

Doctoral Thesis

Fracture mechanical and stereoscopic characterization of cement bonded interfaces

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Doctor of Science in Civil Engineering
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

Dissertation

Bruchmechanische und stereoskopische Charakterisierung von Interfaces zementgebundener Werkstoffe

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Doktors der technischen Wissenschaft
eingereicht an der Technischen Universität Wien Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Dipl.-Ing. Martin Peyerl
Matrikelnummer 9925870
Hauptstraße 6
2393 Sittendorf

Gutachter: Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Elmar K. Tschegg
Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien
Karlsplatz 13, 1040 Wien

Gutachter: Ao.Univ.Prof. Mag.rer.nat. Dr.nat.techn. Andreas Rohatsch
Institut für Geotechnik, TU Wien
Karlsplatz 13, 1040 Wien

Wien, April 2012

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der experimentellen Ermittlung des Zusammenwirkens der Oberflächenausbildung mit den Verbundeigenschaften von zementgebundenen Interfaces. Dabei wurde grundsätzlich der Fragestellung nachgegangen, wie Beton-Beton-Verbundbaustoffe herzustellen sind, um das Verbundverhalten zwischen den beiden Baustoffen bestmöglich zu optimieren. Diese Frage entstand primär daraus, dass die herkömmlich angewandten Methoden zur Charakterisierung der Oberflächenrauheit sowie zur Ermittlung der Verbundeigenschaften oft nur ungenügende Aussagen über Zusammenhänge zwischen Oberflächenausbildung und Verbundfestigkeit des Interfaces liefern. Um diese Problemstellung besser beleuchten zu können, erfolgte die Erfassung der Oberflächeneigenschaften neben dem gängigen Verfahren der Rautiefenbestimmung nach N. Kaufmann [KAUF 71] mit einem Verfahren zur Erstellung von dreidimensionalen Oberflächenmodellen. Die Verbundeigenschaften in Abhängigkeit einer Oberflächenprofilierung wurden durch Prüfung der Haftzugfestigkeit sowie durch Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [TSCH 86] ermittelt.

Die theoretischen Grundlagen geben einen Literaturüberblick über den derzeit aktuellen Wissensstand wodurch eine Basis für die zu untersuchenden Fragestellungen geschaffen wird. Dabei wird vorerst im ersten Kapitel die generelle Materialstruktur von Beton beleuchtet, um das Werkstoffverhalten dieses Baustoffes besser verstehen zu können. Das darauf folgende Kapitel stellt die bruchmechanische Materialcharakterisierung mit speziellem Fokus auf Beton dar. Diese Zusammenstellung liefert die Grundlagen zu der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Charakterisierung der Verbundeigenschaften mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg. Ein weiteres Kapitel beschreibt die Oberflächencharakterisierung von Werkstoffen. Diese im Bauwesen noch wenig verbreitete Disziplin liefert die Basis zur exakten mathematischen Erfassung von Oberflächenkenngrößen sowie einen Überblick über mögliche Bestimmungsmethoden. Das letzte Kapitel des Literaturüberblicks beleuchtet den bisherigen Wissensstand des Zusammenwirkens von Oberflächenausbildung auf die Verbundeigenschaften von Beton-Verbundkonstruktionen. Dabei werden Mechanismen des Tragverhaltens, der Einfluss von Kontaktzonen sowie Zusammenhänge zwischen Oberflächenausbildung und Verbundfestigkeit verschiedenster Beton-Verbundbaustoffe dargelegt.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden grundsätzlich mehrere Anwendungsfälle von Betonverstärkungsmaßnahmen betrachtet. Der erste Themenblock behandelt das Zusammenwirken von Beton mit hochelastischen Spritzabdichtungen für Brückentragwerke. Diese an unterschiedlichen Abdichtungssystemen durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass durch die alleinige Prüfung der Haftzugfestigkeit keine qualifizierten Aussagen zum Verbundverhalten dieser Systeme getroffen werden konnten. Erst die bruchmechanischen Untersuchungen mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg konnten darlegen, dass das Materialverhalten der untersuchten Systeme sehr unterschiedlich, jedoch für das Verbundverhalten die Ausbildung der Betonrandzone in Interfacenähe entscheidend ist.

