87 ¹⁾	0,19	rüttelrau	wassergesättigt	82 %
M3-3	2,79 ¹⁾	0,23	Stahlrechen	luftgetrocknet	122 %
M3-4	2,92 ¹⁾	0,24	Stahlrechen	wassergesättigt	128 %
M3-5	2,72 ¹⁾	0,18	wassergestrahlt	luftgetrocknet	119 %
M3-6	2,60 ¹⁾	0,08	wassergestrahlt	wassergesättigt	114 %
Altβeton (28d)	2,13 ²⁾	0,18	→ maßgebend für den Vergleich: $f_{ctm,min} = 2,28$ MPa		
Altβeton (56d)	2,28 ²⁾	0,06			
Neubeton (28d)	2,93 ²⁾	0,10			

¹⁾ Mittelwert aus vier Spaltzugversuchen (Verbundwürfel mit 150 mm Kantenlänge)

²⁾ Mittelwert aus drei Spaltzugversuchen (monolithische Würfel mit 150 mm Kantenlänge)

³⁾ Standardabweichung nach [81]

⁴⁾ Spaltzugfestigkeit d. Verbundkörper / maßg. Spaltzugfestigkeit d. monolithischen Vergleichskörper

Auf der Suche nach möglichen Erklärungen für das gute Verbundverhalten von Ergänzungsbetonen mit Fließmitteln wurden verschiedene Wege besprochen. Die bisherigen Erklärungsansätze lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Weniger Lufteinschlüsse im Bereich der Grenzzone durch eine verbesserte Verdichtbarkeit (insbesondere verbesserte „Entlüftung“)
- Vergrößerte Kontaktfläche durch verbesserte Benetzungseigenschaften (geringere Oberflächenspannung)
- Geringere Porosität in der Grenzzone durch eine verbesserte Verteilung der Bindemittelbestandteile

Die Überlegungen zum Einfluss der verbesserten Verdichtbarkeit basieren auf einfachen rheologischen Modellvorstellungen. Wie in Abschnitt 3.2.2 erläutert, verringert sich die Widerstandskraft F_w , die eine Luftblase am Aufsteigen hindert, mit abnehmender Fließgrenze des Frischbetons (Annahme: Die Fließeigenschaften des Frischbetons lassen sich mit dem Bingham-Modell beschreiben). Mithilfe rheologischer Untersuchungen konnte aufgezeigt werden, dass sich die (technische) Fließgrenze durch die Fließmittelzugabe verringert (vgl. Abschnitt 4.2.3). Zur Abschätzung des Einflusses der veränderten Entlüftungsfähigkeit des Neubetons auf den Haftverbund wurden die Luftporengehalte ausgewählter Verbundprobekörper ermittelt (unter Berücksichtigung „makroskopischer“ Poren; vgl. Abschnitte 4.2.1 und 4.2.2) und die Abminderung der Traglast für unterschiedliche Porengehalte mithilfe einfacher FE-Modelle berechnet (vgl. Abschnitt 5.2.1). In den Berechnungen wurde der Einfluss der Bruchenergie näherungsweise berücksichtigt. Selbst bei stark verringerter Bruchenergie und unsymmetrischer Anordnung der Poren betrug der relative Traglastabfall für die berücksichtigten Porengehalte nicht mehr als 5 %. Es sei ausdrücklich betont, dass sich der tatsächliche Einfluss größerer Luftporen mit den durchgeführten Berechnungen nur grob abschätzen lässt. Die Ergebnisse lassen dennoch darauf schließen, dass die verbesserte Verdichtbarkeit nicht die einzige Erklärung für die hohen, oben dokumentierten Verbundfestigkeiten sein kann.

Aus den in Abschnitt 2.1 erwähnten naturwissenschaftlichen Modellvorstellungen zur Adhäsion lässt sich ableiten, dass die Oberflächenspannung des Neubetons die Größe der Kontaktfläche und damit des Haftverbundes beeinflussen kann. Eine geringere OFS führt – vereinfacht formuliert – dazu, dass zur Vergrößerung der Oberfläche weniger Arbeit aufgewendet werden muss. Bei den in Abschnitt 4.3.2 dokumentierten Messungen wiesen die Filtrate (Porenlösungen) von Zementleimen, die Fließmittel enthielten, eine geringere OFS auf als die Vergleichsmischungen ohne FM-Zugabe. Die Absenkung der OFS betrug im Fall der Mischung „M-7L_FM8,0“ 8 % gegenüber der Mischung „M-7L_FM0“ (kein FM). Die Ergebnisse der Zetapotenzialmessungen lassen darauf schließen, dass bei dem vorhandenen Verhältnis zwischen der Masse der Feststoffbestandteile des Fließmittels (Wirkstoff: β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat) und der Masse des Zementes ($m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{CEM}} = 0,272$ %) nicht alle Fließmittelbestandteile an den Oberflächen der Zementpartikel adsorbierten (Anmerkung: Ab einem Massenverhältnis $m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{CEM}} > 0,15$ % wurde keine Änderung des Zetapotenzials mehr festgestellt). Die Betonmischung M-7 wies folgenden Verhältniswert auf: $m_{\text{FM(Feststoff)}}/m_{\text{CEM}} = 0,525$ %. Die Oberflächenspannung der Porenlösung des Frischbetons wurde nicht bestimmt. Unabhängig davon ist es mit den vorhandenen Daten nicht möglich, einen quantitativen Zusammenhang zwischen der OFS und dem Haftverbund herzustellen. Es ist z. B. nicht auszuschließen, dass die Effekte, die

auf unterschiedliche Oberflächenspannungen zurückzuführen sind (Annahme: Die Porenlösung der Betonmischung M-6 wies eine höhere OFS auf als die Porenlösung der Mischung M-7), durch eine abweichende Verdichtungsdauer „ausgeglichen“ oder „verstärkt“ wurden (Anmerkung: Die Verdichtung der Probekörper für die Spaltzugversuche wurde immer von demselben Personal und mit demselben Flaschenrüttler durchgeführt. Dennoch können gewisse Unterschiede hinsichtlich der eingebrachten Verdichtungsenergie nicht ausgeschlossen werden.). Ergänzende Überlegungen zum Einfluss einer veränderten OFS der Porenlösung folgen weiter unten.

Ein weiterer Erklärungsversuch für den verbundfestigkeitssteigernden Effekt der FM-Zugabe im Ergänzungsbeton geht auf die Beobachtung zurück, dass Fließmittel die Neigung der Zementpartikel zur Agglomeratbildung abschwächen können (siehe z. B. [125]). Der Effekt einer modifizierten Verteilung der Zementpartikel wurde mithilfe des CEMHYD3D-Programms untersucht. Aus der Darstellung in Bild 5.12 und den zugehörigen Erläuterungen (siehe Abschnitt 5.1.1) geht hervor, dass der Einfluss der „Partikelverteilung“ insbesondere bei den Systemen eine Rolle spielt, bei denen die Grenzfläche (Altbetonoberfläche) größere Poren oder Vertiefungen aufweist. Der minimale Feststoffanteil in Schnitten parallel zur Grenzfläche nimmt mit größer werdender „Porenöffnung“ zu, falls die Partikel nahezu beliebig im virtuellen Würfel verteilt werden können (Mindestpartikelabstand $d_{\min} = 0$). Bei Vergleichssystemen mit einem vorgegebenen Mindestpartikelabstand von $d_{\min} = 2 \mu\text{m}$ veränderte sich der Feststoffanteil nur unwesentlich: Der kleinste in den Schnitten parallel zur Grenzfläche vorhandene Feststoffanteil fiel nahezu unabhängig von der Porenöffnung um 20 % kleiner aus als der minimale Feststoffanteil in einem Vergleichssystem ohne Grenzfläche (dies gilt für die Mischung M-6 bzw. M-7). Obwohl die Rechenergebnisse angesichts der zahlreichen Annahmen, die der Modellstudie zugrunde liegen, nicht überbewertet werden dürfen, bieten diese dennoch einen interessanten Ansatz für die Interpretation der Versuchsergebnisse. Es ist vorstellbar, dass das Eindringen von Zementpartikeln des Ergänzungsbetons in feine Vertiefungen der Altbetonoberfläche und die sich im Zuge der Hydratation ausbildende mikromechanische Verzahnung für die hohen Verbundfestigkeiten, die selbst bei vergleichsweise glatten Altbetonoberflächen festgestellt wurden, verantwortlich sind (vgl. Verbundfestigkeiten des dritten Teilprojektes in Tabelle 6.2).

Die bisher in Betracht gezogenen Erklärungsversuche für den positiven Einfluss der FM-Zugabe im Ergänzungsbeton auf die Haftverbundfestigkeit erscheinen angesichts der vorliegenden Untersuchungsergebnisse plausibel. Es ist denkbar, dass alle drei erwähnten Phänomene zur Erhöhung der Verbundfestigkeit beigetragen haben. Die Suche nach Erklärungen kann jedoch noch nicht als abgeschlossen bezeichnet werden (siehe Abschnitt 6.2).

Die Überlegungen zum Einfluss der FM-Zugabe bieten eine gute Ausgangsbasis für die Beantwortung der nachstehenden Frage:

- Wie genau müssen Fugenoberflächen charakterisiert werden?

Unter der Annahme, dass die durchgeführten Simulationsberechnungen mit dem CEMHYD3D-Programm die realen Phänomene im Bereich der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton einigermaßen wirklichkeitsnah wiedergeben, ist festzustellen, dass

Porenöffnungen oder Vertiefungen mit einem Durchmesser von 40 µm bereits zu einer deutlichen Veränderung der Porosität in der Übergangszone führen können, wenn die Zement- bzw. Bindemittelpartikel ausreichend beweglich sind und tatsächlich in die Vertiefungen eindringen (vgl. Bild 5.12). Da bei den Spaltzugversuchen selbst bei vergleichsweise „glatten“ Oberflächen ($R_t < 1$ mm) die Festigkeiten der monolithischen Vergleichskörper erreicht wurden, erscheint es plausibel, dass die mikromechanische Verzahnung wesentlich zur Adhäsion beitragen kann. Ab welcher „Spaltbreite“ oder „Porengröße“ keine wirksame Verzahnung mehr möglich ist, hängt u. a. von der „tatsächlichen“ Partikelgrößenverteilung der Bindemittelbestandteile ab.

Aus den in Abschnitt 4.1.4 dokumentierten Wasseraufnahmekoeffizienten lässt sich ableiten, dass sich das Porengefüge der in dieser Arbeit verwendeten „Altbetone“ ganz erheblich unterscheidet. Der Blick auf die erzielten Spaltzugfestigkeiten lässt keine eindeutige Aussage hinsichtlich des Einflusses der Porengrößenverteilung des Altbetons auf den Haftverbund zu. Wie z. B. aus Bild 4.20 und Tabelle 9.21 hervorgeht, fiel die mittlere Verbundfestigkeit der Kombination „Altbeton C100 (schwach sandgestrahlt) + Neubeton C30 (mit FM)“ ($f_{ctm,spl} = 2,24$ MPa) fast so groß aus wie diejenige der Kombination „Altbeton C30 (HDW-gestrahlt) + Neubeton C30 (mit FM)“ ($f_{ctm,spl} = 2,30$ MPa). Ein deutlicher Abfall der Verbundfestigkeit war dagegen bei folgenden Kombinationen zu beobachten: „Altbeton C55 (schwach sandgestrahlt) + Neubeton C30 (mit FM)“: $f_{ctm,spl} = 1,77$ MPa und „Altbeton C70 (schwach sandgestrahlt) + Neubeton C30 (mit FM)“: $f_{ctm,spl} = 1,93$ MPa. Die Interpretation dieser Ergebnisse fällt aus mindestens zwei Gründen schwer: (1) Der Flächenanteil der Gesteinskörner der C100-Oberfläche war deutlich kleiner als bei den anderen Probekörpern (vgl. Erläuterungen zu Bild 4.25). (2) Es ist unklar, ob und in welcher Größenordnung chemische Reaktionen zwischen Bestandteilen des Neubetons und nicht vollständig hydratisierten Zementkörnern im Bereich der Fugenoberfläche stattgefunden haben (Anmerkung: Die gleiche Frage stellt sich bei der Interpretation der Ergebnisse des 2. Teilprojektes mit sehr hochfesten „Altbetonen“.).

Die Überlegungen zum Einfluss der Partikelgrößenverteilung der Bindemittelbestandteile im Ergänzungsbeton und zur Porenverteilung der Altbetonoberfläche lassen erahnen, dass ein Messpunktabstand von 150 µm nicht ausreicht, um alle relevanten Rauheitserhebungen erfassen zu können. Die realitätsnahe Erfassung der Betonoberflächentopographie ist allerdings schwierig. Mit dem verwendeten Lasermessgerät (Messpunktabstand: 30 µm, vgl. Abschnitt 4.1.3) konnten z. B. überhängende Strukturen nicht wirklichkeitsgetreu erfasst werden.

In der Gesamtbetrachtung der Ergebnisse der Spaltzugversuche drängt sich die Frage auf, ob Anstrengungen, die Topographie der Altbetonoberfläche im Detail zu erfassen, im Zusammenhang mit der Beton-Beton-Verbundfestigkeit überhaupt zielführend sind. Bei Probekörpern mit „geglätteter“ Fugenoberfläche waren nicht die fehlenden Verzahnungsmöglichkeiten ursächlich für das frühzeitige Versagen des Haftverbundes, sondern die geringe Zugfestigkeit der obersten Altbetonschicht. Die Erfassung der Topographie zur Charakterisierung der Fugenoberfläche erscheint hier genauso wenig hilfreich wie im Fall einer Oberfläche, die mit einem Verfahren aufgeraut wurde, das eine Vielzahl an festigkeitsmindernden Rissen hinterlässt.

Alle bisher genannten Aspekte führen zu der Schlussfolgerung, dass die mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann bestimmbare mittlere Rautiefe als Parameter zur Abschätzung der Beton-Beton-Verbundfestigkeit kaum geeignet ist.

Diese Aussage relativiert sich jedoch, wenn die in Abschnitt 5.3.4 angedeuteten Zusammenhänge zwischen dem Schädigungsfortschritt (z. B. hervorgerufen durch Zwangsspannungen) und der Bruchenergie in Betracht gezogen werden: In verschiedenen Forschungsarbeiten wurde nachgewiesen, dass die Bruchenergie in der Grenzzone von der (Makro-)Rauheit der Fugenoberfläche beeinflusst wird (Anmerkung: Die Makrorauheit ist mit dem Sandflächenverfahren „messbar“.). Durch eine große Makrorauheit kann der Schädigungsfortschritt und damit das Tragverhalten von nachträglich ergänzten Bauteilen beeinflusst werden.

Die Bemerkungen zur Bruchenergie und zum Schädigungsfortschritt rücken folgende Frage in den Mittelpunkt:

- Lassen sich die an Kleinkörpern erzielten Ergebnisse auf größere Bauteile übertragen?

Die Ausführungen in [170] und die eigenen Berechnungen (vgl. z. B. Nachrechnung der Spaltzugversuche in Abschnitt 5.3.2) machen deutlich, dass die Versuchsergebnisse u. a. von der Probekörpergeometrie und der Auflagerung während der Versuchsdurchführung abhängen. Die Ergebnisse der Spaltzugversuche und anderer Kleinkörperversuche können daher nicht ohne Weiteres auf Bauteile mit anderen Abmessungen übertragen werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Weg aufgezeigt, wie mithilfe verschiedener Kleinkörperversuche ein Materialmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton kalibriert werden kann (vgl. Abschnitt 5.3). Zur Kontrolle der Leistungsfähigkeit des Materialmodells wurden Kleinkörperversuche und Balkenversuche nachgerechnet. Eigen- bzw. Zwangsspannungen, die z. B. aus dem Abfluss der Hydratationswärme des Neubetons und dem ungleichen Schwinden resultieren können, wurden dabei nicht berücksichtigt. Die Ergebnisse des Reißrahmenversuchs (vgl. Abschnitt 4.1.8 und 5.3.3) und das mithilfe von Multi-Ring-Elektroden bestimmte Austrocknungsprofil (vgl. Erläuterungen zu Bild 4.41) deuten darauf hin, dass die Zwangsspannungen, die infolge der oben genannten Einflüsse entstehen können, zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung gering ausfielen. Mit diesen Hinweisen lässt sich erklären, warum trotz der Vernachlässigung dieser Einflüsse eine gute Übereinstimmung zwischen Rechen- und Versuchsergebnissen erzielt wurde. Es sei an dieser Stelle betont, dass den eigenen Berechnungen zahlreiche vereinfachende Annahmen zugrunde liegen. Die Vereinfachungen können dadurch gerechtfertigt werden, dass nicht die Entwicklung eines besonders wirklichkeitsnahen Materialmodells im Vordergrund stand, sondern das Aufzeigen der Möglichkeit, wie die Ergebnisse von Kleinkörperversuchen zur Kalibrierung eines Materialmodells und letztlich zur Abschätzung des Tragverhaltens großformatiger, nachträglich ergänzter Bauteile verwendet werden können.

In dem verwendeten makroskopischen Rechenmodell wurde berücksichtigt, dass sich die Materialeigenschaften des Alt- und Neubetons sowie der „Grenzzone“ unterscheiden können. Die Heterogenität des Werkstoffes Beton wurde nur indirekt über die Bruchenergie erfasst. Diese Vereinfachung führt dazu, dass sich die nicht unerheblichen Streuungen, die

sich z. B. bei den Versuchen innerhalb einer Serie zeigten (vier Versuche je Verbundplatte), mit dieser Modellierungsstrategie nicht erklären lassen. Der Erklärungsbedarf sei im Folgenden deutlich gemacht.

Im Rahmen einer vom Autor dieser Arbeit betreuten Diplomarbeit [48] wurde ein Rechenansatz entwickelt, mit dem die Spaltzugfestigkeiten ausgewählter Beton-Beton-Kombinationen des ersten Teilprojektes abgeschätzt werden können (berücksichtigt wurden nur Probekörper mit angefeuchteter Altbetonoberfläche). Der Ansatz basiert auf der Idee, den in Bild 2.14 dargestellten Zusammenhang zwischen Fugenrauheit und Beiwert c (vgl. EN 1992-1-1 (12.2004): Bemessungsansatz für Schubfugen) mit dem in Bild 6.1 angedeuteten Einfluss der Zusammensetzung des Ergänzungsbetons zu verknüpfen. Das Ergebnis ist in Bild 6.2 zu erkennen. Zur Berechnung der Spaltzugfestigkeit werden demnach drei Parameter benötigt: die Zugfestigkeit des Neu- oder Altbetons (die geringere Festigkeit ist maßgebend), die Fugenrauheit (hier repräsentiert durch den modifizierten Wenzelschen Quotienten) sowie ein Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Zusammensetzung des Ergänzungsbetons. Für eine gegebene Fugenrauheit kann sich somit je nach Neubetonzusammensetzung eine unterschiedliche rechnerische Spaltzugfestigkeit ergeben.