Der zweite Themenblock widmet sich dem Verbundverhalten von zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellten Betonschichten. Bei diesen im Rahmen von Instandsetzungsmaßnahmen aber auch im Neubau ausgeführten Verbundbauweisen wird auf eine bestehende Betonschicht eine weitere aufgebracht. Bei diesen Untersuchungen wurde der Fokus speziell auf den Einfluss unterschiedlicher Oberflächenausbildung auf das Zusammenwirken von zwei Betonschichten gelegt. Da die herkömmlich eingesetzte Bestimmungsmethode der Rautiefenbestimmung mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann keine fundierte Interpretation der Oberflächenbeschaffenheit zulässt, erfolgte darüber hinaus die Erfassung der Oberflächeneigenschaften mit einem stereoskopischen Verfahren zur Erstellung eines dreidimensionalen Oberflächenmodells. Im Rahmen dieser Untersuchungen konnten zwar Korrelationen zwischen der Rautiefe nach N. Kaufmann und den bruchmechanischen Kennwerten hergestellt werden, eindeutig bessere Aussagen lieferte jedoch die Gegenüberstellung der Kerbspaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie mit den Oberflächenparametern aus dem dreidimensionalen Oberflächenmodell. Es konnte dargelegt werden, dass Zusammenhänge zwischen ausgewählten Oberflächenparametern des Oberflächenmodells und den bruchmechanischen Kennwerten existieren. Der dritte abschließende Themenblock behandelt Versuche zum Einfluss von mit unterschiedlichen Intensitäten hochdruckwassergestrahlten Oberflächen auf das Verbundverhalten. Diese Untersuchungen konnten darlegen, dass nicht nur die Oberflächenausbildung an sich sondern auch die Festigkeitseigenschaften der an das Interface angrenzenden Betonflächen für das Bruchverhalten der Verbundfuge wesentlich sind.

Abstract

This thesis deals with the experimental determination of the interaction of the surface characteristics between interface properties of cement-bonded interfaces. Basically the question was addressed on how to establish concrete-concrete-connection material in order to make the best possible improvement of bonding property between both these construction materials. This question arose primarily from the fact that the conventionally used methods for the characterization of the surface roughness as well as for the determination of the compound characteristics were inconclusive. They often only provide insufficient statements about the relationships between surface formation and bond strength of the interface. To examine this problem more effectively, the acquisition of the surface characteristics, beside the common procedure of determination of the surface roughness according to N. Kaufmann [KAUF 71], took place with a method for creating three-dimensional elevation models. The interface properties in dependence of surface profiling were determined by examination of adhesive tensile strength as well as by determination of fracture mechanical properties with the wedge splitting method according to E. K. Tschegg [TSCH 86].

The theoretical bases give a bibliographical overview of the current knowledge, whereby a basis for the examined questions will be covered. In the first chapter, the general material structure of concrete is illustrated in order to be able to understand the material behaviour of this construction material better. The chapter following on it presents the fracture mechanical material characterization with special focus on concrete. This compilation supplies the basics in context with this thesis to put into effect the characterization of the interface properties with the wedge splitting method according to E. K. Tschegg. A further chapter describes the surface characterization of materials. This style of civil engineering is still rarely used; it supplies the basis for the accurate mathematical measurement of surface characteristics as well as an overview of possible methods of determination. The last chapter of this overview illuminates the current state of knowledge of the cooperation of the surface formation on the interface properties of concrete composite structure. Mechanisms of structural behaviour, the influence of contact zones as well as the connections between surface formation and bond strength of various concrete-connection materials are presented.

Generally, in context of experimental investigations, several applications of concrete reinforcement have been considered. The first section deals with the interaction of concrete with high elastic spray-on waterproofing for bridge support structure. These investigations, accomplished at different sealing systems, showed that by the exclusive examination of adhesive tensile strength no qualified statements could be made for the bond property of these systems. Only the fracture mechanical investigations with the wedge splitting method according to E. K. Tschegg could demonstrate that the material behaviour of the examined systems is very different. However, it is decisive for the formation of the bond property of the concrete edge zone next to the interface.

The second section gives special attention to the bonding property of two produced concrete layers at different times. Within this context of maintenance measure, but also of new building implemented composite construction, a further layer is applied to the existing concrete layer. In these investigations the focus was particularly on the influence of different surface characteristics on the interaction of two concrete layers. As the conventionally used method of determination of the surface roughness with the sand surface method according to N. Kaufmann, does not permit a founded interpretation of the surface property, beyond that of the acquisition of the surface characteristics with a stereoscopic method for creating a three-dimensional elevation model. In context, these investigations correlations between roughness depth according to N. Kaufmann and fracture mechanical properties could be established, however, clearly better statements could be provided by the comparison of the notch-splitting tensile strength and the specific fracture energy with surface parameters from the three-dimensional elevation model. It could be stated that connections between selected surface parameters of the elevation model and fracture mechanical properties exist. The third concluding section deals with experiments covering the influence of with different intensities of high pressure water sprayed surfaces on the bond property. These investigations could demonstrate that not only the surface formation per se but also the mechanical properties of the concrete surfaces that adjoin the interface are essential for the fracture behaviour of the composite joint.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Zuge meiner Tätigkeit im „Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie – VÖZFI“ in Wien, wo auch ein Großteil der dargelegten Untersuchungen durchgeführt wurde. Grundlage der Themenstellung bildeten mehrere von der österreichischen Forschungsgesellschaft (FFG) geförderte Projekte, die sich mit dem Verbundverhalten von auf Brückentragwerken applizierten Aufbetonschichten befassen.

Besonders bedanken möchte ich mich bei Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Elmar K. Tschegg für die fachliche Betreuung dieser Dissertation. Mit seinen Anregungen sowie seinem umfangreichen Wissen zur Materialcharakterisierung hat er wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Ao.Univ.Prof. Mag.rer.nat. Dr.nat.techn. Andreas Rohatsch danke ich besonders für die Übernahme des Koreferats sowie für die nützlichen Anregungen zu dieser Themenstellung.

Des Weiteren bedanke ich mich bei Dipl.-Ing. Felix Friembichler und Dipl.-Ing. Dr.techn. Johannes Steigenberger, die es mir im Rahmen meiner beruflichen Tätigkeit im „Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie“ ermöglicht haben, diese Dissertation zu verfassen. Speziell danke ich ihnen auch für die kritische Durchsicht dieser Arbeit.

Ein besonderer Dank gilt meiner Frau Stefanie für ihr großes Verständnis, ihre Geduld und ihre liebevolle Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit.

Martin Peyerl

Sittendorf, im April 2012

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung	8
1.1. Ausgangslage	8
1.2. Problemstellung und Zielsetzung	8
2. Theoretische Grundlagen	9
2.1. Materialstruktur von Beton	9
2.2. Werkstoffverhalten von Beton	13
2.2.1 Einleitung	13
2.2.2 Nichtlineares Materialverhalten.....	13
2.2.3 Grundlagen des Bruchverhaltens von Beton	14
2.2.4 Bruchvorgang von Beton	16
2.2.4.1 Bruchvorgang unter Druckbeanspruchung	16
2.2.4.2 Bruchvorgang unter Zugbeanspruchung	18
2.3. Bruchmechanische Materialcharakterisierung	19
2.3.1 Einleitung und Begriffe.....	19
2.3.1.1 Rissöffnungsarten.....	19
2.3.1.2 Rissmodelle	19
2.3.2 Linear elastische Bruchmechanik	20
2.3.2.1 Nahfeldlösung für Risse unter Mode I Belastung	21
2.3.2.2 K-Konzept.....	23
2.3.2.3 Das energetische Bruchkriterium.....	24
2.3.2.4 Anwendung der linearen Bruchmechanik auf Beton.....	25
2.3.3 Nichtlineare Bruchmechanik	25
2.3.3.1 Bruchprozesszone.....	26
2.3.3.2 Bruchmechanische Näherungsmodelle.....	30
2.3.3.3 Bruchenergiekonzept.....	35
2.3.4 Methoden zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie.....	37
2.3.4.1 Einaxiale Zugversuche	37
2.3.4.2 Biegebalkenversuche	38
2.3.4.3 Keilspaltversuche	39
2.3.5 Einflussgrößen auf die Bruchenergiebestimmung von Beton	40
2.3.5.1 Einflussparameter des Materials	41
2.3.5.2 Messtechnische Einflussgrößen	46
2.3.5.3 Probengröße und Probengeometrie	47
2.3.6 Zusammenfassung bruchmechanische Materialcharakterisierung	49
2.4. Oberflächencharakterisierung	50
2.4.1 Allgemeines	50
2.4.2 Oberflächenparameter	50
2.4.2.1 Gestaltabweichung	50
2.4.2.2 Oberflächentextur	51
2.4.2.3 Begriffe zur Beschreibung der Oberflächenausbildung	52
2.4.3 Oberflächenkenngrößen	54
2.4.3.1 Profilkenngrößen	54
2.4.3.2 Flächenkenngrößen.....	58
2.4.3.3 Volumenanalyse	60
2.4.4 Methoden zur Charakterisierung von Oberflächen	61
2.4.4.1 Fotografische Dokumentation.....	61
2.4.4.2 Sandflächenverfahren	62
2.4.4.3 Tastschnitt- bzw. Taststiftverfahren.....	63
2.4.4.4 Optische Laser-Messmethoden.....	64
2.4.4.5 Stereoskopische Verfahren	65
2.5. Verbundeigenschaften von Beton-Verbundkonstruktionen.....	70
2.5.1 Einleitung und Begriffe.....	70
2.5.2 Mechanismen des Tragverhaltens von Verbundkonstruktionen	70
2.5.3 Kraftübertragung in Kontaktzonen	71
2.5.3.1 Adhäsion.....	72
2.5.3.2 Reibung	75
2.5.3.3 Verdübelung oder Bewehrung	77
2.5.4 Betontechnische Einflussparameter auf das Verbundverhalten	78
2.5.4.1 Mechanische Eigenschaften des Betons.....	78