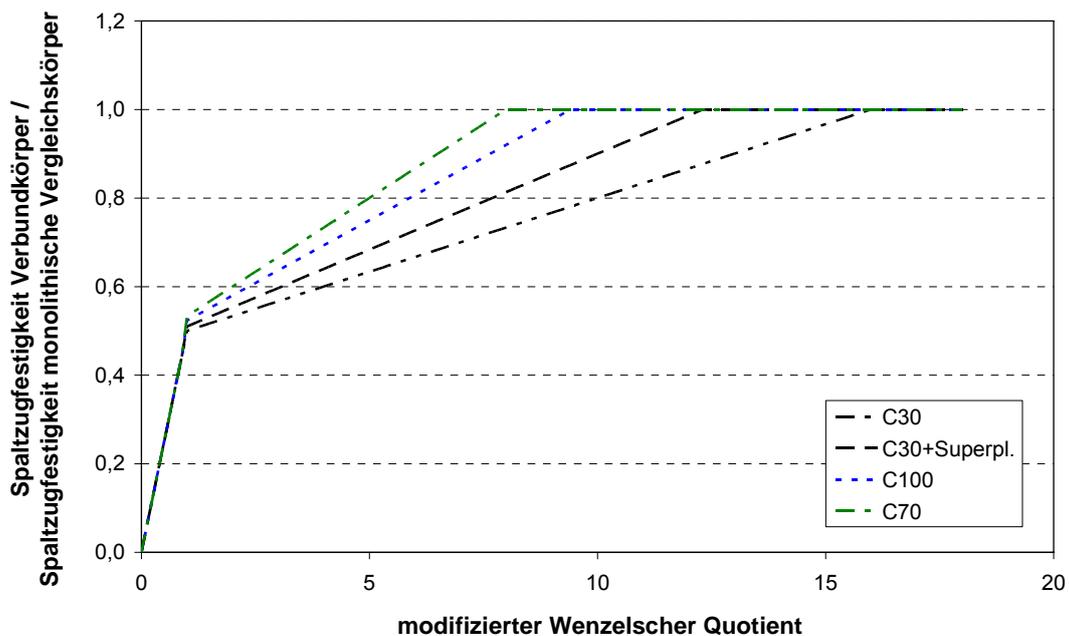


Bild 6.2: Möglicher Ansatz zur Abschätzung der Verbundfestigkeit unter Berücksichtigung der Zusammensetzung des Neubetons (aus [48])

Die Details des Rechenansatzes werden hier nicht näher erläutert, da sie wenig zum Verständnis der Kernaussage beitragen. Bemerkenswert ist, dass sich beim Vergleich zwischen Versuchs- und Rechenergebnissen selbst mit diesem verbesserten Ansatz immer noch ganz beachtliche Abweichungen offenbaren (vgl. Bild 6.3; Hinweise: Die erheblichen Streuungen der Versuchsergebnisse der Verbundprobekörper mit geglätteter Oberfläche sind auf variable Festigkeiten der obersten Altbetonschicht zurückzuführen. Mit den aktuellen normativen Ansätzen werden die tatsächlichen Mechanismen deutlich schlechter

beschrieben. In der vom Autor dieser Arbeit durchgeführten und dokumentierten Vergleichsstudie [190] zwischen Versuchs- und Bemessungsergebnissen zeigten sich wesentlich größere Streubreiten.).

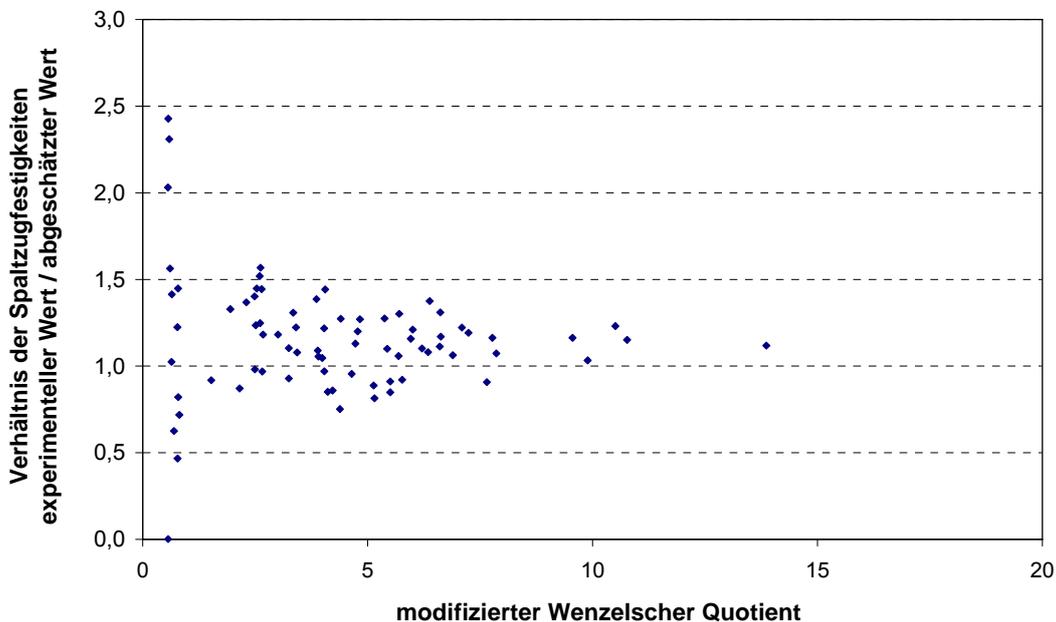


Bild 6.3: Vergleich zwischen Versuchs- und Berechnungsergebnissen (Abschätzung der Spaltzugfestigkeiten mit dem Ansatz aus [48])

Auf der Suche nach Erklärungen für die Abweichungen bzw. Streuungen stellen die Ergebnisse der in Abschnitt 4.3.3 dokumentierten mikroskopischen Untersuchungen einen viel versprechenden Ausgangspunkt dar: Bei der Betrachtung der Kontaktzone zwischen Alt- und Neubeton zeigten sich zahlreiche (Mikro-)Risse. Die Aussage, dass Risse in der Grenzzone die Spaltzugfestigkeit der Verbundkörper beeinflussen, ist selbst ohne eine detaillierte Analyse der in Abschnitt 2.1 erwähnten Adhäsionsmechanismen einleuchtend. Schwerer fällt die Beantwortung folgender Fragen:

- Welche Mechanismen haben zur Entstehung der (Mikro-)Risse im Bereich der Grenzzone geführt?
- Warum unterscheidet sich der Anteil der gerissenen Bereiche in der Grenzzone von Probekörper zu Probekörper?

Gute Anhaltspunkte für die Beantwortung der ersten Frage liefern die von Brinker und Scherer beschriebenen Modellvorstellungen zum Austrocknungsverhalten gelartiger Substanzen [22]. Die Modellvorstellungen wurden z. B. von Lura et al. [107] zur Erklärung der Wirkungsweise von schwindreduzierenden Zusatzmitteln in Mörteln im Hinblick auf die Entstehung und Ausbreitung früher (plastischer) Schwindrisse herangezogen. Die Bildung früher (plastischer) Schwindrisse wird im Allgemeinen auf folgende „Triebkräfte“ zurückgeführt:

- Schnelles Austrocknen (Trocknungsschwinden)
- Setzungserscheinungen (z. B. Absinken schwerer Partikel)
- Temperaturunterschiede im Beton (in gelartigen Stoffen und Beton kann die Temperatur während der Verdunstung des Porenwassers absinken, vgl. [152], [92])
- Autogenes Schwinden

Von den genannten Triebkräften dürften im vorliegenden Fall hauptsächlich das schnelle Austrocknen und autogene Schwindvorgänge eine Rolle gespielt haben (Anmerkung: Falls sich der Neubeton im relevanten Zeitraum näher am Erdmittelpunkt befindet als der Altbeton, können auch Setzungserscheinungen zu Rissen in der Fuge führen.). Die Ergebnisse der Spaltzugversuche deuten darauf hin, dass ein stark wassersaugender Altbeton für das Entstehen von Schwindrissen im Bereich der Grenzzone und eine damit verbundene Reduktion der Festigkeit verantwortlich sein kann. Gemäß Bild 4.18 und Tabelle 9.20 fiel die mittlere Festigkeit für die Kombination „Altbeton: C30; Neubeton: C30-F2 (M-6 ohne FM)“ im Fall der wassergesättigten Altbetonoberfläche deutlich größer aus als im Fall der angefeuchteten Fugenoberfläche:

- Probekörper 1-2 („wassergesättigt“; SWS; $R_t = 1,2 \text{ mm}$): $f_{ctm,spl} = 2,79 \text{ MPa}$
- Probekörper 2-3 („angefeuchtet“; STS, $R_t = 1,5 \text{ mm}$): $f_{ctm,spl} = 2,16 \text{ MPa}$
- Probekörper 2-5 („angefeuchtet“; HDW, $R_t = 1,0 \text{ mm}$): $f_{ctm,spl} = 1,72 \text{ MPa}$

Bei gleichem „Saugverhalten“ des Altbetons (Oberfläche angefeuchtet) führte die Zugabe eines Fließmittels im Ergänzungs beton zu höheren Spaltzugfestigkeiten. In Anbetracht der Untersuchungsergebnisse und Erläuterungen von Lura et al. [107] ist es denkbar, dass die reduzierte Oberflächenspannung der Porenlösung (vgl. Abschnitt 4.3.2) zu einer weniger stark ausgeprägten Mikrorissbildung führte. Zum besseren Verständnis seien hier die wesentlichen Erkenntnisse von Lura et al. [107] kurz zusammengefasst: In Mörtelproben – mit und ohne schwindreduzierende Zusatzmittel (SRA = Shrinkage-Reducing Admixture) – zeigten sich etwa 90 min nach der Herstellung erste sichtbare Risse (Lagerung in Klimakammer bei 30°C, 50 % r. F. und einer Windgeschwindigkeit von 24 km/h). Die nach 24 h gemessene Rissbreite fiel mit zunehmendem SRA-Gehalt kleiner aus. Durch die SRA-Zugabe verringerte sich die OFS der Porenlösung (Anmerkung: Der Zusammenhang zwischen der SRA-Konzentration und der Oberflächenspannung lässt sich mit der semiempirischen Gleichung von Szyszkowsky (abgedruckt in [1]) beschreiben.). Die wichtigsten Auswirkungen der reduzierten OFS lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die reduzierte OFS führt bei gleichen Randbedingungen zu einer kleineren Verdunstungsrate des Porenwassers.
- Die kapillaren Zugspannungen im Porenwasser sinken mit abfallender OFS (bei gleichem Porensystem und gleichem Randwinkel zwischen Porenwasser und Porenwand). Die mit dem Auftreten von kapillaren Zugspannungen im Porenwasser verbundene Tendenz zur Volumenreduktion fällt geringer aus.

Ob ähnliche Mechanismen zu einer veränderten Mikrorissstruktur in der Grenzzone der Verbundkörper beitragen, lässt sich mit den durchgeführten Untersuchungen nicht

abschließend klären. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus [107] auf die vorliegende Aufgabenstellung wird durch folgende Punkte erschwert:

- Nach der Bestimmung der Wasseraufnahmekoeffizienten der Altbetone (vgl. Abschnitt 4.1.4) wurden mit den Probekörpern der Mischung R-1 (C30; Teilprojekt 3) nach einer Trocknungsphase von über 100 Tagen (Klimaraum: 23°C; 50 % r. F.) zusätzliche Untersuchungen durchgeführt. Der Wasseraufnahmekoeffizient fiel um ca. 35 % höher aus ($A_{w(+FM)} = 0,0109 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s}^{0,5})$) statt $A_w = 0,0081 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{s}^{0,5})$), nachdem das Leitungswasser durch ein Gemisch aus Leitungswasser und Fließmittel (FM-Konzentration 1,0 M.-%; Wirkstoff: β -Naphthalinsulfonsäure-Formaldehyd-Kondensat) ersetzt worden war. Übertragen auf die Verhältnisse in den Verbundkörpern kann dies bedeuten, dass den Probekörpern mit der M-7-Neubetonmischung (inkl. FM) zunächst mehr Wasser entzogen wurde als den Probekörpern mit der M-6-Neubetonmischung (ohne FM) (bei gleicher Altbetonmischung / Oberfläche). Inwiefern und mit welcher Geschwindigkeit sich der Wassertransfer durch die Zementhydratation (Neubeton) veränderte, bleibt offen.
- Es wurde nicht untersucht, in welcher Größenordnung und mit welcher Geschwindigkeit sich die OFS der Porenlösung der Neubetonmischungen im Laufe der Zeit verändert. In Anbetracht der Untersuchungen von Hirsch [76] ist davon auszugehen, dass sich die Anzahl nicht adsorbierter FM-Bestandteile im Zuge der Hydratation verringert.
- Es ist denkbar, dass chemisch bedingte Phänomene (z. B. temporäre Quelleffekte) im Zusammenhang mit der Mikrorissbildung ebenfalls eine Rolle spielen. Wie in Bild 6.4 zu erkennen ist, kann sich die Zugabe eines Fließmittels z. B. auf das Wachstum bzw. die Morphologie der Ettringitkristalle auswirken. Die vorliegenden Erkenntnisse deuten darauf hin, dass die Ettringitkristalle in der Gegenwart von Polykondensaten oder Polycarboxylaten deutlich kürzer ausfallen (vgl. [76]).

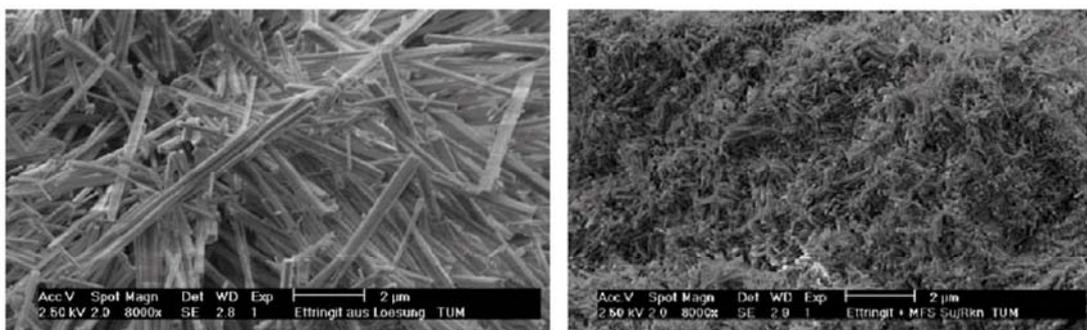


Bild 6.4: Links: Ettringit, kristallisiert ohne Fließmittelzugabe; rechts: Ettringit, kristallisiert in Anwesenheit von MFS-Harz (Polykondensat) (aus [129])

Zur Beantwortung der Frage, warum sich der Anteil der gerissenen Bereiche in der Grenzzone von Probekörper zu Probekörper unterscheiden kann, seien hier noch einmal relevante Details zur Herstellung der Versuchskörper und zur Durchführung der Spaltzugversuche zusammengefasst:

- Etwa 24 h nach der Herstellung des Ergänzungsbetons wurden die Probekörper ausgeschalt, auf Paletten gelagert und anschließend mit nassen Jutesäcken und Folien abgedeckt. Aus Platzgründen mussten im Teilprojekt 1 jeweils zwei Verbundplatten übereinander gelagert werden. Es ist nicht auszuschließen, dass die unterschiedlichen Auflasten (die Fuge der unteren Platte wurde etwas stärker überdrückt) den Rissfortschritt beeinflussten.
- Nach einer Lagerungsdauer von 27 Tagen wurden die Würfel für die Spaltzugversuche aus den Platten herausgesägt. Zwischen den Sägearbeiten und der Prüfung der Verbundfestigkeit (Zeitraum ca. 24 h) wurden die Probekörper auf der Neubetonseite beschriftet (wichtig für die fotografische Dokumentation der Bruchflächen), gewogen und vermessen. Der Zeitbedarf für die Durchführung der Spaltzugversuche fiel unterschiedlich aus, da nicht in allen Fällen Verformungen gemessen wurden (vgl. Abschnitt 4.1.5). Bedingt durch die Versuchsvorbereitungen und die vergleichsweise große Versuchsanzahl kam es vor, dass Probekörper über mehrere Stunden hinweg recht ungünstigen Trocknungsbedingungen ausgesetzt waren (unmittelbar nach den Sägearbeiten waren die Probekörper nass; in den Versuchsräumen betrug die relative Luftfeuchtigkeit nicht mehr als 50 %). In Anbetracht der Erläuterungen in [22] ist es vorstellbar, dass bereits innerhalb weniger Stunden rissverursachende Spannungszustände in den Rändern der Grenzzone auftraten (Hinweis: Auf manchen Bruchflächen war ein schmaler Randstreifen erkennbar, der sich farblich von der übrigen Fläche unterschied.).

Der sich in Bild 6.3 abzeichnende Trend, dass die Streuungen mit zunehmender Rauheit der Fugenoberfläche kleiner ausfallen, lässt sich möglicherweise darauf zurückführen, dass die Rauheitsstruktur den Rissfortschritt beeinflusst und trotz kleinerer Mikrorisse im Fall der stark aufgerauten Fugenoberflächen noch Verzahnungsmöglichkeiten vorhanden sind (vgl. Hinweise in Abschnitt 2.2.2). In Probekörpern mit schwach aufgerauter Fugenoberfläche können sich Unregelmäßigkeiten der Rauheitsstruktur, ein bereichsweise unterschiedliches Saugverhalten des Altbetons, lokale Verunreinigungen und das Vorhandensein von Lufteinschlüssen in stärkerem Maße auf die Verbundfestigkeiten auswirken.

Für die Streuungen der Versuchsergebnisse kommen außerdem folgende Erklärungen infrage:

- Die Verdichtbarkeit der Ergänzungsbetone veränderte sich innerhalb des Zeitraums, der für die Herstellung der Verbundplatten benötigt wurde (vgl. Abschnitt 4.2.3). Dies führte unter Umständen dazu, dass die Anzahl der Lufteinschlüsse in den Verbundplatten, die gegen Ende des ca. 25 min andauernden Betoniervorgangs (Teilprojekt 1) vervollständigt wurden, größer ausfiel.
- Die Bruchlasten werden vom Verlauf der makroskopischen Risse beeinflusst. Mithilfe optischer Verformungsmessungen (vgl. Abschnitt 4.1.5) konnte festgestellt werden, dass die Last nach dem Versagen des Haftverbundes in einem Fall noch um ca. 12 % gesteigert werden konnte.
- Bei manchen Probekörpern musste die Lasteinleitung über Stahlleisten, anstelle der standardmäßig verwendeten Hartfilzstreifen erfolgen. Es ist denkbar, dass dadurch die tatsächliche Lastverteilung nicht der Idealvorstellung entsprach (Weder die Betonoberfläche noch die Stahlleisten waren ideal eben).

- Im Zuge der Aufrauung der Fugenoberflächen können festigkeitsmindernde Risse entstanden sein (vgl. Abschnitt 4.3.3).

Als Fazit der Zusammenführung der Teilergebnisse der verschiedenen experimentellen und numerischen Untersuchungen bleibt festzuhalten, dass im Grunde genommen alle Ergebnisse und Modellvorstellungen dafür sprechen, dass die Zusammensetzung des Neubetons hinsichtlich der erzielbaren Verbundfestigkeit eine wichtige Rolle spielt. Eine „günstige“ Neubetonzusammensetzung kann wesentlich dazu beitragen, dass sich ein nachträglich ergänztes Bauteil im Hinblick auf das Tragverhalten wie ein „monolithisches“ Bauteil verhält. Die vorliegenden Erkenntnisse bilden eine fundierte Ausgangsbasis für eine gezielte „Optimierung“ der Neubetonzusammensetzung. Auf offengebliebene Fragestellungen wird im folgenden Abschnitt hingewiesen. Unter der Überschrift „baupraktische Aspekte“ soll abschließend daran erinnert werden, dass ein „monolithisches“ Tragverhalten von nachträglich ergänzten Bauteilen nur dann erreicht werden kann, wenn neben der Zusammensetzung des Neubetons weitere Faktoren „optimiert“ werden.