2.5.4.2	Betoneigenschaften in Bauteilrandzonen	79
2.5.4.3	Umwelteinwirkungen auf Bauteilrandzonen.....	81
2.5.5	Einflüsse von Zwischenschichten	83
2.5.6	Oberflächenbildung und bruchmechanisches Tragverhalten von Betonverbundwerkstoffen	84
2.5.6.1	Allgemeines	84
2.5.6.2	Verbundverhalten Beton (Mörtel) - Gestein	84
2.5.6.3	Verbundverhalten Beton - Beton	86
2.5.6.4	Verbundverhalten Beton – Abdichtungssysteme.....	91
2.5.7	Prüfung von Verbundeigenschaften.....	92
2.5.7.1	Prüfmethoden für Verbundwerkstoffe.....	92
2.5.7.2	Prüfung des Verbundes durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit	96
2.5.7.3	Prüfung des Verbundes durch bruchmechanische Charakterisierung mit der Keilspaltmethode	97
3.	Eigene Untersuchungen.....	101
3.1.	Einführung.....	101
3.2.	Verbundverhalten Beton - Spritzabdichtung	101
3.2.1	Problemstellung	101
3.2.2	Untersuchungsprogramm	102
3.2.3	Ergebnisse.....	103
3.2.4	Schlussfolgerungen	104
3.3.	Verbundverhalten Beton – Beton	108
3.3.1	Problemstellung	108
3.3.2	Untersuchungsprogramm	109
3.3.3	Ergebnisse.....	111
3.3.4	Schlussfolgerungen	115
3.4.	Untersuchungen zu Instandsetzungsmaßnahmen.....	123
3.4.1	Problemstellung	123
3.4.2	Untersuchungsprogramm	124
3.4.3	Ergebnisse.....	125
3.4.4	Schlussfolgerungen	129
4.	Zusammenfassung und Ausblick.....	133
5.	Literaturverzeichnis	136
6.	Abbildungsverzeichnis.....	150
7.	Tabellenverzeichnis	155

1. Einführung

1.1. Ausgangslage

Gebäude aus Beton und Stahlbeton sind aus unserer industrialisierten Gesellschaft nicht mehr weg zu denken und können darüber hinaus auch als sehr dauerhaft bezeichnet werden. Extreme Beanspruchungen durch Witterungseinflüsse und Belastungen führen zur Abnutzung der äußeren Schichten dieser Bauwerke während die eigentliche Tragstruktur in den meisten Fällen noch völlig intakt ist. Da nicht zuletzt aufgrund Schonung der immer knapper werdenden Ressourcen in diesen Fällen oft anstatt eines Neubaus Instandsetzungsmaßnahmen der Vorzug gegeben wird, kommen nachträglichen Verstärkungen im Bauwesen immer größere Bedeutung zu. Bei Betonbauwerken wird zur Instandsetzung bzw. Ertüchtigung in der Regel ein Instandsetzungsprodukt bzw. eine neue Betonschicht im Verbund mit dem bestehenden Beton aufgebracht.