6.2 Weiterführende Untersuchungen

Die Tatsache, dass die Neubetonzusammensetzung die Verbundfestigkeit beeinflussen kann, ist nicht erst seit den Versuchen mit hochfesten Betonen bekannt. Neu ist allerdings die Beobachtung, dass die Zugabe eines Fließmittels in normalfesten Ergänzungsbetonen zu einer deutlichen Festigkeitssteigerung beitragen kann. Wesentliche Wirkmechanismen, die zur Erklärung der Versuchsergebnisse infrage kommen, wurden in Abschnitt 6.1 erläutert. Mit den durchgeführten Untersuchungen konnte jedoch nicht abschließend geklärt werden, in welcher Größenordnung die einzelnen Effekte zur Erhöhung der Verbundfestigkeit beitragen. Weiterführende Erkenntnisse sind im Hinblick auf eine gezielte Optimierung der Neubetonzusammensetzung unerlässlich. Folgende Fragen ergeben sich unmittelbar aus den in dieser Arbeit präsentierten Ergebnissen:

- Trägt das durch die FM-Zugabe veränderte Kristallwachstum (z. B. kürzere Ettringitkristalle) in signifikanter Weise zu einer Festigkeitssteigerung bei?
- Führt eine verringerte OFS des Porenwassers zu einer weniger stark ausgeprägten (Mikro-) Rissbildung in der Grenzzone (Wirkungsweise analog SRA)? In welcher Größenordnung veränderte sich die OFS der Porenlösung mit fortschreitender Hydratation?
- Welche Wassermenge wird dem Neubeton in welcher Zeit entzogen, wenn der Altbeton ein stark wassersaugendes Verhalten aufweist? Inwiefern beeinflusst der Wassertransfer die Ausbildung rissverursachender Spannungszustände?
- Inwiefern beeinflusst der FM-Wirkstoff die Ergebnisse? Zeigt sich der festigkeitssteigernde Effekt unabhängig von der Zement-Fließmittel-Kombination? (In Anbetracht der Erläuterungen in [76] und [64] ist davon auszugehen, dass die Wirkungsweise des Fließmittels entscheidend von der Zusammensetzung des Zementes abhängt. Einflüsse ergeben sich z. B. aus der chemischen Zusammensetzung des verwendeten Sulfatträgers sowie aus der Menge und der mineralogischen Beschaffenheit der Aluminatphase.).

Im Rahmen dieser Arbeit kamen in den Ergänzungsbetonen ausschließlich Portlandzemente zum Einsatz. Die Versuchsergebnisse der Probekörper, die zusätzlich Flugasche und / oder Mikrosilika enthielten, deuten darauf hin, dass die Festigkeit der Grenzzone nicht nur von der Porosität, sondern auch von der chemisch-mineralogischen Zusammensetzung abhängt. Bei den Simulationsberechnungen mit dem CEMHYD3D-Programm ergab sich z. B. für die Mischung M-10 (C55) eine deutlich höhere Porosität als im Fall der Mischung M-11 (C70) (vgl. Tabelle 5.2). Die maximalen Zug- bzw. Verbundfestigkeiten unterschieden sich dagegen nur unwesentlich. Erkenntnisse zum Einfluss der Bindemittelzusammensetzung auf den Haftverbund sind angesichts der wachsenden Bedeutung so genannter „Mischzemente“ wichtig.

Je nach Bindemittelzusammensetzung und verwendeter Menge fallen das chemische Schwinden und die Tendenz zur „Selbstaustrocknung“ mehr oder weniger stark aus. Der Blick in verschiedene Forschungsarbeiten (z. B. [69], [100]) offenbart, dass die damit verbundene Volumenkontraktion (autogenes Schwinden, siehe Definition in Abschnitt 2.2.2) nach 28 d noch (längst) nicht abgeschlossen ist. Zwangsspannungen, die entstehen, wenn die Volumenkontraktion behindert wird, können innerhalb der ersten 28 Tage zu erheblichen Schädigungen im Bereich der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton führen (vgl. Bild 4.26). Basierend auf den Untersuchungsergebnissen dieser Arbeit kann nicht abschließend geklärt werden, ob und in welchem Maße durch die anhaltende Tendenz zur Volumenkontraktion mit weiteren Schädigungen zu rechnen ist. Gleiches gilt für die Auswirkungen des Trocknungsschwindens. Es bleibt jedoch festzuhalten, dass im Normalfall mit zunehmendem Alter eine Verlangsamung der Trocknungsprozesse eintritt. Durch die Verlangsamung besteht eher die Möglichkeit, dass sich durch eine Umverteilung physikalisch gebundener Wasserschichten im Porensystem des Zementsteins eine größere Verformbarkeit ergibt und Rissbildungen vermieden werden können. Der genaue Zusammenhang zwischen der Verformungsgeschwindigkeit und der Verformbarkeit (ohne größere Risse) ist jedoch nicht bekannt (Anmerkung: Es ist anzunehmen, dass die „Grenzkurve“ (vgl. Bild 2.7) u. a. vom Volumenanteil des Zementsteins abhängt. Allgemeingültige Formulierungen sind daher schwierig.).

Die Beantwortung der genannten Fragestellungen ist mit einem großen Aufwand verbunden. Bemühungen, die bisher gewonnenen Erkenntnisse in vereinfachter Form in die Baupraxis einzuführen, erscheinen daher durchaus gerechtfertigt.

Beim Blick auf aktuelle Bemessungsansätze zur Abschätzung der Schubtragfähigkeit nachträglich ergänzter Bauteile (vgl. Hinweise in der Einleitung und in Abschnitt 2.4) zeigt sich, dass die Einflüsse, die auf die Zusammensetzung des Neubetons zurückzuführen sind, im Grunde genommen gar nicht berücksichtigt werden. Es ist vorstellbar, dass kurzfristig für konkrete Bauvorhaben mithilfe von Eignungsversuchen und ergänzenden Überlegungen Lösungen entwickelt werden können, die eine Reduzierung der Verbundbewehrungsmenge aufgrund einer hohen Beton-Beton-Verbundfestigkeit rechtfertigen.

Mittelfristig sind Anpassungen der vorhandenen Bemessungsansätze denkbar. Folgende Arbeitsschritte können dabei hilfreich sein:

- Überprüfung der vorhandenen Versuchsdatenbanken (siehe z. B. [190]): In welchen Versuchen wurden Ergänzungsbetone verwendet, die Fließmittel enthielten? Welche

Bemessungswerte ergeben sich, wenn die Versuche nicht berücksichtigt werden, die kein Fließmittel enthielten?

- Simulationsberechnungen: Mithilfe von FE-Berechnungen kann die Ausbreitung von Biege- und Schubrisen in Verbundbauteilen studiert werden. Zu klären ist, unter welchen Voraussetzungen (z. B. Mindestverbundfestigkeit) sich Biege- und Schubrisse nicht in der Fuge fortsetzen. Die Überlegungen lassen sich auf bewehrte Fugen ausweiten. Zur Illustration der Möglichkeiten sind in Bild 6.5 weitere rechnerische Kraft-Durchbiegungsbeziehungen für den in Abschnitt 1.1 vorgestellten Plattenstreifen dargestellt. Im Unterschied zu Bild 1.3 sind auch die Kraft-Durchbiegungsbeziehungen für eine bewehrte Fuge enthalten – und zwar für den Fall eines „guten“ und eines „nicht vorhandenen“ Beton-Beton-Verbundes. Für die Berechnungen wurde die in Abschnitt 5.3 erläuterte Modellierungsstrategie verwendet. Zur Simulation eines „nicht vorhandenen“ Beton-Beton-Verbundes wurde für den Schubmodul in der Grenzzone ein sehr kleiner Wert angesetzt ($G=1 \text{ kN/m}^2$). Als „Vorlage“ diente der Plattenstreifen 16 aus [139]. Das Modellsystem wies nur die halbe Breite des tatsächlichen Balkens auf (40 statt 80 cm). Die Kräfte wurden aus Gründen der Vergleichbarkeit der Ergebnisse anschließend mit dem Faktor 2 multipliziert. Trotz der zahlreichen, vereinfachenden Rechenannahmen zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung. Der Balken erreichte im Versuch eine Traglast von 327 kN und rechnerisch 325 kN. Die angesetzten Materialkenngrößen gehen aus Tabelle 6.3 hervor. Die im Rechenmodell „diskret“ abgebildete Bewehrung (Längsbewehrung „halbe Breite“: 4 \varnothing 20 mm; Verbundbewehrung: \varnothing 7d / s = 10 cm; Anmerkung: Die Doppelstäbe wurden zur Vereinfachung als Einzelstäbe mit gleicher Querschnittsfläche idealisiert.) und ein Ausschnitt des verformten Systems sind in Bild 6.6 zu erkennen.

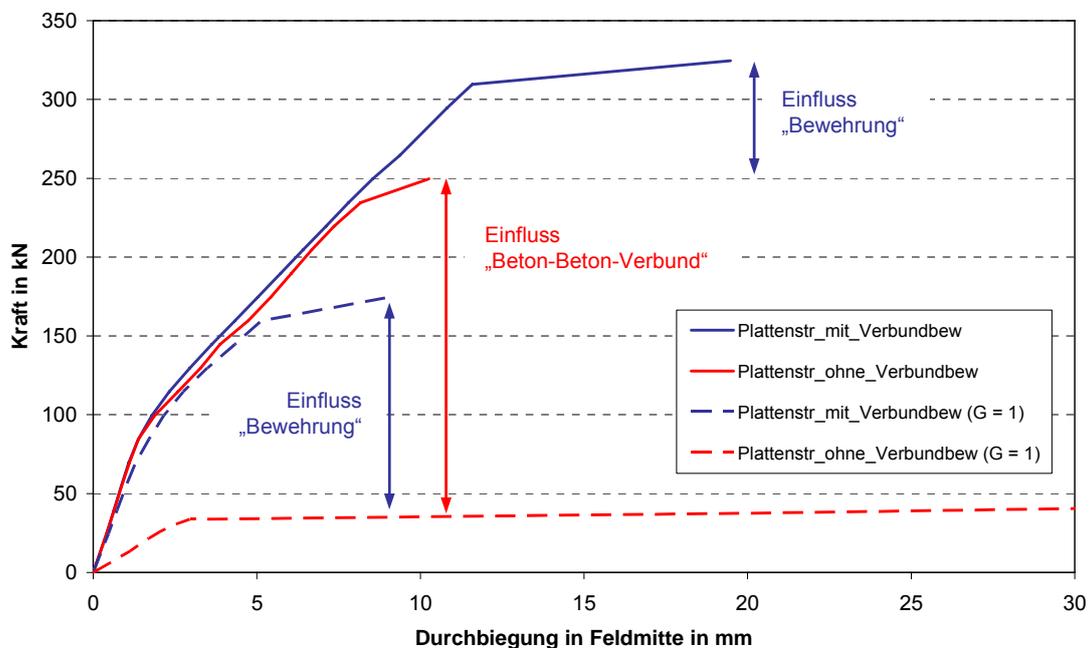


Bild 6.5: Kraft-Durchbiegungsbeziehungen für den Plattenstreifen aus Bild 1.1 (mit und ohne Verbundbewehrung)

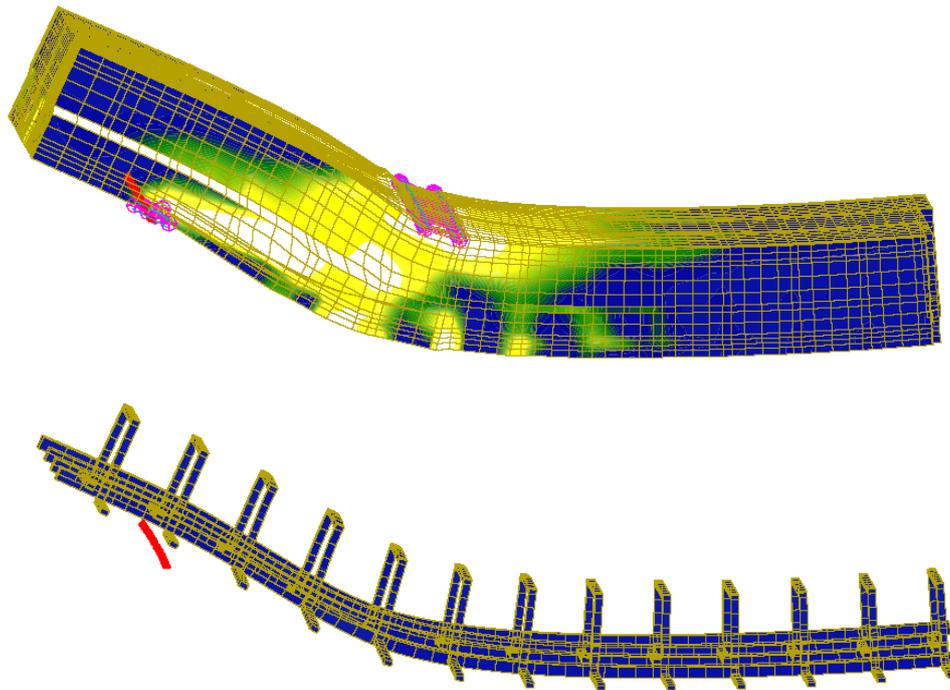


Bild 6.6: Oben: Ausschnitt der rechnerischen Verformungsfigur des Plattenstreifens (guter Beton-Beton-Verbund); unten: Bewehrung des Plattenstreifens (Darstellung wie oben nur ohne den Beton)

Tabelle 6.3: Zusammenstellung der verwendeten Materialkenngrößen (bew. Verbundbalken)

Parameter	Altbeton	Grenzzone	Neubeton	Betonstahl (längs)	Betonstahl (Verbund)
E-Modul [MPa]	34000	29000	29000	200000	200000
Querdehnzahl [-]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Streckgrenze [MPa]	-	-	-	530,7 ¹⁾	644,5 ¹⁾
Zugfestigkeit [MPa]	3,99	2,79	2,79		
Druckfestigkeit [MPa]	55,8 ¹⁾	28,3 ¹⁾	28,3 ¹⁾		
P1 = P4 ²⁾	196772	62733	62733		
P2 ²⁾	1,0	1,0	1,0		
Verfestigungsmodul	-	-	-	100 ³⁾	100 ³⁾
P6 ³⁾	3,0	3,0	3,0		

¹⁾ Angaben aus [139]

²⁾ vgl. Erläuterungen zu Tabelle 5.3

³⁾ Die Kenngröße ϵ^* für das Nachbruchverhalten [%o]

Die Kraft-Durchbiegungsbeziehungen in Bild 6.5 zeigen recht anschaulich, dass die Größe des sich aus der Verbundbewehrung ergebenden Traganteils vom Beton-Beton-Verbund beeinflusst wird. Es ist leicht vorstellbar, dass mit vergleichbaren Berechnungen die Ergebnisse von Bauteilversuchen besser interpretiert und letztlich hilfreiche Grundlagen für die Formulierung wirklichkeitsnaher Bemessungsansätze für unbewehrte und bewehrte Schubfugen geschaffen werden können. Einigermaßen wirklichkeitsnahe Rechenergebnisse sind zu erwarten, wenn die Modellierungsstrategie von Lindig [103] und die vorliegenden Erkenntnisse zum Beton-Beton-Verbund kombiniert werden.

6.3 Baupraktische Aspekte

Die Erkenntnisse zum Einfluss der Neubetonzusammensetzung können dazu beitragen, dass z. B. bei den in der Einleitung erwähnten Verstärkungsmaßnahmen die Anzahl der „statisch“ erforderlichen Verbundbewehrungselemente reduziert werden kann (Anmerkung: In aktuellen Bemessungsansätzen wird dieser Einflussfaktor nicht explizit berücksichtigt.). In diesem Abschnitt soll deutlich gemacht werden, dass eine Reduzierung der Bewehrungsmenge nur dann infrage kommen kann, wenn eine ganze „Kette“ an Maßnahmen eingehalten wird:

- **Aufrauung der Oberfläche:** Es sind schonende Aufrauungsverfahren zu verwenden, die im Idealfall keine Risse in der zurückbleibenden Betonstruktur hinterlassen. Höchstdruckwasserstrahlen hat sich als geeignetes Verfahren erwiesen. Günstige Verhältnisse liegen vor, wenn sich die Gefügestruktur in der Verbundzone nach der Neubetonergänzung nicht von monolithischen Bereichen unterscheidet. Dies setzt eine entsprechende Rauheitsstruktur der Altbetonoberfläche voraus.
- **Sauberkeit der Fuge:** Im Rahmen des ersten Teilprojektes wurden vier Altbetonplatten unmittelbar vor der Neubetonergänzung mit einer Mikrosilikaschicht versehen (vgl. Bild 6.7). Die MS-Schicht stellte sich als „Verbundbrecher“ heraus. Die vier Probekörper aus der Verbundplatte 5-7 versagten beispielsweise schon vor der eigentlichen Versuchsdurchführung. Dieses Beispiel soll deutlich machen, dass die Sauberkeit der Fuge von sehr großer Bedeutung ist.



Bild 6.7: Aufpinseln der Mikrosilikasuspension ca. 10-20 min vor dem Aufbringen des Neubetons

- **Vornässen der Altbetonoberfläche:** Der Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt der Altbetonoberfläche und der Verbundfestigkeit ist schematisch in Bild 6.8 dargestellt. Zwei festigkeitsmindernde Szenarien sind denkbar: (1) Die Oberfläche ist trocken und der Altbeton weist ein stark ausgeprägtes Saugverhalten auf (hoher Wasseraufnahmekoeffizient); (2) Auf der Altbetonoberfläche befinden sich größere Wasserrückstände („Pfützen“). Diese Szenarien sind durch geeignete Maßnahmen unbedingt zu vermeiden. Eine rechte klare Beschreibung der erforderlichen Maßnahmen findet sich in DIN 1045 (07.1988), Abschnitt 10.2.3 (2):

„...Trockener, älterer Beton ist vor dem Anbetonieren mehrere Tage feucht zu halten, um das Schwindgefälle zwischen jungem und altem Beton gering zu halten und um weitgehend zu verhindern, dass dem jungen Beton Wasser entzogen wird. Zum Zeitpunkt des Anbetonierens muss die Oberfläche des älteren Betons jedoch etwas abgetrocknet sein...“

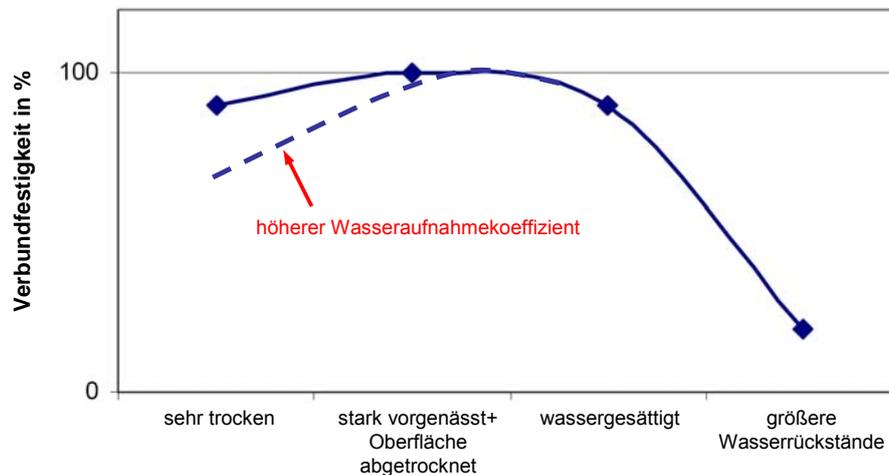


Bild 6.8: Schematischer Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt der Altbetonoberfläche und der Verbundfestigkeit (in Anlehnung an [149])

- Verdichtung des Neubetons: Da im Zusammenhang mit der Verstärkung von Brückenfahrbahnplatten nicht immer beliebig fließfähige Ergänzungsbetone zum Einsatz kommen können (Längs- und Quergefälle), ist im Falle der etwas steiferen Betone in besonderem Maße auf eine ausreichende Verdichtung zu achten. Der kombinierte Einsatz von Rüttelbohle und Flaschenrüttlern kann hier sinnvoll sein.
- Klimatische Verhältnisse: Bei „extremen“ Temperaturverhältnissen (kalt / warm) und hohen Verdunstungsraten besteht die Gefahr, dass bereits frühzeitig Verbundschädigungen auftreten. Größere Temperaturschwankungen innerhalb der ersten 24 h nach der Betonergänzung können ebenfalls zu Delaminationen führen [167].
- Nachbehandlung: Mithilfe der bereits zitierten Modellvorstellungen von Brinker und Scherer [22] zum Austrocknungsverhalten von gelartigen Stoffen (z. B. Zementstein), lässt sich der positive Effekt der Nachbehandlung (Ziel: u. a. die Verringerung der Austrocknungsgeschwindigkeit) wissenschaftlich nachweisen.

Die genannten Aspekte gelten im Grunde genommen in gleicher Weise für Fertigteile mit Ortbetonergänzung. Zu beachten ist, dass sich bei „rüttelrauen“ Fugenoberflächen durch das „Betonbluten“ und schnelles Austrocknen sehr ungünstige Verhältnisse ergeben können. Stichprobenartige Haftzugprüfungen zur Qualitätskontrolle sind ratsam. Der Begriff der „Maßnahmen-Kette“ wurde gewählt, um veranschaulichen zu können, dass der Haftverbund maßgeblich vom „schwächsten Kettenglied“ beeinflusst wird. Die „Optimierung“ von Teilaspekten führt nicht automatisch zu guten Gesamtergebnissen.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Mit dem Ziel, wissenschaftlich fundierte Grundlagen für eine wirklichkeitsnähere Bemessung von nachträglich ergänzten Betonbauteilen zu schaffen, wurden im Rahmen dieser Arbeit zahlreiche experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt. Die Hintergründe dieser Zielsetzung wurden in der Einleitung (Kapitel 1) erläutert und können wie folgt zusammengefasst werden:

- Nachträglich ergänzte Betonbauteile spielen in der Baupraxis eine zunehmend wichtigere Rolle – Beispiele sind Fertigteilkonstruktionen mit Ortbetongergänzung sowie Sanierungs- und Verstärkungsmaßnahmen. Zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit ist generell ein möglichst optimaler Zusammenschluss zwischen den unterschiedlich alten Betonen anzustreben. Insbesondere in den Fällen, in denen der Einbau von Verbundbewehrungselementen mit dem Risiko verbunden ist, die vorhandene Bewehrung zu beschädigen (Beispiel: Verstärkung einer Brückenfahrbahnplatte), ist die Anzahl der Verbundbewehrungselemente auf ein Minimum zu reduzieren.
- Bei Vergleichen zwischen Versuchs- und Bemessungsergebnissen offenbarten sich erhebliche Abweichungen. Mit den berücksichtigten Einflussgrößen (Oberflächenrauheit und Betonfestigkeit des weniger festen Alt- oder Neubetons) lässt sich der Beton-Beton-Verbund offensichtlich nicht zielsicher abschätzen.
- Bei Versuchen mit Verbundkörpern aus normal- und hochfesten Betonen kam für die Kombination „normalfester Altbeton + hochfester Ergänzungsбетон“ bei vergleichbarer Makrorauheit (mit dem Sandflächenverfahren quantifizierbar) stets eine wesentlich höhere Verbundfestigkeit zustande als im umgekehrten Fall (hochfester Altbeton + normalfester Ergänzungsбетон). Die Tatsache, dass der Bemessungswert (Berechnung mit aktuellen Ansätzen) in beiden Fällen gleich groß ausfällt, offenbart ein gewisses Verbesserungspotential.

Die zuletzt genannten Beobachtungen stellten in gewisser Weise den Ausgangspunkt für die in dieser Arbeit beschriebenen Untersuchungen dar. Die konkreten Ziele und das zur Zielverwirklichung vorgesehene Arbeitsprogramm wurden in Kapitel 3 vorgestellt. Schwerpunktmäßig sollte geklärt werden, in welchem Maße die (Mikro-)Rauheit des Altbetons und die Zusammensetzung des Neubetons die Verbundfestigkeit beeinflussen. Da zwischen der Mikrorauheit und der Betonfestigkeit gewisse Zusammenhänge bestehen, wurden Altbetone mit recht unterschiedlichen Zielfestigkeiten verwendet. Die „Gestaltung“ der Altbetonoberflächen erfolgte mit den Verfahren, die in den oben genannten Fällen am bedeutendsten sind (z. B. Höchstdruckwasserstrahlen bei Verstärkungsmaßnahmen oder die Aufrauung von Fertigteilen mittels Stahlrechen).

Die gewählte Gesamtstrategie basierte auf den in Kapitel 2 dokumentierten Überlegungen und berücksichtigte somit den „aktuellen“ Kenntnisstand. Aus den Erläuterungen dieses Kapitels geht hervor, dass der Beton-Beton-Verbund und damit das Tragverhalten nachträglich ergänzter Bauteile von zahlreichen Faktoren beeinflusst wird, die schwerlich getrennt voneinander betrachtet werden können. Es wird auf die Schwierigkeit hingewiesen,

dass sich die Ergebnisse von Traglastversuchen nicht ohne Weiteres auf Bauteile mit anderen Abmessungen oder anderen Randbedingungen übertragen lassen. Um dennoch eine gewisse Allgemeingültigkeit der eigenen Untersuchungsergebnisse garantieren zu können, wurden neben experimentellen auch numerische Untersuchungen auf unterschiedlichen Betrachtungsebenen durchgeführt (Mikro-, Meso- und Makroebene).

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen wurden in Kapitel 4 zusammengestellt. Den Schwerpunkt bildeten Spaltzugversuche, mit denen eine systematische Studie der in Kapitel 3 gewählten Versuchsparameter möglich war. Alle relevanten Altbetonoberflächen (dies gilt auch für die ergänzend durchgeführten Versuche an Verbundbalken) wurden mithilfe eines optischen Messverfahrens komplett und vergleichsweise genau erfasst („Messpunktabstand“ 0,15 mm). Mit den Messdaten konnten Rauheitsparameter ermittelt (hier: Wenzelscher Quotient) und somit quantitative Vergleichsmöglichkeiten geschaffen werden. Die Untersuchungen, die der Mesoebene zugeordnet wurden, bestanden aus Versuchen zur Quantifizierung der Fließeigenschaften ausgewählter Ergänzungsbetone und bildanalytischen Betrachtungen zur Bestimmung des Luftporenanteils in der Grenzzone zwischen Alt- und Neubeton (das Betongefüge in der Grenzzone wurde u. a. computertomographisch erfasst).

Die in Kapitel 5 dokumentierten numerischen Untersuchungen dienten zum einen als Grundlage für die Interpretation der Versuchsergebnisse und zum anderen dazu, einen Weg aufzuzeigen, wie die Ergebnisse der Spaltzugversuche in ein Gesamtkonzept zur Modellierung des Tragverhaltens von Betonfugen in nachträglich ergänzten Bauteilen eingebaut werden können. Mithilfe des „CEMHYD3D“-Programms konnte die Zusammensetzung der Übergangszone (ITZ) für ausgewählte Neubetone rechnerisch ermittelt werden.

Zur Beantwortung der in Kapitel 3 genannten Fragestellungen wurden die Ergebnisse der experimentellen und numerischen Untersuchungen in Kapitel 6 zusammengeführt. Es stellte sich heraus, dass für die Erklärung der oben erwähnten Versuchsergebnisse die unterschiedliche Zusammensetzung des Neubetons und nicht die unterschiedliche Mikrorauheit entscheidend war. Der positive Effekt, der aus der Neubetonzusammensetzung resultierte, ist im Wesentlichen auf zwei Aspekte zurückzuführen:

- Durch den niedrigen w/b-Wert und die große Anzahl feinkörniger Bindemittelpartikel ergibt sich eine dichtere Übergangszone (ITZ) als im Fall des normalfesten Ergänzungsbetons.
- Die Zugabe eines Fließmittels trug mit zur Festigkeitssteigerung bei. Es zeigte sich, dass die Verbundfestigkeit normalfester Betone deutlich höher ausfallen kann, wenn dem Ergänzungsbeton ein Fließmittel zugegeben wird.

Es konnte nicht abschließend geklärt werden, welche Mechanismen entscheidend dazu beitragen, dass sich die Fließmittelzugabe als „verbundfestigkeitssteigernd“ erwies. Für die vollständige Klärung gilt es, die in Abschnitt 6.2 aufgeführten Fragen zu beantworten. Die gewonnenen Erkenntnisse und die verwendete Modellierungsstrategie stellen eine fundierte Basis für die Entwicklung eines wirklichkeitsnäheren Bemessungsansatzes für bewehrte und unbewehrte Fugen in nachträglich ergänzten Betonbauteilen dar.

8 Literatur

- [1] Adamson, W. A.: Physical Chemistry of Surfaces. 5th Edition. New York: John Wiley & Sons, 1990
- [2] Bajnai, L.: Ein neues Verfahren zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit von Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau (1966), Heft 6, S. 163-165
- [3] Bažant, Z.P.; Oh, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete. In: Materials and Structures 16 (1983), S. 155-177
- [4] Beckhaus, K.: Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen. Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 2002
- [5] Belli, H. W.; Hilsdorf, H. K.: Einfluss von Haftbrücken auf die Haltbarkeit von Ausbesserungen mit Zementmörtel. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 342, 1981
- [6] Bellmann, J.: Neues ASE-Modul für das Programmsystem der SOFiSTiK AG (ase14_36) (am 03.04.2007 per E-Mail erhalten)
- [7] Bentz, D. P.: CEMHYD3D: A Three-Dimensional Cement Hydration and Microstructure Development Modelling Package. Version 2.0, NISTIR 6485, U.S. Department of Commerce, 2000
- [8] Bentz, D. P.: CEMHYD3D: A Three-Dimensional Cement Hydration and Microstructure Development Modelling Package. Version 3.0, NISTIR 7232, U.S. Department of Commerce, 2005
- [9] Bentz, D. P.: Guide to Using CEMHYD3D: A Three-Dimensional Cement Hydration and Microstructure Development Modelling Package, NISTIR 5977, U.S. Department of Commerce, 1997
- [10] Bentz, D. P.: Three-Dimensional Computer Simulation of Portland Cement Hydration and Microstructure Development. Journal of the American Ceramic Society 80 (1997), No. 1, S. 3-21
- [11] Bentz, D. P.; Garboczi, E. J.; Stutzman, P. E.: Computer modelling of the interfacial transition zone in concrete. In: Proceedings of the International Conference Interfaces in Cementitious Composites, edited by J.C. Maso. London: E. and F.N. Spon, 1993, pp. 259-268
- [12] Bentz, D. P.; Haecker, C.-J.; Peltz, M. A.; Snyder, K. A.: X-ray Absorption Studies of Drying of Cementitious Tile Adhesive Mortars. (Submitted to Cement & Concrete Components, June 2007)

- [13] Bentz, D. P.; Stutzman, P. E.; Garboczi, E. J.: Experimental and simulation studies of the interfacial zone in concrete. *Cement and Concrete Research* 22 (1992), 891-902
- [14] Bernard, O.: Comportement à long terme des éléments de structure formés de bétons d'âges différents. Dissertation, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2000
- [15] Beushausen, H.: Long-term performance of bonded concrete overlays subjected to differential shrinkage. Dissertation, University of Cape Town, South Africa, 2005
- [16] Bilgi Interface GmbH: CT Image Viewer for 3D Data Images. Trial Edition TE. Developed for Lab I.4901-'Computed Tomography' at BAM (Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung), 2002
- [17] Bischof, C.; Possart, W.: Adhäsion. Theoretische und experimentelle Grundlagen. Berlin: Akademie-Verlag, 1983
- [18] Blask, O.: Zur Rheologie von polymermodifizierten Bindemittelleimen und Mörtelsystemen. Dissertation, Universität-Gesamthochschule Siegen, 2000
- [19] Block, K.; Porth, M.: Spritzbeton auf carbonatisiertem Beton – Haftzugfestigkeit bei nachträglichem Aufspritzen. In: *Beton* (1989), Nr. 7, 299-302
- [20] Bonzel, J.: Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. In: *Beton* (1964), Heft 3, S. 108-114 und Fortsetzung in Heft 4, S. 150-157
- [21] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 1989
- [22] Brinker, C. J.; Scherer, G. W.: *Sol-Gel Science. The Physics and Chemistry of Sol-Gel Processing*. Boston: Academic Press, 1990
- [23] Brockmann, G.: Arbeitsfugen in Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 3 (1973), 65-69
- [24] Buchenau, G.: Die rheologischen Eigenschaften eines Selbstverdichtenden Betons mit Steinmehlen. Dissertation, TU Berlin, 2003
- [25] Bunke, N.: Prüfung von Beton. Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 422. Berlin: Ernst & Sohn, 1991
- [26] Cernin, W.: *Zementtechnik für Bauingenieure*. Berlin: Bauverlag, 1977
- [27] Chen, W.F.: *Plasticity in reinforced concrete*. New York: McGraw-Hill, 1982
- [28] Chung, H. W.; Chung, T. Y. 1976. Prestressed Concrete Composite Beams under Repeated Loading. In: *ACI Journal*, May 1976, S. 291-295
- [29] Comité Euro-International du Béton: *Model Code 1990*. Lausanne: Telford, 1993

- [30] ConTec Ltd.: BML-Viscometer C-200. (<http://www.contec.is/>)
- [31] Courard, L.: Evaluation of thermodynamic properties of concrete substrates and cement slurries modified with admixtures. *Materials and Structures* 35 (2002), 149-155
- [32] Courard, L.; Bissonnette, B.; Belair, N.: Effect of surface preparation techniques on the cohesion of superficial concrete: Comparison of jack-hammering and water jetting. In: *International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005*. London: Taylor & Francis, 2005
- [33] Coussot, P.: *Rheometry of Pastes, Suspensions, and Granular Materials. Applications in Industry and Environment*. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005
- [34] Crisfield, M.A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol. I. Essentials*. Chichester: Wiley & Sons, 1991
- [35] Crisfield, M.A.: *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures. Vol. II. Advanced Topics*. Chichester: Wiley & Sons, 1997
- [36] Crumbie, A.K.: *Characterisation of the microstructure of concrete*. PhD Thesis, University of London, 1994
- [37] Daimon, M.; Roy, D.M.: Rheological Properties of Cement Mixes: II. Zeta Potential and Preliminary Viscosity Studies. In: *Cement and Concrete Research* 9 (1979), No. 1, 103-110; Discussion in *Cement and Concrete Research* 9 (1979), No. 6, 795-797
- [38] Daschner, F.: *Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton*. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 372. Berlin: Ernst & Sohn, 1986
- [39] Daschner, F.; Kupfer, H.: *Durchlaufende Deckenkonstruktion aus Spannbetonfertigteilen mit ergänzter Ortbetonschicht: Schubtragverhalten*. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 340. Berlin: Ernst & Sohn, 1982
- [40] Delatte, N. J.; Williamson, M. S.; Fowler, D. W.: Bond strength Development of High-Early-Strength Bonded Concrete Overlays. In: *ACI Materials Journal*, No. 97-M27, March-April 2000, S. 201-207
- [41] Denarié, E.: *Structural rehabilitations with Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC)*. In: *International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005*. London: Taylor & Francis, 2005. – ISBN: 0 415 39656 5
- [42] Dettling, H.: *Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone*. Dissertation, Technische Hochschule Stuttgart, 1961
- [43] *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie Selbstverdichtender Beton*

(SVB-Richtlinie). (11.2003)

- [44] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zu DIN 1045-1. (Heft 525). Berlin: Beuth, 2003
- [45] Dispersion Technology Inc.: Acoustic & Electroacoustic Spectrometer DT-1200. (<http://www.dispersion.com/>)
- [46] Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 419. Berlin: Beuth, 1991
- [47] Dukhin, A. S.; Goetz, P. J.: Acoustic and electroacoustic spectroscopy for characterizing concentrated dispersions and emulsions. In: Advances in Colloid and Interface Science 92 (2001), 73-132
- [48] Enzenhöfer, T.: Experimentelle Untersuchungen zum Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton unter besonderer Berücksichtigung der Beschaffenheit der Altbetonoberfläche und der Zusammensetzung des Neubetons. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2005
- [49] Erdogan, S.T. et al.: Three-dimensional shape analysis of coarse aggregates: Methodology and preliminary results on several different coarse aggregates and reference rocks. (Submitted to Cement and Concrete Research in 2005). Erhältlich im Internet unter: <http://ciks.cbt.nist.gov/~garbocz/paper144/>
- [50] Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP): Guide to good practice – shear at the interface of precast and in situ concrete. Wexham Springs, January 1982
- [51] Ferraris, C.F et al.: Comparison of concrete rheometers: International tests at MB (Cleveland OH, USA) in May, 2003. NISTIR 7154, National Institute of Standards and Technology, September, 2004
- [52] Fiebrich, M.: Zur Adhäsion zwischen Polymeren Bindemitteln und Beton unter besonderer Berücksichtigung von Wassereinwirkungen. Dissertation, RWTH Aachen, 1987
- [53] Fischer, H.-B.; Möser, B.; Stark, J.: Darstellung des Haftverbundes im System "Beton/Haftbrücke/Gipsputz" mittels Elektronenmikroskopie (ESEM). In: ZKG INTERNATIONAL 56 (2003), Nr. 8-9, 66–77
- [54] Fontana, P.: Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen autogenen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2006
- [55] Fontana, P.; Weise, F.: Einfluss der Fließmittel auf die Oberflächenspannung von Wasser und Zementleim. Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Fachgruppe VII.1 Baustoffe, unveröffentlichter Untersuchungsbericht (2006)
- [56] Fraunhofer Institut zerstörungsfreie Prüfverfahren (IZFP): Aufsatz-NMR. Charakterisierung von Klebeverbindungen und Materialkompositen mit Aufsatz-NMR.