Nicht nur bei Instandsetzungsmaßnahmen sondern auch im Neubau ist es zunehmend erforderlich zwei zu unterschiedlichen Zeitpunkten hergestellte Betonschichten kraftschlüssig zu verbinden. Beispielsweise ist es bei manchen Anwendungen durch den baupraktischen Ablauf von Interesse auf eine Tragstruktur aus Beton nachträglich eine weitere Schicht im Verbund aufzubringen. Zu solchen Anwendungen gehören beispielsweise Verstärkungsmaßnahmen bei Brücken mit Aufbetonschichten oder Tunnelinstandsetzungsmaßnahmen der Innenschale durch dünne Beton- oder Spritzbetonschichten. Bei allen Verfahren ist die Verbindung zwischen dem Untergrund aus Beton und dem aufgetragenen Produkt essentiell. Die Güte dieser Verbindung wird von der Interaktion beider Materialschichten durch Adhäsion bzw. Reibung wesentlich beeinflusst. Dadurch besteht im Zuge der Planung bzw. auch der Bauausführung die Möglichkeit, durch eine geeignete Oberflächenvorbereitung bzw. Optimierung der Betonrezeptur, das Verbundverhalten günstig zu beeinflussen.

Reibungs- und Adhäsionskräfte haben einen wesentlichen Einfluss auf die Interaktion von zusammengefügt Materialien, dadurch sind bei der Planung und bei der Bauausführung geeignete Maßnahmen zur Optimierung der Verbundeigenschaften zu treffen. Gerade bei dieser Fragestellung treten häufig Probleme auf, da es an Kenntnis der erforderlichen Maßnahmen zur Ausbildung eines bestmöglichen Verbundes fehlt. Ein entscheidender Punkt ist die Oberflächenausbildung des Untergrundbetons sowie deren Erfassung und Überprüfung. Das derzeit gebräuchliche und in diversen Richtlinien verankerte Prüfverfahren stellt das Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71] dar. Dabei wird ein definiertes Volumen an Sand, Glasperlen bzw. Mörtel bei nicht waagrechten Flächen auf eine Oberfläche aufgebracht und durch kreisförmige Bewegung so lange verteilt bis das aufgetragene Material nicht weiter ausgebreitet werden kann und alle Hohlräume gefüllt sind. Aufgrund des anschließend gemessenen Durchmessers kann indirekt auf die Oberflächenrauheit geschlossen werden.

Die Überprüfung einer ausreichenden Verbundfestigkeit erfolgt derzeit nahezu ausschließlich durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit. Dieses seit Jahrzehnten zur Überprüfung von Verbundeigenschaften angewandte und genormte Prüfverfahren ermittelt die einaxiale Zugfestigkeit der Verbundfuge [ONR2 10]. Dabei wird die maximal aufnehmbare Kraft zum Versagenszeitpunkt, bezogen auf die Fläche des geprüften Querschnittes, ermittelt. Die Prüfung der Haftzugfestigkeit ist ein sehr einfaches Verfahren welches sowohl im Labor als auch auf der Baustelle durchgeführt werden kann.

1.2. Problemstellung und Zielsetzung

Durch stetig gesteigerte Anforderungen an Bauwerke oder durch erforderliche Instandsetzungsmaßnahmen werden Verbundkonstruktionen bei Betonkonstruktionen weiter an Bedeutung gewinnen. Die derzeitige Überprüfung einer ausreichenden Rauheit der Verbundfuge sowie die Ermittlung der Verbundeigenschaften liefern nur ungenügende Aussagen über das Tragverhalten der zusammengeführten Baustoffe. Es wurde beobachtet, dass die ermittelten Rautiefen an unterschiedlich strukturierten Oberflächen kaum mit der in weiterer Folge überprüften Haftzugfestigkeit korreliert werden können. Darüber hinaus zeigte sich, dass ermittelte Haftzugfestigkeiten oftmals, unabhängig von der Rauheit der Verbundfuge, auf gleichem Niveau liegen.

Da die soeben beschriebenen Verfahren, das Sandflächenverfahren sowie die Bestimmung der Haftzugfestigkeit, nur bedingt zur Charakterisierung von Verbunden geeignet sind, wurde im Rahmen die-

ser Arbeit untersucht, inwieweit neu entwickelte weit aussagekräftigere Verfahren zur Charakterisierung der Oberflächen- und Verbundeigenschaften eingesetzt werden können. Darüber hinaus sollen Einflussparameter auf das Verbundverhalten von Beton mit weiteren im Bauwesen eingesetzten Materialien getroffen werden.