Erhältlich im Internet unter: http://www.izfp.fhg.de/fue/nmr_g.html

- [57] Fries Research & Technology GmbH (FRT): FRT Mark III – Analysesoftware für 2D- und 3D-Oberflächendaten. Bergisch Gladbach: 2001 (Version 3.6)
- [58] Fries Research & Technology GmbH (FRT): Measuring instruments, MicroProf® Junior, Measuring principle: triangulation. <http://www.frt-gmbH.com/>
- [59] Garbacz, A.; Gorka, M.; Courard, L.: Relationship between surface characteristics and superficial cohesion of concrete. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005. London: Taylor & Francis, 2005
- [60] Garboczi, E.J.; Bentz, D.P.: Multiscale Analytical/Numerical Theory of the Diffusivity of Concrete. In: Advanced Cement Based Materials (1998), 8, 77–88
- [61] Garboczi, E.J.; Bentz, D.P.: Multi-Scale Picture of Concrete and its Transport Properties. NISTIR 5900, National Institute of Standards and Technology, October, 1999
- [62] GOM mbH: 3D Digitizer ATOS III. <http://www.gom.com/>
- [63] GOM mbH: ARAMIS – Optische Verformungsanalyse (Systemvariante ARAMIS 4M). <http://www.gom.com/>
- [64] Griesser, A.: Cement-Superplasticizer Interactions at Ambient Temperatures. Dissertation, ETH Zürich, 2002
- [65] Grübl, P.; Weigler, H.; Sieghart, K.: Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften. Berlin: Ernst & Sohn, 2001
- [66] Gulyas, R. J.; Wirthlin, G. J.; Champa, J. T.: Evaluation of Keyway grout test methods for precast concrete bridges. In: PCI Journal, January-February 1995, pp. 44-57
- [67] Habel, K.: Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPRFC) and reinforced concrete. Dissertation, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2004
- [68] Hartl, G.: Materialtechnologische Beurteilung von Verstärkungsmaßnahmen. In: Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Heft 12, S. 707-712
- [69] Hedlund, H.: Hardening Concrete. Measurements and evaluation of non-elastic deformation and associated restraint stresses. Dissertation, Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Sweden, 2000
- [70] Hegger, J. et al.: Vorgespannte Elementdecken aus hochfestem Beton. Institutsbericht Nr. 75/2002, RWTH Aachen, 2002
- [71] Hegger, J.; Görtz, S.: Nachträglich ergänzte Querschnitte mit horizontaler Fuge nach DIN 1045-1. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), 277-284

- [72] Hegger, J.; Görtz, S.: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1. Kapitel 6: Querkrafttragfähigkeit von monolithischen und nachträglich ergänzten Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung. Abschlussbericht für das DIBT – Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, 1999
- [73] Hillemeier, B.: Bruchmechanische Untersuchungen des Rissfortschritts in zementgebundenen Werkstoffen. Dissertation, TH Karlsruhe, 1976
- [74] Hillemeier, B.; Wagenknecht, E.; Fontana, P.; Habel, W.; Hofmann, D.: Faseroptische Sensoren für die rückwirkungsfreie Messung von Mikroverformungen mineralischer Systeme bei beginnender Festigkeitsentwicklung und unter Zwang. TU Berlin / Bundesanstalt für Materialforschung und –prüfung, Forschungsbericht, Berlin, 2004
- [75] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P.E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. In: Cement and Concrete Research 6 (1976), 773-781
- [76] Hirsch, C.: Untersuchungen zur Wechselwirkung zwischen polymeren Fließmitteln und Zementen bzw. Mineralphasen der frühen Zementhydratation. Dissertation, Lehrstuhl für Bauchemie, Technische Universität München, 2007
- [77] Hofstetter, G.; Mang, H.A.: Computational Mechanics of Reinforced Concrete Structures. Braunschweig / Wiesbaden: Vieweg & Sohn, 1995
- [78] Hordijk, D.A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. Dissertation, Delft University of Technology, Delft, 1991
- [79] Jaenisch, G.-R.; Goebels, J.; Illerhaus, B.; Artemiev, V.; Naumov, A.: Characterization of Material Structure by Dynamic Tomography. In: Green; Djordovic; Hentschel (Hrsg.): Nondestructive Characterization of Materials XI, Berlin: Springer-Verlag, 2003
- [80] Jähring, A.: Auslegung DIN 1045-1: Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit. Erläuterungen zur Fugenbemessung nach DIN 1045-1. In: Zilch, K. (Hrsg.): Münchener Massivbau Seminar 2005: Neue Wege im 21. Jahrhundert. München 2005
- [81] John, B.: Statistische Verfahren für Technische Meßreihen. Arbeitsbuch für den Ingenieur. München: Carl Hanser, 1979
- [82] Jungwirth, D.; Beyer, E.; Grübl, P.: Dauerhafte Betonbauwerke: Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1986
- [83] Kada, H. et al.: Determination of the coefficient of thermal expansion of high performance concrete from initial setting. In: Materials and Structures, Vol. 35, No. 245 (2002), 35-41
- [84] Kamen, A.: Comportement au jeune âge et différé d'un BFUP écrouissant sous les

effets thermomécaniques. Dissertation, EPF Lausanne, 2007

- [85] Kaufmann, N.: Das Sandflächenverfahren. In: Straßenbautechnik 24 (1971), Nr. 3
- [86] Kessler-Kramer, C.: Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. Dissertation, TH Karlsruhe, 2002
- [87] Khayat, K.H. et al.: Rehabilitation strategies and material performance of SCC used for the repair of the Jarry/Querbes underpass in Montreal. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005. London: Taylor & Francis, 2005
- [88] Kleinschrodt, H.-D.; Winkler, H.: The Influence of the Maximum Aggregate Size of Specimen on Fracture Mechanics Parameters. Proc. Intern. Conference on Fracture Mechanics of Concrete; Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete, ed. F.H. Wittmann, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, 1986, S. 391 – 402
- [89] Knoblauch, H.; Schneider, U.: Bauchemie. Düsseldorf: Werner, 2001
- [90] König, G.; Danielewicz, I.: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIB Model Code 1990. Berlin: Beuth Verlag, 1994 (DAfStb Heft 439)
- [91] König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F. (Hrsg.): Ultrahochfester Beton. Innovationen im Bauwesen. Beiträge aus Praxis und Wissenschaft. 1. Auflage. Berlin: Bauwerk, 2003
- [92] Kovler, K.: Shock of Evaporative Cooling of Concrete in Hot Dry Climates. In: Concrete International 17 (1995), No. 10, 65-69
- [93] Krell, J.: Die Konsistenz von Zementleim, Mörtel und Beton und ihre zeitliche Veränderung. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 46. Düsseldorf: Beton-Verlag, 1985
- [94] Krüss GmbH: Tensiometer K 100. (<http://www.kruss.de/>)
- [95] Kulicke, W.-M.: Fließverhalten von Stoffen und Stoffgemischen. Basel: Hüthig & Wepf, 1986
- [96] Lackner, R.; Mang, H. A.: Mehrskalmodelle für die Berechnung von Flächentragwerken. Berlin: Ernst & Sohn, 2007 (Betonkalender 2007 Teil 2)
- [97] Lade, P. V.: Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. In: International Journal of Solids and Structures 13 (1997) (New York: Pergamon Press), 1019-1035
- [98] Lade, P. V.: Failure Criterion for Frictional Materials. In: Mechanics of Engineering Materials (edited by C. S. Desai and R. H. Gallagher). New York: John Wiley & Sons, 1984
- [99] Laplante, P.; Boulay, C.: Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en

- fonction de sa maturité aux tout premiers âges. In : Materials and Structures, Vol. 27, No. 174 (1994), 596-605
- [100] Larrard, F. de: Concrete Mixture Proportioning. A Scientific Approach. London: E. & F.N. Spon, 1999
- [101] Larrard, F. de; Sedran, T.; Angot, D.: Prévion de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. I : Fondements théoriques et calibration du modèle. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°194, Nov.-Déc., 1994
- [102] Larrard, F. de; Sedran, T.; Angot, D.: Prévion de la compacité des mélanges granulaires par le modèle de suspension solide. II : Validations et cas des mélanges confinés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°194, Nov.-Déc., 1994
- [103] Lindig, V.: Numerische Simulation, Strukturanalyse und Bemessung von Stahlbeton-Verbundkonstruktionen unter Berücksichtigung des nachgiebigen Verbundes von Grenzflächen in Fugen. Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar. Aachen: Shaker-Verlag, 2005
- [104] Locher, F. W.: Zement. Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Düsseldorf: Bau und Technik, 2000
- [105] Löhnert, S.: Computational Homogenization of Microheterogeneous Materials at Finite Strains Including Damage. Dissertation, Institut für Baumechanik und Numerische Mechanik, Universität Hannover, 2005
- [106] Løland, K.E.: Rapport BML 81.101, Universität Trondheim, September 1981
- [107] Lura, P. et al.: Influence of Shrinkage-Reducing Admixtures on Development of Plastic Shrinkage Cracks. In: ACI Materials Journal 104 (2007), No. 2, March-April, 187-194
- [108] Maintenance Group of CEN /TC 250/SC 2: Corrigenda to EN 1992-1-1. Document CEN/TC 250/SC 2 N 0649; January 2007 + Corrigendum EN 1992-1-1 (30.04.2007)
- [109] Malvern Instruments Limited : Mastersizer 2000. (<http://www.malvern.co.uk/>)
- [110] Mandelbrot, B. B.: Die fraktale Geometrie der Natur. Basel: Birkhäuser, 1977
- [111] Marchand, J.: Preface. In: 2nd International RILEM Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, September 11 – 13, 2006, Quebec City, Canada
- [112] Martinola, G.: Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton. Dissertation, ETH Zürich, 2000
- [113] Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, TH Karlsruhe, 2000

- [114] Mellmann, G.; Meinhold, U.; Maultzsch, M.: Untergrundvorbehandlung bei der Anwendung von Spritzbeton. Fachtagung „Sonderkapitel aus dem Brücken- und Ingenieurbau, Berlin, Deutschland, 21.- 22. Oktober 2003; Tagungsbericht S. 72 - 75
- [115] Mindess, S.; Young, J. F.: Concrete. Prentice Hall, 1981
- [116] Müller, A.; Zilch, K.: Examination and evaluation of factors influencing the bond strength between old and new concrete. In: 2nd International RILEM Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, September 11 – 13, 2006. Bagnaux: RILEM Publications S.A.R.L., France
- [117] Nägele, E.: The Zeta-Potential of Cement. In: Cement and Concrete Research 15 (1985), No. 3, 453-462. Part II: Effect of pH-Value. In: Cement and Concrete Research 16 (1986), No. 6, 853-863
- [118] National Institute of Standards and Technology (NIST): An electronic monograph: <http://ciks.cbt.nist.gov/~garbocz/monograph/tablecontents.html>
- [119] National Institute of Standards and Technology (NIST): An electronic monograph: Part I: Cement-based materials. Chapter 2: Concrete rheology. Erhältlich im Internet unter: <http://ciks.cbt.nist.gov/~garbocz/monograph/chapter2.html>
- [120] National Institute of Standards and Technology (NIST): An electronic monograph: Part I: Cement-based materials. Chapter 3: Cement and concrete characterization. <http://ciks.cbt.nist.gov/~garbocz/monograph/chapter3.html>
- [121] National Institute of Standards and Technology (NIST): Cement images and PSD database: <http://ciks.cbt.nist.gov/bentz/phpct/database/images/>
- [122] Neubauer, C.M.; Jennings, H.M.; Garboczi, E.J.: A three-phase model of the elastic and shrinkage properties of mortar. In: Advanced Cement-Based Materials 4 (1996), 6-20
- [123] Neubauer, M.: Numerische Vergleichsberechnungen zum Tragverhalten von unbewehrten Betonschubfugen. Diplomarbeit, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2006
- [124] Neville, A. M.: Properties of concrete. Fourth and Final Edition. Edinburgh: Longman, 1996
- [125] Odler, I.; Borstel, Th. von: Laser granulometer study of cement suspensions. In: Cement and Concrete Research 19 (1989), No. 2, 295-305
- [126] Penka, E.: Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2005
- [127] Plank, J. et al.: Neues zur Wechselwirkung zwischen Zementen und Fließmitteln. In: 16. Ibausil, Tagungsband 1, Bauhaus-Universität Weimar, 2006, 579-598

- [128] Plank, J.: Current Developments on Concrete Admixtures in Europe. In: Proceedings of the Symposium Chemical Admixtures in Concrete, Dalian/China, 2004, 13-27
- [129] Plank, J.; Hirsch, C.: Impact of zeta potential of early cement hydration phases on superplasticizer adsorption. In: Cement and Concrete Research 37 (2007), 537-542
- [130] Plank, J.; Sachsenhauser, B.: Einfluss der Molekülstruktur von Fließmitteln auf Basis von α -Allyl- ω -Methoxypolyethylenglykol-Maleinsäureanhydrid-Copolymer bezüglich Zeta-Potential und Adsorption an Portlandzement. GDCh- Monographie 35 (2005), 70-89
- [131] Randl, N.: Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten. Dissertation, Institut für Betonbau, Universität Innsbruck, 1997
- [132] Rehm, G.; Diem, P.; Zimbelmann, R.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 283. Berlin: Beuth, 1977
- [133] Rehm, G.; Eligehausen, R.; Paul, R.: Verbundverhalten in Fugen von Platten ohne Schubbewehrung. Forschungsbericht, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1980
- [134] Reinecke, R.: Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2004
- [135] Rimmel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 444. Berlin: Beuth, 1994
- [136] Sasse, H. R.: Die Adhäsion zwischen Estrich und Beton. In: Industriefussböden. Osterfildern, 1987, S. 47-56
- [137] Sato, R.: Recent Technology of Concrete Pavement in Japan. In: Proceedings of S. Nagataki Symposium on Visions of Concrete: 21st Century. Part of the 4th CANMET/ACI/JCI International Symposium on Advances in Concrete Technology, Tokushima, Japan, Vol. 1998.6, S. 71-85
- [138] Schäfer, H. G.; Block, K.; Drell, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund. Berlin: Ernst & Sohn, 1996 (DAfStb Heft 456)
- [139] Schäfer, H.G.; Schmidt, W.: Verminderte Schubdeckung in Fertigplatten mit Ortbetonergänzung - Oberflächenrauheit. Abschlussbericht des Lehrstuhls für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Dortmund zu dem vom Deutschen Beton-Verein e.V. geförderten Forschungsvorhaben DBV-Nr. 123.2, Dortmund, Dezember 1991
- [140] Schießl, A.: Die Druckfestigkeit zweiachsig beanspruchter Scheibenelemente unter Berücksichtigung des Betontyps. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, 2004
- [141] Schleeh, W.: Zur Ermittlung der Spaltzugfestigkeit des Betons. In: Beton (1978), Heft

2, S. 57-62

- [142] Schleibinger Geräte Teubert und Greim GmbH: Viskomat NT. (<http://www.schleibinger.com/>)
- [143] Schmidt, P. F.: Praxis der Rasterelektronenmikroskopie und Mikrobereichsanalyse. Renningen-Malmsheim: expert-Verl., 1994
- [144] Schneider, R.: Modellierung des Tragverhaltens flächenhafter Stahlbetontragwerke unter Dauerlast. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2004
- [145] Schrader, E. K.: Mistakes, Misconceptions and controversial issues concerning concrete and concrete repairs (Part 1, 2 and 3). In: Concrete International, September, October, November 1992
- [146] Scrivener, K.L.: Backscattered electron imaging of cementitious microstructures: understanding and quantification. In: Cement & Concrete Composites 26 (2004), 935-945
- [147] Scrivener, K.L.; Bentur, A.; Pratt, P.L.: Quantitative characterization of the transition zone in high strength concrete. In: Advances in Cement Research 1 (1988), 230-237
- [148] Sedran, T.; Larrard, F. de: René-LCPC : a software to optimize the mix-design of High-Performance Concrete. In : BHP 1996, 4th International Symposium on the Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, edited by F. de Larrard and R. Lacroix, Paris, May, pp. 169-178
- [149] Silfwerbrand, J.: Bonded Concrete Overlays – Research Needs. In: 2nd International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, Québec City, Canada, September 2006
- [150] Silfwerbrand, J.: Shear bond strength in repaired concrete structures. In: Materials and Structures 36 (2003), 419-424
- [151] Silfwerbrand, J.; Beushausen, H.: Bonded concrete overlays – bond strength issues. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005. London: Taylor & Francis, 2005
- [152] Simpkins, P. G.; Johnson, D. W.; Fleming, D. A.: Drying Behavior of Colloidal Silica Gels. In: Journal of the American Ceramic Society 72 (1989), No. 10, 1816-1821
- [153] Société CILAS: CILAS 1180 particle size analyzer. (<http://www.cilas.com/>)
- [154] Sodeikat, C.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 2001
- [155] SOFiSTiK AG: ASE. Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen (Version 13.08).

Oberschleißheim, 2006

- [156] SOFiSTiK AG: Programmkette für die statische Berechnung (SOFiSTiK 23). (<http://www.sofistik.de/>)
- [157] Spitza, F.: Einfluss der Betonzugfestigkeit auf die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2006
- [158] Stark, J.; Wicht, B.: Zement und Kalk. Der Baustoff als Werkstoff. Birkhäuser, 2000, S. 25-50
- [159] Stempniewski, L.; Eibl, J.: Finite Elemente im Stahlbeton. Berlin: Ernst & Sohn, 1996 (Betonkalender 1996 Teil 2)
- [160] Stengel, T.; Lowke, D.: Untersuchung der Druckfestigkeit, des Wärmeausdehnungskoeffizienten und der Reißneigung eines Betons. Untersuchungsbericht, T 21556/06, MPA BAU der TU München, 2006
- [161] Taylor, H. F. W.: Cement chemistry. 2nd Edition. London: Telford, 1997
- [162] Taylor, H. F. W.: Modification of the Bogue calculation. In: Advances in Cement Research (1989), 2, No. 6, Apr., 73-77
- [163] Theiner, Y.: Ein Beitrag zur Modellierung der Rissbildung in Beton. Dissertation, Universität Innsbruck, 2007
- [164] Thomée, B.: Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlfaserbetonkonstruktionen. Dissertation, Fachgebiet für Baustatik, Technische Universität München, 2005
- [165] Trausch, J.-L.: Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen für Stahlbeton. Dissertation, ETH Zürich, 2000
- [166] Trende, U.; Büyüköztürk, O.: Size Effect and Influence of Aggregate Roughness in Interface Fracture of Concrete Composites. In: ACI Materials Journal 95 (1998), No. 4, July-August, 331-338
- [167] Trevino, M.; Mc Cullough, B. F.; Fowler, D. W.: Techniques and procedures for bonded concrete overlays. Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, February 2004
- [168] Tschegg, E. K. et al.: Factors Influencing Fracture Behavior of Old-New Concrete Bonds. In: ACI Materials Journal 97 (2000), No. 4, July-August, 447-453
- [169] Vallen Systeme GmbH: Acoustic Emission Systems. (<http://www.vallen.de/>)
- [170] Van Mier, J. G. M.: Fracture Processes of Concrete. Assessment of Material Parameters for Fracture Models. Boca Raton: CRC Press, 1997
- [171] Vaysburd, A. M.; Emmons, P. H.: Concrete repair – a composite system: Philosophy,

- engineering and practice. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005. London: Taylor & Francis, 2005
- [172] Wallevik, J. E.: Rheology of Particle Suspensions. Fresh Concrete, Mortar and Cement Paste with various types of Lignosulfonates. Dissertation, Department of Structural Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, 2003
- [173] Weise, F.: Messverfahren zur Bestimmung des Wassergehaltes. In: Sachstandbericht - Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 560. Berlin: Beuth, 2005, S. 89-106
- [174] Weise, F.: Verfahren der Feuchtemessung. Beiträge zum Kolloquium Frostwiderstand von Beton in Labor und Praxis, 29.-30. Sept. 2005, Berlin, S. 69-82
- [175] Wiegrink, K.-H.: Modellierung des Austrocknungsverhaltens von Calciumsulfat-Fließestrichen und der resultierenden Spannungen und Verformungen. Dissertation, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 2002
- [176] Wittmann, F.H. (Editor): Fracture Mechanics of Concrete Structures. Vol. I. Proceedings of the Second International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS 2) held at ETH Zurich, Switzerland, July 25-28, 1995. Freiburg: AEDIFICATIO Publishers, 1995
- [177] Wittmann, F.H.: Structure of concrete with respect to crack formation. In: Fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier Publishers, Amsterdam, 1983
- [178] Wolfram, A.: Die Festigkeit der Arbeitsfuge im Beton. Ein Beitrag mit Hilfe experimenteller und theoretischer Untersuchungen. Dissertation, TH München, 1958
- [179] Wüstholtz, T.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2005
- [180] Yoshioka, K. et al.: Adsorption characteristics of superplasticizers on cement component minerals. In: Cement and Concrete Research 32 (2002), 1507-1513
- [181] Zacher, M.: Integration eines optischen 3D-Sensors in ein Koordinatenmessgerät für die Digitalisierung komplexer Oberflächen. Dissertation, Fakultät für Maschinenwesen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2003
- [182] Zehetmaier, G.: Zusammenwirken einbetonierter Bewehrung mit Klebarmierung bei verstärkten Betonbauteilen. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 2006
- [183] Zelger, C.; Rüscher, H.: Der Einfluss von Fugen auf die Festigkeit von

Fertigteilschalen. In: Beton- und Stahlbetonbau 1961, Heft 10, S. 234-237

- [184] Zhang, M.H.; Gjorv, O.E.: Microstructure of the interfacial zone between lightweight aggregate and cement paste. In: Cement and Concrete Research 20 (1990), 610-618
- [185] Zhou, Y.: Über das Festigkeitsverhalten verschiedener Werkstoffe. Dissertation, Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München, 1994
- [186] Zilch, K.; Jähring, A.; Müller, A.: Kraftübertragung in Fugen: Modellierung - Bemessung. In: Kongressunterlagen zu den 50. Betontagen in Neu-Ulm. 14.-16. Februar 2006
- [187] Zilch, K.; Mainz, J.: Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 528. Berlin: Beuth, 2002
- [188] Zilch, K.; Müller, A.: Effects of repeated loading on the shear connection between old and new concrete. In: International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting – ICCRRR 2005, Cape Town, South Africa, 21-23 November 2005. London: Taylor & Francis, 2005
- [189] Zilch, K.; Müller, A.: Experimentelle Untersuchung zum Ermüdungstragverhalten von unbewehrten Schubfugen an nachträglich ergänzten Betonbauteilen. Abschlussbericht zum DAfStb-Forschungsvorhaben V 422. Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 2004
- [190] Zilch, K.; Müller, A.: Grundlagen und Anwendungsregeln der Bemessung von Fugen nach EN 1992-1-1. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 2007
- [191] Zilch, K.; Reinecke, R.: Hochfester Beton – Halbfertigteile im Brückenbau. Untersuchung der Schubkraftübertragung zwischen hochfestem Fertigteile und Normalbetonergänzung. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1999
- [192] Zimbelman, R.: A contribution to the problem of cement-aggregate bond. In: Cement and Concrete Research 15 (1985), 808-810
- [193] ZTV-SIB 90: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Der Bundesminister für Verkehr. Dortmund: Verkehrsblattverlag, 1990
- [194] ZTV-W LB 219: Zusätzliche technische und Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219), 2004

9 Anhang

9.1 Prüfung der Festbetoneigenschaften

Druckfestigkeit:

Tabelle 9.1: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 1)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm, cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
M-1-C30/37	7,98	150	151	150	2,35	777,3	34,5	28	35,0	34,5
M-1-C30/37	7,88	150	150	150	2,33	805,7	36,0	28		
M-1-C30/37	7,90	150	150	150	2,34	799,3	35,5	28		
M-2-C30/37	7,90	150	150	150	2,34	825,3	36,5	28	37,5	36,5
M-2-C30/37	7,95	150	150	150	2,36	843,5	37,5	28		
M-2-C30/37	7,90	150	150	150	2,34	866,2	38,5	28		
M-3-C55/67	8,10	149	150	150	2,42	1732,6	77,0	28	77,5	75,0
M-3-C55/67	8,10	149	149	150	2,43	1809,9	81,0	28		
M-3-C55/67	8,16	149	150	150	2,43	1691,2	75,0	28		
M-4-C70/85	8,17	149	150	150	2,44	2113,5	94,0	28	98,5	94,0
M-4-C70/85	8,07	148	149	150	2,44	2178,8	97,5	28		
M-4-C70/85	8,10	149	149	150	2,43	2313,4	103,5	28		
M-5-C100/115	8,22	149	150	150	2,45	2789,4	124,0	28	126,5	124,0
M-5-C100/115	8,21	149	150	150	2,45	2911,3	129,5	28		
M-5-C100/115	8,26	149	150	150	2,46	2837,3	126,0	28		

Tabelle 9.2: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 56 d (Teilprojekt 1)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm, cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
M-1-C30/37	7,84	150	150	150	2,32	869,3	38,5	56	39,0	38,5
M-1-C30/37	7,78	150	149	150	2,32	888,6	40,0	56		
M-1-C30/37	7,86	150	150	150	2,33	881,3	39,0	56		
M-2-C30/37	7,86	150	150	150	2,33	903,4	40,0	56	40,5	40,0
M-2-C30/37	7,89	150	151	150	2,32	916,6	40,5	56		
M-2-C30/37	7,90	149	151	150	2,34	920,5	40,5	56		
M-3-C55/67	8,13	149	149	150	2,44	1821,2	81,5	56	84,0	81,5
M-3-C55/67	8,10	148	149	150	2,45	1922,2	86,0	56		
M-3-C55/67	8,11	149	149	150	2,44	1890,1	84,5	56		
M-4-C70/85	8,09	149	149	150	2,43	2296,8	103,0	56	106,0	103,0
M-4-C70/85	8,13	149	150	150	2,43	2345,1	104,0	56		
M-4-C70/85	8,13	149	150	150	2,43	2488,8	110,5	56		
M-5-C100/115	8,22	149	150	150	2,45	3187,0	141,5	56	141,0	138,0
M-5-C100/115	8,16	148	150	150	2,45	3230,3	143,5	56		
M-5-C100/115	8,20	148	150	150	2,46	3106,5	138,0	56		

Tabelle 9.3: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 2)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm,cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
B-C30/37	8,18	150	150	149	2,44	1328,8	59,5	28	57,0	54,5
B-C30/37	8,09	150	150	149	2,41	1316,7	59,0	28		
B-C30/37	8,05	150	150	149	2,40	1221,7	54,5	28		
B-C30/37	8,13	150	150	150	2,41	1246,8	55,5	28		
B-C30/37	8,09	150	150	149	2,41	1259,1	56,5	28		
B-C30/37	8,20	150	150	150	2,43	1320,0	58,5	28		
B-C60/75	8,03	149	150	150	2,40	2251,8	100,0	28	97,5	94,0
B-C60/75	8,10	148	151	150	2,42	2244,3	99,0	28		
B-C60/75	7,98	148	150	150	2,40	2111,8	94,0	28		
B-C60/75	8,06	148	151	150	2,40	2199,5	97,0	28		
B-C60/75	8,02	148	150	150	2,41	2206,3	98,0	28		
B-C60/75	8,04	148	150	150	2,41	2172,9	96,5	28		
B-C120/135	8,63	149	149	150	2,59	2717,6	121,5	28	135,5	121,5
B-C120/135	8,75	149	150	150	2,61	3164,0	140,5	28		
B-C120/135	8,62	148	149	150	2,61	3053,0	136,5	28		
B-C120/135	8,66	148	149	150	2,62	3075,7	137,5	28		
B-C120/135	8,70	149	150	150	2,60	3149,8	140,0	28		
B-C120/135	8,67	148	150	150	2,60	3092,9	137,5	28		
B-C150	8,16	149	150	149	2,45	3709,9	166,0	28	176,5	162,5
B-C150	8,19	148	151	150	2,44	4067,1	179,5	28		
B-C150	8,07	148	149	150	2,44	4139,8	185,0	28		
B-C150	8,03	149	148	150	2,43	4114,7	185,5	28		
B-C150	8,12	149	150	150	2,42	4065,3	181,0	28		
B-C150	8,10	148	150	150	2,43	3658,2	162,5	28		

Tabelle 9.4: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 56 d (Teilprojekt 2)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm,cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
B-C30/37	8,12	150	152	150	2,37	1301,3	57,0	56	58,0	54,5
B-C30/37	8,08	150	151	150	2,38	1232,5	54,5	56		
B-C30/37	8,13	150	152	150	2,38	1431,5	63,0	56		
B-C60/75	8,13	150	151	150	2,39	2013,1	89,0	56	92,5	84,0
B-C60/75	7,91	150	150	150	2,34	1891,4	84,0	56		
B-C60/75	7,94	148	151	150	2,37	2383,3	105,0	56		
B-C120/135	8,77	150	151	150	2,58	3086,0	136,5	56	137,0	114,0
B-C120/135	8,68	150	150	150	2,57	2570,0	114,0	56		
B-C120/135	8,56	148	149	151	2,57	3609,1	160,5	56		
B-C150	8,02	149	149	150	2,41	3966,3	177,5	56	175,0	166,0
B-C150	8,14	150	149	150	2,43	3714,4	166,0	56		
B-C150	8,02	148	149	150	2,42	4055,1	181,5	56		

Tabelle 9.5: Würfeldruckfestigkeit des Altbetons nach 28 d und 56 d (Teilprojekt 3)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm,cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
R-1	7,90	150	151	150	2,33	913,8	40,3	28	40,5	39,8
R-1	7,97	150	151	150	2,35	900,8	39,8	28		
R-1	7,88	150	149	150	2,35	927,7	41,5	28		
R-1	7,82	150	150	150	2,32	998,8	44,4	56	42,9	41,9
R-1	7,89	150	150	150	2,34	952,3	42,3	56		
R-1	7,78	150	149	150	2,32	935,6	41,9	56		

Tabelle 9.6: Würfeldruckfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm,cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
M-6-C30/37	7,94	150	150	150	2,35	890,5	39,5	28	41,0	40,0
M-6-C30/37	7,93	150	150	150	2,35	966,7	43,0	28		
M-6-C30/37	7,93	150	150	150	2,35	898,8	40,0	28		
M-7-C30/37*	8,08	150	150	150	2,39	1066,1	47,5	28	47,5	47,0
M-7-C30/37*	8,13	150	150	150	2,41	1088,1	48,5	28		
M-7-C30/37*	8,12	150	150	150	2,41	1056,8	47,0	28		
M-8-C30/37*	8,06	148	150	150	2,42	1419,8	63,0	28	61,5	60,0
M-8-C30/37*	8,18	149	151	150	2,42	1362,3	60,0	28		
M-8-C30/37*	8,02	148	149	150	2,42	1384,5	62,0	28		
M-9-C30/37*	7,97	149	150	150	2,38	1227,5	54,5	28	54,5	54,0
M-9-C30/37*	8,03	149	151	150	2,38	1239,2	54,5	28		
M-9-C30/37*	8,00	149	150	150	2,39	1213,2	54,0	28		
M-10-C55/67	8,19	149	149	150	2,46	1910,9	85,5	28	87,0	85,5
M-10-C55/67	8,27	149	150	150	2,47	1958,5	87,0	28		
M-10-C55/67	8,25	149	150	150	2,46	1982,0	88,0	28		
M-11-C70/85	8,02	148	149	150	2,42	2199,2	98,5	28	96,5	94,5
M-11-C70/85	8,07	148	150	150	2,42	2162,5	96,0	28		
M-11-C70/85	8,06	148	150	150	2,42	2127,3	94,5	28		
M-12-C100/115	8,08	148	149	150	2,44	3008,2	134,5	28	128,5	124,0
M-12-C100/115	8,25	149	150	150	2,46	2853,9	127,0	28		
M-12-C100/115	8,13	148	149	150	2,46	2773,6	124,0	28		

Tabelle 9.7: Würfeldruckfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm,cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
B-C30/37	8,08	150	150	150	2,39	1157,3	51,5	28	52,0	49,0
B-C30/37	8,04	150	150	150	2,38	1106,3	49,0	28		
B-C30/37	8,08	150	150	150	2,39	1236,3	55,0	28		
B-C60/75	8,16	148	153	150	2,40	2383,5	104,0	28	100,5	93,5
B-C60/75	8,11	149	151	150	2,40	2358,3	104,0	28		
B-C60/75	8,01	149	150	150	2,39	2100,8	93,5	28		
B-C120/135	8,65	149	151	150	2,56	3285,8	145,0	28	139,0	130,0
B-C120/135	8,63	149	151	150	2,56	3218,9	142,0	28		
B-C120/135	8,70	151	150	149	2,58	2902,3	130,0	28		
B-C150	8,01	148	149	150	2,42	3678,0	164,5	28	164,0	160,5
B-C150	8,25	148	150	151	2,46	3779,1	167,0	28		
B-C150	8,16	149	150	151	2,42	3632,6	160,5	28		

Tabelle 9.8: Würfeldruckfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 3)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{cm,cu150} [N/mm ²]	min f _{ci} [N/mm ²]
M3-1	8,02	150	150	150	2,38	954,0	42,4	28	42,9	42,4
M3-1	7,95	150	149	150	2,37	963,3	43,1	28		
M3-1	7,98	150	150	150	2,36	974,3	43,3	28		
M3-2	8,05	150	150	150	2,39	1010,3	44,9	28	45,1	44,9
M3-2	8,14	150	152	150	2,38	1028,3	45,1	28		
M3-2	8,17	150	152	150	2,39	1033,4	45,3	28		
M3-3	8,00	150	149	150	2,39	968,3	43,3	28	43,0	42,6
M3-3	8,05	150	150	150	2,39	970,2	43,1	28		
M3-3	8,14	150	152	150	2,38	971,2	42,6	28		

Spaltzugfestigkeit (monolithische Probekörper):

Tabelle 9.9: Spaltzugfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 1)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	$f_{ctm,spl}$ [N/mm ²]	min $f_{cti,spl}$ [N/mm ²]
M-1-C30/37	7,88	150	150	150	2,33	88,7	2,50	28	2,70	2,50
M-1-C30/37	7,91	150	150	150	2,34	93,5	2,65	28		
M-1-C30/37	7,89	150	150	150	2,34	102,3	2,90	28		
M-2-C30/37	7,88	150	150	150	2,33	97,0	2,75	28	2,80	2,75
M-2-C30/37	7,88	150	150	150	2,33	103,7	2,95	28		
M-2-C30/37	7,90	150	150	150	2,34	98,0	2,70	28		
M-3-C55/67	8,11	150	149	150	2,42	151,5	4,30	28	3,90	3,55
M-3-C55/67	8,06	150	148	150	2,42	131,4	3,70	28		
M-3-C55/67	8,21	150	151	150	2,42	126,7	3,55	28		
M-4-C70/85	8,16	150	150	150	2,42	135,3	3,85	28	4,10	3,85
M-4-C70/85	8,07	149	150	150	2,41	151,9	4,30	28		
M-4-C70/85	8,11	150	150	150	2,40	147,5	4,15	28		
M-5-C100/115	8,28	150	150	150	2,45	209,1	5,90	28	5,35	5,00
M-5-C100/115	8,28	150	150	150	2,45	180,5	5,10	28		
M-5-C100/115	8,25	150	150	150	2,44	177,3	5,00	28		

Tabelle 9.10: Spaltzugfestigkeit des Altbetons nach 28 d (Teilprojekt 2)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	$f_{ctm,spl}$ [N/mm ²]	min $f_{cti,spl}$ [N/mm ²]
B-C30/37	8,12	150	151	150	2,39	142,9	4,00	28	3,90	3,75
B-C30/37	8,11	150	151	150	2,39	138,6	3,90	28		
B-C30/37	8,10	150	150	150	2,40	132,3	3,75	28		
B-C60/75	8,03	150	150	150	2,38	125,5	3,55	28	3,70	3,55
B-C60/75	7,94	149	151	150	2,35	140,9	3,95	28		
B-C60/75	8,00	150	151	150	2,35	129,4	3,65	28		
B-C120/135	8,62	150	150	150	2,55	116,0	3,30	28	4,60	3,30
B-C120/135	8,76	150	150	150	2,60	184,1	5,20	28		
B-C120/135	8,63	150	149	150	2,57	186,8	5,30	28		
B-C150	8,11	149	150	150	2,42	427,6	12,10	28	10,00	5,05
B-C150	8,13	149	150	150	2,43	177,7	5,00	28		
B-C150	8,27	150	150	150	2,45	453,0	12,80	28		

Tabelle 9.11: Spaltzugfestigkeit des Altbetons nach 28 d und 56 d (Teilprojekt 3)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	$f_{ctm,spl}$ [N/mm ²]	min $f_{cti,spl}$ [N/mm ²]
R-1	7,70	150	151	150	2,266	74,8	2,10	28	2,13	1,97
R-1	7,73	150	151	150	2,275	82,8	2,33	28		
R-1	7,82	150	153	150	2,272	70,9	1,97	28		
R-1	7,71	150	150	150	2,284	78,3	2,22	56	2,28	2,22
R-1	7,81	150	152	150	2,284	81,8	2,28	56		
R-1	7,60	149	150	150	2,267	82,5	2,33	56		

Tabelle 9.12: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1; Würfel)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{ctm,spl} [N/mm ²]	min f _{cti,spl} [N/mm ²]
M-6-C30/37	7,87	150	150	150	2,34	93,7	2,65	30	2,50	2,30
M-6-C30/37	7,91	150	150	150	2,35	81,5	2,30	30		
M-6-C30/37	7,87	150	150	150	2,34	86,9	2,45	30		
M-7-C30/37*	8,01	150	150	150	2,39	123,9	3,55	29	3,15	2,65
M-7-C30/37*	8,07	150	150	150	2,40	113,6	3,25	29		
M-7-C30/37*	8,03	150	150	150	2,38	93,0	2,65	29		
M-8-C30/37*	8,12	150	150	150	2,41	121,1	3,45	28	3,60	3,50
M-8-C30/37*	8,10	150	150	150	2,41	128,1	3,65	28		
M-8-C30/37*	8,05	150	150	150	2,40	133,4	3,80	28		
M-9-C30/37*	7,90	150	150	150	2,34	110,3	3,10	28	3,20	3,10
M-9-C30/37*	7,86	150	150	150	2,33	117,1	3,30	28		
M-9-C30/37*	7,90	150	150	150	2,34	108,7	3,10	28		
M-10-C55/67	8,19	150	148	150	2,46	140,7	4,05	28	4,30	4,05
M-10-C55/67	8,33	150	151	150	2,45	167,8	4,70	28		
M-10-C55/67	8,26	150	149	150	2,46	147,4	4,20	28		
M-11-C70/85	8,07	150	150	150	2,39	141,9	4,00	28	4,00	3,90
M-11-C70/85	8,10	150	150	150	2,40	143,2	4,05	28		
M-11-C70/85	8,04	150	149	150	2,40	137,4	3,90	28		
M-12-C100/115	8,20	150	149	150	2,45	181,7	5,20	28	5,20	5,05
M-12-C100/115	8,21	150	150	150	2,43	178,0	5,05	28		
M-12-C100/115	8,21	150	149	150	2,45	190,0	5,40	28		

Tabelle 9.13: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2; Würfel)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{ctm,spl} [N/mm ²]	min f _{cti,spl} [N/mm ²]
B-C30/37	8,05	150	150	150	2,39	110,6	3,15	28	3,40	3,13
B-C30/37	8,07	150	150	150	2,39	128,6	3,65	28		
B-C30/37	8,13	150	150	150	2,41	123,1	3,50	28		
B-C60/75	8,05	148	150	150	2,42	121,8	3,50	28	3,45	3,35
B-C60/75	8,18	150	150	150	2,42	123,2	3,50	28		
B-C60/75	8,05	150	150	150	2,38	118,4	3,35	28		
B-C120/135	8,66	148	150	150	2,60	191,5	5,50	28	5,70	5,35
B-C120/135	8,70	150	150	150	2,59	188,1	5,35	28		
B-C120/135	8,73	150	150	150	2,60	222,4	6,30	28		
B-C150	8,06	150	148	150	2,42	277,8	7,85	28	7,80	7,40
B-C150	8,03	150	149	150	2,40	261,5	7,40	28		
B-C150	8,15	150	151	150	2,40	288,2	8,15	28		

Tabelle 9.14: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 3, Würfel)

Mischung	Masse [kg]	Höhe [mm]	Länge [mm]	Breite [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	f _{ctm,spl} [N/mm ²]	min f _{cti,spl} [N/mm ²]
M3-1	7,94	150	149	150	2,368	106,5	3,03	28	2,93	2,84
M3-1	8,05	150	151	150	2,369	101,1	2,84	28		
M3-1	8,01	150	150	150	2,373	103,5	2,93	28		
M3-2	8,06	150	150	150	2,388	115,5	3,27	28	3,08	2,95
M3-2	8,11	150	151	150	2,387	107,8	3,03	28		
M3-2	8,10	150	151	150	2,384	104,8	2,95	28		
M3-3	8,04	150	150	150	2,382	111,8	3,16	28	3,15	3,12
M3-3	8,11	150	152	150	2,371	114,0	3,18	28		
M3-3	8,01	150	150	150	2,373	110,2	3,12	28		

Tabelle 9.15: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1; Zylinder)

Mischung	Masse [kg]	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	$f_{ctm,spl}$ [N/mm ²]	min $f_{cti,spl}$ [N/mm ²]
M-6-C30/37	12,79	150	300	2,41	211,1	3,00	28	2,90	2,85
M-6-C30/37	12,77	150	300	2,41	200,5	2,85	28		
M-6-C30/37	12,86	150	302	2,41	208,6	2,95	28		
M-7-C30/37*	12,97	150	300	2,45	213,0	3,00	28	2,95	2,90
M-7-C30/37*	12,97	150	300	2,45	204,8	2,90	28		
M-7-C30/37*	13,02	150	301	2,45	204,0	2,90	28		
M-8-C30/37*	13,04	150	300	2,46	207,5	2,95	28	3,05	2,90
M-8-C30/37*	12,97	150	300	2,45	231,8	3,30	28		
M-8-C30/37*	12,96	150	300	2,44	205,1	2,90	28		
M-9-C30/37*	12,87	150	300	2,43	200,5	2,85	28	3,10	2,85
M-9-C30/37*	12,91	150	300	2,44	228,5	3,25	28		
M-9-C30/37*	12,93	150	300	2,44	224,0	3,15	28		
M-10-C55/67	13,18	150	300	2,49	319,3	4,50	28	5,10	4,50
M-10-C55/67	13,20	150	300	2,49	404,0	5,70	28		
M-10-C55/67	13,20	150	300	2,49	361,0	5,10	28		
M-11-C70/85	12,92	150	299	2,45	374,6	5,30	28	4,65	4,20
M-11-C70/85	12,89	150	300	2,43	296,9	4,20	28		
M-11-C70/85	12,92	150	301	2,43	314,6	4,45	28		
M-12-C100/115	13,00	150	300	2,45	341,2	4,85	28	5,10	4,55
M-12-C100/115	13,07	150	300	2,47	420,3	5,95	28		
M-12-C100/115	13,09	150	300	2,47	321,6	4,55	28		

Tabelle 9.16: Spaltzugfestigkeit des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2; Zylinder)

Mischung	Masse [kg]	Durchmesser [mm]	Länge [mm]	Rohdichte [kg/dm ³]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	Prüfalter [d]	$f_{ctm,spl}$ [N/mm ²]	min $f_{cti,spl}$ [N/mm ²]
B-C30/37	12,85	150	299	2,43	238,5	3,40	28	3,50	3,30
B-C30/37	12,89	150	300	2,43	271,7	3,85	28		
B-C30/37	12,96	150	300	2,45	231,9	3,30	28		
B-C60/75	12,75	149	300	2,44	397,8	5,65	28	5,55	5,30
B-C60/75	12,80	150	301	2,41	405,0	5,70	28		
B-C60/75	12,86	150	302	2,41	375,5	5,30	28		
B-C120/135	13,73	150	301	2,58	500,3	7,05	28	6,95	6,65
B-C120/135	13,62	150	299	2,58	496,6	7,05	28		
B-C120/135	13,70	150	300	2,58	471,8	6,65	28		
B-C150	12,92	150	300	2,44	591,4	8,35	28	9,45	7,35
B-C150	13,10	150	300	2,47	520,0	7,35	28		
B-C150	12,85	150	300	2,42	891,8	12,60	28		

Elastizitätsmodul:

Tabelle 9.17: Elastizitätsmodul des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 1)

Mischung	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ϵ_o [mm/m]	ϵ_u [mm/m]	E_{ci} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Prüfalter [d]
M-6-C30/37	10,97	0,49	0,378	0,026	29818	29800	28
M-6-C30/37	10,98	0,5	0,384	0,032	29749		28
M-6-C30/37	10,96	0,5	0,366	0,016	29833		28
M-7-C30/37*	12,78	0,49	0,452	0,041	29884	30100	28
M-7-C30/37*	12,78	0,49	0,444	0,044	30681		28
M-7-C30/37*	12,79	0,5	0,442	0,027	29644		28
M-8-C30/37*	16,57	0,5	0,507	0,022	33167	32100	28
M-8-C30/37*	16,57	0,5	0,554	0,043	31485		28
M-8-C30/37*	16,58	0,5	0,536	0,03	31768		28
M-9-C30/37*	14,62	0,5	0,471	0,036	32395	32500	28
M-9-C30/37*	14,61	0,49	0,45	0,015	32469		28
M-9-C30/37*	14,61	0,49	0,451	0,017	32533		28
M-10-C55/67	25,02	0,49	0,703	0,051	37603	37400	28
M-10-C55/67	25,03	0,49	0,7	0,046	37527		28
M-10-C55/67	25,02	0,5	0,684	0,021	37030		28
M-11-C70/85	27,74	0,5	0,797	0,031	35592	35800	28
M-11-C70/85	27,75	0,5	0,786	0,029	35987		28
M-11-C70/85	27,76	0,5	0,774	0,015	35884		28
M-12-C100/115	37	0,5	0,963	0,057	40289	39100	28
M-12-C100/115	37,01	0,5	0,98	0,043	38971		28
M-12-C100/115	37,01	0,48	0,977	0,018	38066		28

Tabelle 9.18: Elastizitätsmodul des Neubetons nach 28 d (Teilprojekt 2)

Mischung	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ϵ_o [mm/m]	ϵ_u [mm/m]	E_{ci} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Prüfalter [d]
B-C30/37	13,93	0,49	0,426	0,019	33049	32800	28
B-C30/37	13,93	0,5	0,461	0,04	31932		28
B-C30/37	13,92	0,49	0,418	0,015	33335		28
B-C60/75	28,94	0,49	0,77	0,041	39014	38700	28
B-C60/75	28,93	0,5	0,774	0,022	37776		28
B-C60/75	28,94	0,5	0,737	0,013	39261		28
B-C120/135	40	0,49	0,741	0,007	53863	53400	28
B-C120/135	40	0,5	0,75	0,004	52930		28
B-C120/135	40	0,49	0,745	0,007	53509		28
B-C150	47,19	0,5	0,9	0,014	52714	52800	28
B-C150	47,21	0,5	0,87	0,011	54386		28
B-C150	47,2	0,49	0,922	0,013	51373		28

Tabelle 9.19: Elastizitätsmodul des Alt- und Neubetons (Teilprojekt 3)

Mischung	σ_o [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ϵ_o [mm/m]	ϵ_u [mm/m]	E_{ci} [N/mm ²]	E_{cm} [N/mm ²]	Prüfalter [d]
R-1	10,91	0,48	0,450	0,027	24701	25800	28
R-1	10,90	0,47	0,425	0,023	25979		28
R-1	10,92	0,48	0,424	0,032	26632		28
R-1	11,51	0,48	0,453	0,029	25997	26900	56
R-1	11,52	0,47	0,441	0,034	27148		56
R-1	11,52	0,48	0,438	0,035	27417		56
M3	12,12	0,47	0,414	0,041	31247	31100	28
M3	12,12	0,47	0,415	0,039	31054		28
M3	12,11	0,48	0,415	0,041	31125		28

9.2 Ergebnisse der Spaltzugversuche an Verbundkörpern

Zum besseren Verständnis seien hier die wichtigsten Abkürzungen vorgestellt, die in den nachstehenden Tabellen verwendet werden:

HDW	höchstdruckwassergestrahlt	A	angefeuchtet
RR	rüttelrau bzw. geglättet	L	luftgetrocknet
RR+WG	rüttelrau + wassergestrahlt	MS	Mikrosilikaschicht
StRe	mit Stahlrechen aufgeraut	W	wassergesättigt
STS	stark sandgestrahlt		
SWS	schwach sandgestrahlt		

Tabelle 9.20: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-6 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm, spl} [N/mm ²]
1	1-1-I	SWS	A	1,0	1,059	59,5	1,68	1,59
2	1-1-II	SWS	A	1,0	1,059	60,7	1,72	
3	1-1-III	SWS	A	1,0	1,055	41,5	1,18	
4	1-1-IV	SWS	A	1,0	1,058	62,6	1,78	
5	1-2-I	SWS	W	1,2	1,084	101,2	2,85	2,79
6	1-2-II	SWS	W	1,2	1,086	104,5	2,93	
7	1-2-III	SWS	W	1,2	1,081	100,6	2,84	
8	1-2-IV	SWS	W	1,2	1,084	90,4	2,54	
9	2-3-I	STS	A	1,5	1,094	59,0	1,66	2,16
10	2-3-II	STS	A	1,5	1,110	78,3	2,21	
11	2-3-III	STS	A	1,5	1,095	80,4	2,28	
12	2-3-IV	STS	A	1,5	1,096	87,2	2,47	
13	2-4-I	RR	A		1,008	34,2	0,97	1,24
14	2-4-II	RR	A		1,007	37,4	1,06	
15	2-4-III	RR	A		1,007	51,0	1,44	
16	2-4-IV	RR	A		1,008	52,1	1,48	
17	2-5-I	HDW	A	1,0	1,089	68,0	1,93	1,72
18	2-5-II	HDW	A	1,0	1,061	46,0	1,31	
19	2-5-III	HDW	A	1,0	1,077	59,5	1,72	
20	2-5-IV	HDW	A	1,0	1,079	67,5	1,91	
21	3-6-I	SWS	A	0,8	1,037	58,6	1,66	1,35
22	3-6-II	SWS	A	0,8	1,038	52,5	1,48	
23	3-6-III	SWS	A	0,8	1,044	47,3	1,33	
24	3-6-IV	SWS	A	0,8	1,046	32,2	0,91	
25	4-7-I	SWS	A	0,8	1,043	58,2	1,65	1,53
26	4-7-II	SWS	A	0,8	1,045	39,8	1,14	
27	4-7-III	SWS	A	0,8	1,039	66,8	1,89	
28	4-7-IV	SWS	A	0,8	1,036	50,2	1,43	
29	5-8-I	SWS	A	0,8	1,026	62,7	1,77	1,41
30	5-8-II	SWS	A	0,8	1,024	43,2	1,21	
31	5-8-III	SWS	A	0,8	1,024	55,0	1,55	
32	5-8-IV	SWS	A	0,8	1,025	39,9	1,12	

Tabelle 9.21: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-7 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm,sp1} [N/mm ²]
1	5-1-I	SWS	A	0,8	1,021	67,1	1,90	2,24
2	5-1-II	SWS	A	0,8	1,030	90,8	2,58	
3	5-1-III	SWS	A	0,8	1,025	81,2	2,29	
4	5-1-IV	SWS	A	0,8	1,025	77,4	2,20	
5	4-3-I	SWS	A	1,1	1,043	59,3	1,69	1,93
6	4-3-II	SWS	A	1,1	1,046	71,4	2,02	
7	4-3-III	SWS	A	1,1	1,055	66,6	1,89	
8	4-3-IV	SWS	A	1,1	1,061	74,3	2,11	
9	3-4-I	SWS	A	1,1	1,054	50,3	1,43	1,77
10	3-4-II	SWS	A	1,1	1,037	76,8	2,17	
11	3-4-III	SWS	A	1,1	1,051	61,9	1,76	
12	3-4-IV	SWS	A	1,1	1,064	60,2	1,72	
13	2-6-I	STS	A	1,4	1,074	78,2	2,21	2,48
14	2-6-II	STS	A	1,4	1,070	96,1	2,72	
15	2-6-III	STS	A	1,4	1,070	97,2	2,75	
16	2-6-IV	STS	A	1,4	1,069	79,6	2,24	
17	2-8-I	RR	A		1,006	40,2	1,13	1,24
18	2-8-II	RR	A		1,007	45,9	1,30	
19	2-8-III	RR	A		1,005	42,6	1,20	
20	2-8-IV	RR	A		1,006	48,2	1,36	
21	2-9-I	HDW	A	0,8	1,056	91,0	2,57	2,30
22	2-9-II	HDW	A	0,8	1,058	111,5	3,17	
23	2-9-III	HDW	A	0,8	1,065	57,1	1,62	
24	2-9-IV	HDW	A	0,8	1,061	65,4	1,85	
25	1-10-I	SWS	A	0,8	1,075	78,9	2,23	2,44
26	1-10-II	SWS	A	0,8	1,067	99,7	2,82	
27	1-10-III	SWS	A	0,8	1,075	84,5	2,39	
28	1-10-IV	SWS	A	0,8	1,072	81,8	2,31	
29	1-11-I	SWS	MS	0,9	1,036	35,6	1,01	1,26
30	1-11-II	SWS	MS	0,9	1,043	46,8	1,32	
31	1-11-III	SWS	MS	0,9	1,044	47,0	1,33	
32	1-11-IV	SWS	MS	0,9	1,033	47,7	1,35	
33	1-12-I	SWS	W	0,7	1,039	82,5	2,36	2,52
34	1-12-II	SWS	W	0,7	1,048	91,9	2,63	
35	1-12-III	SWS	W	0,7	1,046	77,9	2,23	
36	1-12-IV	SWS	W	0,7	1,046	100,4	2,84	
37	1-13-I	STS	W	1,3	1,070	80,4	2,27	2,41
38	1-13-II	STS	W	1,3	1,080	73,1	2,06	
39	1-13-III	STS	W	1,3	1,086	99,5	2,80	
40	1-13-IV	STS	W	1,3	1,079	89,2	2,51	
41	1-14-I	RR	W		1,011	48,9	1,38	1,29
42	1-14-II	RR	W		1,012	48,9	1,39	
43	1-14-III	RR	W		1,010	41,6	1,18	
44	1-14-IV	RR	W		1,012	42,4	1,21	
45	1-15-I	HDW	W	1,1	1,108	89,2	2,56	2,50
46	1-15-II	HDW	W	1,1	1,098	96,7	2,76	
47	1-15-III	HDW	W	1,1	1,111	83,6	2,39	
48	1-15-IV	HDW	W	1,1	1,113	80,0	2,29	

Tabelle 9.22: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-8 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm,sp} [N/mm ²]
1	4-2-I	SWS	A	1,1	1,041	63,4	1,80	1,74
2	4-2-II	SWS	A	1,1	1,035	60,7	1,73	
3	4-2-III	SWS	A	1,1	1,044	61,1	1,74	
4	4-2-IV	SWS	A	1,1	1,055	59,0	1,68	
5	5-3-I	SWS	A	1,0	1,027	66,1	1,87	2,00
6	5-3-II	SWS	A	1,0	1,027	77,9	2,22	
7	5-3-III	SWS	A	1,0	1,025	72,6	2,06	
8	5-3-IV	SWS	A	1,0	1,027	64,2	1,84	
9	1-5-I	SWS	A	0,7	1,054	57,2	1,62	2,04
10	1-5-II	SWS	A	0,7	1,068	69,0	1,96	
11	1-5-III	SWS	A	0,7	1,073	86,5	2,44	
12	1-5-IV	SWS	A	0,7	1,058	75,9	2,13	
13	1-6-I	SWS	W	1,1	1,075	91,8	2,60	2,79
14	1-6-II	SWS	W	1,1	1,094	100,7	2,85	
15	1-6-III	SWS	W	1,1	1,095	101,7	2,90	
16	1-6-IV	SWS	W	1,1	1,076	98,0	2,80	
17	3-7-I	SWS	A	1,1	1,040	63,1	1,79	1,96
18	3-7-II	SWS	A	1,1	1,041	67,8	1,93	
19	3-7-III	SWS	A	1,1	1,042	75,8	2,17	
20	3-7-IV	SWS	A	1,1	1,046	69,4	1,97	
21	2-13-I	STS	A	1,5	1,091	82,4	2,34	2,20
22	2-13-II	STS	A	1,5	1,072	91,2	2,59	
23	2-13-III	STS	A	1,5	1,079	62,9	1,79	
24	2-13-IV	STS	A	1,5	1,072	72,8	2,06	
25	2-14-I	RR	A		1,007	62,0	1,75	1,49
26	2-14-II	RR	A		1,010	42,9	1,20	
27	2-14-III	RR	A		1,008	43,4	1,23	
28	2-14-IV	RR	A		1,007	63,2	1,78	
29	2-15-I	HDW	A	0,8	1,050	64,5	1,82	2,14
30	2-15-II	HDW	A	0,8	1,062	88,9	2,52	
31	2-15-III	HDW	A	0,8	1,065	70,4	1,99	
32	2-15-IV	HDW	A	0,8	1,062	78,3	2,21	

Tabelle 9.23: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-9 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm,sp1} [N/mm ²]
1	2-2-I	STS	A	1,7	1,083	90,7	2,56	2,63
2	2-2-II	STS	A	1,7	1,105	96,0	2,71	
3	2-2-III	STS	A	1,7	1,107	103,2	2,91	
4	2-2-IV	STS	A	1,7	1,087	84,0	2,37	
5	1-3-I	SWS	A	0,8	1,059	98,2	2,81	2,64
6	1-3-II	SWS	A	0,8	1,069	95,8	2,73	
7	1-3-III	SWS	A	0,8	1,070	88,2	2,52	
8	1-3-IV	SWS	A	0,8	1,057	87,5	2,49	
9	5-5-I	SWS	A	0,9	1,026	83,9	2,37	2,26
10	5-5-II	SWS	A	0,9	1,026	88,3	2,50	
11	5-5-III	SWS	A	0,9	1,025	84,3	2,38	
12	5-5-IV	SWS	A	0,9	1,027	62,9	1,79	
13	1-7-I	SWS	W	1,1	1,074	84,7	2,39	2,74
14	1-7-II	SWS	W	1,1	1,054	104,0	2,95	
15	1-7-III	SWS	W	1,1	1,069	105,6	2,99	
16	1-7-IV	SWS	W	1,1	1,072	92,5	2,62	
17	3-9-I	SWS	A	1,0	1,042	74,8	2,12	2,16
18	3-9-II	SWS	A	1,0	1,041	79,3	2,25	
19	3-9-III	SWS	A	1,0	1,033	81,2	2,30	
20	3-9-IV	SWS	A	1,0	1,039	69,4	1,96	
21	2-10-I	RR	A		1,006	51,4	1,45	1,79
22	2-10-II	RR	A		1,007	66,3	1,88	
23	2-10-III	RR	A		1,006	70,9	1,99	
24	2-10-IV	RR	A		1,005	65,2	1,83	
25	4-11-I	SWS	A	0,8	1,032	74,2	2,09	2,07
26	4-11-II	SWS	A	0,8	1,036	75,2	2,10	
27	4-11-III	SWS	A	0,8	1,039	73,7	2,07	
28	4-11-IV	SWS	A	0,8	1,031	71,6	2,02	
29	2-12-I	HDW	A	0,9	1,051	88,7	2,49	2,16
30	2-12-II	HDW	A	0,9	1,073	72,6	2,05	
31	2-12-III	HDW	A	0,9	1,082	53,6	1,50	
32	2-12-IV	HDW	A	0,9	1,058	92,7	2,60	

Tabelle 9.24: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-10 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm,sp} [N/mm ²]
1	3-1-I	SWS	A	0,9	1,044	159,4	4,49	3,96
2*	3-1-II	SWS	A	0,9	1,051	123,0	3,48	
3*	3-1-III	SWS	A	0,9	1,042	148,2	4,18	
4*	3-1-IV	SWS	A	0,9	1,039	131,5	3,72	
5	3-2-I	SWS	MS	0,8	1,044	97,8	2,75	2,17
6	3-2-II	SWS	MS	0,8	1,044	84,6	2,37	
7	3-2-III	SWS	MS	0,8	1,044	63,9	1,79	
8	3-2-IV	SWS	MS	0,8	1,044	62,5	1,76	
9	4-4-I	SWS	A	1,1	1,056	155,6	4,43	4,26
10	4-4-II	SWS	A	1,1	1,047	153,8	4,34	
11	4-4-III	SWS	A	1,1	1,045	147,0	4,16	
12	4-4-IV	SWS	A	1,1	1,068	145,2	4,11	
13*	5-6-I	SWS	A	0,8	1,026	141,8	3,97	4,12
14*	5-6-II	SWS	A	0,8	1,026	144,2	4,07	
15*	5-6-III	SWS	A	0,8	1,024	156,6	4,39	
16*	5-6-IV	SWS	A	0,8	1,028	145,7	4,06	
17	3-8-I	SWS	W	0,9	1,034	154,4	4,35	4,11
18	3-8-II	SWS	W	0,9	1,040	139,1	3,92	
19	3-8-III	SWS	W	0,9	1,041	149,1	4,20	
20	3-8-IV	SWS	W	0,9	1,040	141,5	3,99	
21	1-9-I	SWS	A	0,9	1,038	99,5	2,77	2,78
22	1-9-II	SWS	A	0,9	1,055	97,4	2,72	
23	1-9-III	SWS	A	0,9	1,040	101,6	2,84	
24	1-9-IV	SWS	A	0,9	1,030	101,1	2,82	
25*	3-10-I	STS	A	1,6	1,069	131,7	3,72	4,03
26*	3-10-II	STS	A	1,6	1,070	152,4	4,29	
27*	3-10-III	STS	A	1,6	1,068	140,3	3,96	
28*	3-10-IV	STS	A	1,6	1,069	148,1	4,17	
29	3-11-I	RR	A		1,005	-		2,41
30	3-11-II	RR	A		1,009	84,6	2,38	
31	3-11-III	RR	A		1,011	86,1	2,43	
32	3-11-IV	RR	A		1,007	-	-	
33*	3-12-I	HDW	A	1,1	1,085	164,2	4,62	4,72
34*	3-12-II	HDW	A	1,1	1,095	171,6	4,84	
35*	3-12-III	HDW	A	1,1	1,127	167,8	4,71	
36*	3-12-IV	HDW	A	1,1	1,124	167,3	4,71	
37	3-13-I	STS	W	1,4	1,071	147,0	4,11	4,36
38	3-13-II	STS	W	1,4	1,068	159,9	4,48	
39	3-13-III	STS	W	1,4	1,064	156,1	4,38	
40	3-13-IV	STS	W	1,4	1,062	159,4	4,45	
41	3-14-I	RR	W		1,006	105,1	2,97	2,97
42	3-14-II	RR	W		1,010	-	-	
43	3-14-III	RR	W		1,009	-	-	
44	3-14-IV	RR	W		1,005	-	-	
45*	3-15-I	HDW	W	1,5	1,143	160,5	4,51	4,58
46*	3-15-II	HDW	W	1,5	1,127	150,5	4,25	
47*	3-15-III	HDW	W	1,5	1,141	169,8	4,77	
48*	3-15-IV	HDW	W	1,5	1,142	171,5	4,81	

* Stahlleisten statt Hartfilzstreifen

Tabelle 9.25: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-11 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]
1	2-1-I	STS	A	1,7	1,106	101,6	2,88	3,22
2	2-1-II	STS	A	1,7	1,110	117,0	3,29	
3	2-1-III	STS	A	1,7	1,109	118,2	3,30	
4	2-1-IV	STS	A	1,7	1,096	122,4	3,43	
5	5-2-I	SWS	A	0,9	1,026	141,0	3,96	3,94
6	5-2-II	SWS	A	0,9	1,028	158,9	4,44	
7	5-2-III	SWS	A	0,9	1,026	139,5	3,87	
8	5-2-IV	SWS	A	0,9	1,025	124,3	3,48	
9	3-3-I	SWS	A	1,0	1,045	134,9	3,75	3,86
10	3-3-II	SWS	A	1,0	1,046	131,9	3,71	
11	3-3-III	SWS	A	1,0	1,048	149,6	4,18	
12	3-3-IV	SWS	A	1,0	1,051	136,7	3,81	
13	1-4-I	SWS	A	1,1	1,052	91,0	2,55	2,89
14	1-4-II	SWS	A	1,1	1,062	111,7	3,11	
15	1-4-III	SWS	A	1,1	1,056	107,7	2,97	
16	1-4-IV	SWS	A	1,1	1,058	104,7	2,91	
17	4-5-I	SWS	A	1,0	1,046	106,0	3,00	3,58
18	4-5-II	SWS	A	1,0	1,052	145,1	4,10	
19	4-5-III	SWS	A	1,0	1,049	136,0	3,86	
20	4-5-IV	SWS	A	1,0	1,043	118,4	3,36	
21	4-6-I	SWS	MS	1,0	1,039	45,6	1,30	1,35
22	4-6-II	SWS	MS	1,0	1,045	46,4	1,32	
23	4-6-III	SWS	MS	1,0	1,042	47,2	1,33	
24	4-6-IV	SWS	MS	1,0	1,038	50,7	1,45	
25	2-7-I	RR	A		1,008	34,5	0,96	0,85
26	2-7-II	RR	A		1,009	38,1	1,05	
27	2-7-III	RR	A		1,007	26,2	0,72	
28	2-7-IV	RR	A		1,008	24,3	0,68	
29	4-8-I	SWS	W	0,8	1,030	127,0	3,59	3,44
30	4-8-II	SWS	W	0,8	1,033	119,8	3,42	
31	4-8-III	SWS	W	0,8	1,037	110,0	3,09	
32	4-8-IV	SWS	W	0,8	1,037	128,9	3,65	
33	4-9-I	STS	A	1,8	1,080	149,9	4,26	4,64
34	4-9-II	STS	A	1,8	1,080	150,3	4,32	
35	4-9-III	STS	A	1,8	1,079	188,9	5,39	
36	4-9-IV	STS	A	1,8	1,072	160,2	4,58	
37	4-10-I	RR	A		1,006	62,9	1,78	1,86
38	4-10-II	RR	A		1,006	68,4	1,94	
39	4-10-III	RR	A		1,007	67,0	1,91	
40	4-10-IV	RR	A		1,008	62,7	1,79	
41	2-11-I	HDW	A	0,8	1,057	117,9	3,36	3,11
42	2-11-II	HDW	A	0,8	1,068	109,8	3,13	
43	2-11-III	HDW	A	0,8	1,079	102,7	2,93	
44	2-11-IV	HDW	A	0,8	1,060	107,5	3,04	
45	4-12-I	HDW	A	0,8	1,051	150,6	4,28	3,62
46	4-12-II	HDW	A	0,8	1,050	121,6	3,45	
47	4-12-III	HDW	A	0,8	1,070	111,2	3,14	
48	4-12-IV	HDW	A	0,8	1,057	128,0	3,63	
49	4-13-I	STS	W	1,5	1,060	133,8	3,86	3,93
50	4-13-II	STS	W	1,5	1,058	139,9	3,99	
51	4-13-III	STS	W	1,5	1,062	133,7	3,82	
52	4-13-IV	STS	W	1,5	1,068	140,1	4,04	
53	4-14-I	RR	W		1,006	45,2	1,28	1,33
54	4-14-II	RR	W		1,008	50,7	1,44	
55	4-14-III	RR	W		1,005	47,7	1,35	
56	4-14-IV	RR	W		1,006	44,3	1,25	
57	4-15-I	HDW	W	0,7	1,020	106,2	3,00	3,59
58	4-15-II	HDW	W	0,7	1,023	138,0	3,90	
59	4-15-III	HDW	W	0,7	1,029	100,5	2,84	
60	4-15-IV	HDW	W	0,7	1,028	163,4	4,62	

alle Probekörper mit Stahlleisten statt Hartfilzstreifen geprüft

Tabelle 9.26: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M-12 (Teilprojekt 1)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm,sp1} [N/mm ²]
1	4-1-I	SWS	A	0,9	1,044	95,4	2,78	3,43
2	4-1-II	SWS	A	0,9	1,038	140,1	4,01	
3	4-1-III	SWS	A	0,9	1,043	142,9	4,11	
4	4-1-IV	SWS	A	0,9	1,037	100,6	2,83	
5	5-4-I	SWS	A	1,1	1,028	115,3	3,30	3,83
6	5-4-II	SWS	A	1,1	1,042	159,0	4,56	
7	5-4-III	SWS	A	1,1	1,050	146,8	4,22	
8	5-4-IV	SWS	A	1,1	1,036	112,3	3,25	
9	3-5-I	SWS	A	1,0	1,052	122,6	3,55	3,85
10	3-5-II	SWS	A	1,0	1,045	118,1	3,38	
11	3-5-III	SWS	A	1,0	1,048	154,5	4,48	
12	3-5-IV	SWS	A	1,0	1,048	140,0	4,01	
13	5-7-I	SWS	MS	0,7	1,024	-	-	
14	5-7-II	SWS	MS	0,7	1,026	-	-	
15	5-7-III	SWS	MS	0,7	1,027	-	-	
16	5-7-IV	SWS	MS	0,7	1,025	-	-	
17	1-8-I	SWS	A	1,0	1,059	69,7	2,00	2,23
18	1-8-II	SWS	A	1,0	1,059	77,9	2,24	
19	1-8-III	SWS	A	1,0	1,050	76,3	2,20	
20	1-8-IV	SWS	A	1,0	1,050	86,1	2,49	
21	5-9-I	SWS	W	1,0	1,024	161,5	4,60	4,66
22	5-9-II	SWS	W	1,0	1,027	180,9	5,16	
23	5-9-III	SWS	W	1,0	1,025	160,9	4,56	
24	5-9-IV	SWS	W	1,0	1,025	153,4	4,33	
25	5-10-I	STS	W	0,9	1,025	128,2	3,68	3,86
26	5-10-II	STS	W	0,9	1,024	145,4	4,16	
27	5-10-III	STS	W	0,9	1,029	123,9	3,53	
28	5-10-IV	STS	W	0,9	1,030	142,8	4,07	
29	5-11-I	RR	W		1,008	49,3	1,42	1,53
30	5-11-II	RR	W		1,009	53,2	1,51	
31	5-11-III	RR	W		1,006	-	-	
32	5-11-IV	RR	W		1,005	58,8	1,66	
33	5-12-I	HDW	W	0,7	1,040	132,6	3,76	3,79
34	5-12-II	HDW	W	0,7	1,029	132,6	3,77	
35	5-12-III	HDW	W	0,7	1,027	143,6	4,10	
36	5-12-IV	HDW	W	0,7	1,034	123,7	3,54	
37	5-13-I	STS	A	0,9	1,024	155,6	4,42	4,70
38	5-13-II	STS	A	0,9	1,027	165,8	4,74	
39	5-13-III	STS	A	0,9	1,030	181,5	5,19	
40	5-13-IV	STS	A	0,9	1,025	155,6	4,43	
41	5-14-I	RR	A		1,005	134,0	3,78	3,02
42	5-14-II	RR	A		1,007	122,3	3,45	
43	5-14-III	RR	A		1,005	83,1	2,38	
44	5-14-IV	RR	A		1,005	85,8	2,46	
45	5-15-I	HDW	A	0,6	1,046	132,1	3,78	3,83
46	5-15-II	HDW	A	0,6	1,044	135,0	3,91	
47	5-15-III	HDW	A	0,6	1,033	138,3	3,97	
48	5-15-IV	HDW	A	0,6	1,037	126,5	3,65	

alle Probekörper mit Stahlleisten statt Hartfilzstreifen geprüft

Tabelle 9.27: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C30 (Teilprojekt 2)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]
1	B-C30-1-I	SWS	L	0,8	1,050	81,2	2,29	2,49
2	B-C30-1-II	SWS	L	0,8	1,047	92,4	2,60	
3	B-C30-1-III	SWS	L	0,8	1,041	93,4	2,63	
4	B-C30-1-IV	SWS	L	0,8	1,047	86,2	2,43	
5	B-C60-1-I	SWS	L	0,8	1,032	96,4	2,73	3,02
6	B-C60-1-II	SWS	L	0,8	1,032	117,5	3,33	
7	B-C60-1-III	SWS	L	0,8	1,034	119,0	3,37	
8	B-C60-1-IV	SWS	L	0,8	1,036	94,5	2,66	
9	B-C120-1-I	SWS	L	0,7	1,020	100,6	2,87	2,77
10	B-C120-1-II	SWS	L	0,7	1,019	92,5	2,63	
11	B-C120-1-III	SWS	L	0,7	1,020	93,5	2,67	
12	B-C120-1-IV	SWS	L	0,7	1,019	101,4	2,89	
13	B-C150-1-I	SWS	L	0,9	1,118	107,4	3,07	3,17
14	B-C150-1-II	SWS	L	0,9	1,113	116,2	3,31	
15	B-C150-1-III	SWS	L	0,9	1,107	110,3	3,13	
16	B-C150-1-IV	SWS	L	0,9	1,104	111,6	3,18	
17	B-C30-5-I	SWS	W	0,8	1,049	69,8	1,97	1,99
18	B-C30-5-II	SWS	W	0,8	1,046	68,9	1,95	
19	B-C30-5-III	SWS	W	0,8	1,046	72,9	2,07	
20	B-C30-5-IV	SWS	W	0,8	1,051	69,6	1,97	
21	B-C30-6-I	RR	L		1,018	64,1	1,81	1,84
22	B-C30-6-II	RR	L		1,016	73,7	2,09	
23	B-C30-6-III	RR	L		1,013	52,2	1,48	
24	B-C30-6-IV	RR	L		1,013	69,7	1,97	

Tabelle 9.28: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C60 (Teilprojekt 2)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]
1	B-C30-2-I	SWS	L	0,8	1,058	68,9	1,94	2,42
2	B-C30-2-II	SWS	L	0,8	1,056	98,7	2,78	
3	B-C30-2-III	SWS	L	0,8	1,055	90,0	2,54	
4	B-C30-2-IV	SWS	L	0,8	1,052	85,6	2,42	
5	B-C60-2-I	SWS	L	0,7	1,030	89,6	2,53	2,61
6	B-C60-2-II	SWS	L	0,7	1,033	96,3	2,72	
7	B-C60-2-III	SWS	L	0,7	1,029	85,0	2,41	
8	B-C60-2-IV	SWS	L	0,7	1,028	97,2	2,78	
9	B-C120-2-I	SWS	L	0,6	1,022	99,6	2,85	2,85
10	B-C120-2-II	SWS	L	0,6	1,024	94,6	2,67	
11	B-C120-2-III	SWS	L	0,6	1,023	109,2	3,10	
12	B-C120-2-IV	SWS	L	0,6	1,024	96,8	2,78	
13	B-C150-2-I	SWS	L	1,2	1,093	164,6	4,76	4,12
14	B-C150-2-II	SWS	L	1,2	1,119	143,0	4,11	
15	B-C150-2-III	SWS	L	1,2	1,114	117,5	3,34	
16	B-C150-2-IV	SWS	L	1,2	1,107	148,2	4,25	
17	B-C60-5-I	SWS	W	0,8	1,039	79,6	2,23	2,43
18	B-C60-5-II	SWS	W	0,8	1,033	91,1	2,54	
19	B-C60-5-III	SWS	W	0,8	1,039	99,2	2,74	
20	B-C60-5-IV	SWS	W	0,8	1,040	79,6	2,21	
21	B-C60-6-I	RR	L		1,007	103,3	2,91	2,47
22	B-C60-6-II	RR	L		1,005	69,4	1,97	
23	B-C60-6-III	RR	L		1,005	76,4	2,17	
24	B-C60-6-IV	RR	L		1,006	99,8	2,82	

Tabelle 9.29: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C120 (Teilprojekt 2)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]
1	B-C30-3-I	SWS	L	0,9	1,053	48,8	1,38	2,01
2	B-C30-3-II	SWS	L	0,9	1,060	60,0	1,69	
3	B-C30-3-III	SWS	L	0,9	1,063	92,2	2,59	
4	B-C30-3-IV	SWS	L	0,9	1,044	85,4	2,41	
5	B-C60-3-I	SWS	L	0,8	1,028	141,0	3,96	1,91
6	B-C60-3-II	SWS	L	0,8	1,033	59,1	1,65	
7	B-C60-3-III	SWS	L	0,8	1,034	0,1	0,00	
8	B-C60-3-IV	SWS	L	0,8	1,035	71,7	2,03	
9	B-C120-3-I	SWS	L	0,7	1,022	90,5	2,57	2,41
10	B-C120-3-II	SWS	L	0,7	1,021	67,8	1,93	
11	B-C120-3-III	SWS	L	0,7	1,019	104,4	2,98	
12	B-C120-3-IV	SWS	L	0,7	1,024	77,1	2,18	
13	B-C150-3-I	SWS	L	1,1	1,078	117,5	3,36	3,21
14	B-C150-3-II	SWS	L	1,1	1,067	96,5	2,76	
15	B-C150-3-III	SWS	L	1,1	1,069	128,1	3,66	
16	B-C150-3-IV	SWS	L	1,1	1,075	107,3	3,05	
17	B-C120-5-I	SWS	W	0,6	1,018	94,6	2,68	2,39
18	B-C120-5-II	SWS	W	0,6	1,018	61,8	1,73	
19	B-C120-5-III	SWS	W	0,6	1,017	67,3	1,90	
20	B-C120-5-IV	SWS	W	0,6	1,018	115,3	3,25	
21	B-C120-6-I	RR	L		1,005	0,1	0,00	0,00
22	B-C120-6-II	RR	L		1,006	0,1	0,00	
23	B-C120-6-III	RR	L		1,006	0,1	0,00	
24	B-C120-6-IV	RR	L		1,005	0,1	0,00	

Tabelle 9.30: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: B-C150 (Teilprojekt 2)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]
1	B-C30-4-I	SWS	L	0,8	1,048	59,7	1,70	1,99
2	B-C30-4-II	SWS	L	0,8	1,054	72,5	2,07	
3	B-C30-4-III	SWS	L	0,8	1,045	69,7	1,98	
4	B-C30-4-IV	SWS	L	0,8	1,044	77,8	2,21	
5	B-C60-4-I	SWS	L	0,7	1,034	110,3	3,13	3,04
6	B-C60-4-II	SWS	L	0,7	1,029	82,8	2,34	
7	B-C60-4-III	SWS	L	0,7	1,026	120,9	3,42	
8	B-C60-4-IV	SWS	L	0,7	1,030	115,7	3,26	
9	B-C120-4-I	SWS	L	0,6	1,022	0,1	0,00	0,00
10	B-C120-4-II	SWS	L	0,6	1,023	0,1	0,00	
11	B-C120-4-III	SWS	L	0,6	1,022	0,1	0,00	
12	B-C120-4-IV	SWS	L	0,6	1,021	0,1	0,00	
13	B-C150-4-I	SWS	L	1,0	1,016	92,9	2,65	0,66
14	B-C150-4-II	SWS	L	1,0	1,017	0,1	0,00	
15	B-C150-4-III	SWS	L	1,0	1,017	0,1	0,00	
16	B-C150-4-IV	SWS	L	1,0	1,016	0,1	0,00	
17	B-C150-5-I	SWS	W	1,2	1,148	157,0	4,45	5,05
18	B-C150-5-II	SWS	W	1,2	1,112	169,6	4,78	
19	B-C150-5-III	SWS	W	1,2	1,128	172,5	4,84	
20	B-C150-5-IV	SWS	W	1,2	1,132	218,1	6,15	
21	B-C150-6-I	RR	L		1,094	91,8	2,60	3,39
22	B-C150-6-II	RR	L		1,106	94,8	2,70	
23	B-C150-6-III	RR	L		1,094	132,9	3,79	
24	B-C150-6-IV	RR	L		1,100	157,5	4,48	

Tabelle 9.31: Spaltzugversuche an Verbundkörpern; Neubeton: M3 (Teilprojekt 3)

Nr.	Bezeichnung	Oberfläche	Feuchte	mittlere Rautiefe [mm]	Wenzelscher Quotient [-]	Bruchlast [kN]	Festigkeit [N/mm ²]	f _{ctm, spl} [N/mm ²]
1	M3-1-I	RR	L	1,0	1,042	88,3	2,50	2,56
2	M3-1-II	RR	L	1,0	1,026	83,3	2,36	
3	M3-1-III	RR	L	1,0	1,036	99,0	2,80	
4	M3-1-IV	RR	L	1,0	1,061	90,8	2,57	
5	M3-2-I	RR	W	1,0	1,057	56,9	1,61	1,87
6	M3-2-II	RR	W	1,0	1,027	72,8	2,06	
7	M3-2-III	RR	W	1,0	1,027	65,9	1,86	
8	M3-2-IV	RR	W	1,0	1,047	68,5	1,94	
9	M3-3-I	StRe	L	4,8	1,122	96,6	2,73	2,79
10	M3-3-II	StRe	L	4,8	1,105	110,8	3,13	
11	M3-3-III	StRe	L	4,8	1,096	95,4	2,70	
12	M3-3-IV	StRe	L	4,8	1,106	92,2	2,61	
13	M3-4-I	StRe	W	4,3	1,131	110,6	3,13	2,92
14	M3-4-II	StRe	W	4,3	1,083	103,5	2,93	
15	M3-4-III	StRe	W	4,3	1,081	91,0	2,57	
16	M3-4-IV	StRe	W	4,3	1,138	107,7	3,05	
17	M3-6-I	RR+WG	L	1,2	1,071	88,7	2,51	2,72
18	M3-6-II	RR+WG	L	1,2	1,035	102,0	2,89	
19	M3-6-III	RR+WG	L	1,2	1,040	100,6	2,85	
20	M3-6-IV	RR+WG	L	1,2	1,066	93,0	2,63	
21	M3-7-I	RR+WG	W	1,2	1,044	92,4	2,61	2,60
22	M3-7-II	RR+WG	W	1,2	1,027	94,2	2,67	
23	M3-7-III	RR+WG	W	1,2	1,027	89,0	2,49	
24	M3-7-IV	RR+WG	W	1,2	1,050	92,5	2,62	