Um möglichst viele Informationen zur Ausprägung von Oberflächen zu erhalten, wurde ein ursprünglich für die Rasterelektronenmikroskopie entwickeltes Verfahren zur Erstellung von dreidimensionalen Oberflächenmodellen adaptiert. Dabei wird auf Basis von zwei in unterschiedlichen Kippwinkeln aufgenommenen, photographischen Aufnahmen ein dreidimensionales Oberflächenmodell generiert. An Hand dessen können verschiedenste Oberflächenparameter mit Profil-, Flächen- und Volumenanalyse erfasst und gegenübergestellt werden. Zur vertieften Beschreibung der Verbundeigenschaften erfolgte die bruchmechanische Charakterisierung mit der 1986 von E. K. Tschegg [TSCHEGG 86] entwickelten Keilspaltmethode. Bei dieser Prüfmethode erfolgt das Aufspalten der Versuchskörper bei stabiler Rissausbreitung, ausgehend von einer definierten Starterkerbe im zu prüfenden Interface. Durch die Aufzeichnung vom Rissöffnungsweg mit der dabei wirkenden Kraft ist im Gegensatz zur Prüfung der Haftzugfestigkeit eine bessere Beschreibung der Versagensmechanismen möglich.

Einen wesentlichen Aspekt dieser Arbeit soll die Gegenüberstellung der bruchmechanisch ermittelten Verbundeigenschaften mit den Parametern aus dem dreidimensionalen Oberflächenmodell darstellen. Es ist angedacht, spezielle mathematische Größen aus dem Oberflächenmodell herauszufiltern, welche gut in Korrelation zu den Verbundeigenschaften gesetzt werden können. Auf Basis dieser Informationen sollen Aussagen getroffen werden, welche Oberflächentexturen mit optimalen Verbundeigenschaften zwischen den Werkstoffen einhergehen.

2. Theoretische Grundlagen

2.1. Materialstruktur von Beton

Die Überlegungen dieser Arbeit basieren überwiegend auf den Werkstoffeigenschaften von Beton, da bei den gegenständlichen Untersuchungen von Verbundbaustoffen Beton zumindest in einer Schicht als Werkstoff beteiligt ist. In einigen Punkten werden die Ausführungen, aufgrund der Untersuchungen von Verbundverhalten mit Abdichtungssystemen, auf zusätzliche Baustoffe erweitert.

Beton ist ein künstlich hergestellter, anorganischer, mineralischer Werkstoff mit hoher Druckfestigkeit und relativ geringer Zugfestigkeit. Durch diese Eigenschaft wird Beton den quasi spröden Baustoffen zugeordnet, wenngleich aufgrund der Entstehung von Mikrorissen und Umlagerungen der Spannungen ebenfalls elastische Verformungen bei zunehmender Belastung auftreten. Generell ist Beton ein Mehrstoffsystem, bestehend aus den Hauptbestandteilen Zement, Zusatzstoffe und Wasser. Darüber hinaus können mit Hilfe von Zusatzmitteln Frisch- und Festbetoneigenschaften gesteuert werden.

F. H. Wittmann [WITTMANN 83] hat ein System aufgestellt, um die für Rissentstehung verantwortlichen strukturellen Eigenschaften von Beton einfach beschreiben zu können. Mit diesem hierarchischen System werden die Struktureigenschaften von Beton in drei Ebenen unterteilt.

Tabelle 1: Drei Ebenen der Materialstruktur von Beton [nach WITTMANN 83, MIER 97, ALFE 93]

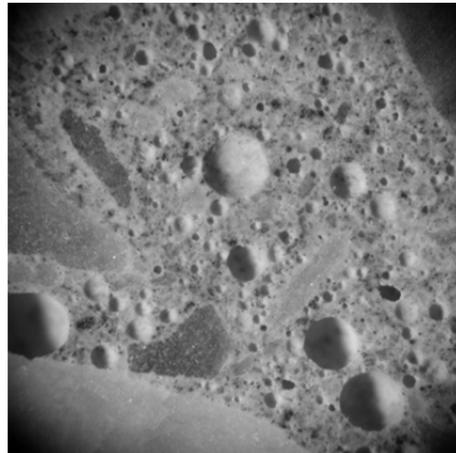
Strukturebene	Charakteristische Merkmale	Mechanismen
Makro Ebene	Geometrie der Bauteile	Beanspruchung zufolge äußerer Einwirkungen, Versagen der Konstruktion
Meso Ebene	Poren, Risse, Einschlüsse, Materialverbund	Risse im Materialgefüge, Risswachstum, Interaktion Bindemittelstein, Poren und Gesteinskörnung
Mikro Ebene	Bindemittelmatrix, submikroskopische Strukturen, Kristallstrukturen	Wechselwirkung von physikalischen Kräften, chemische Wechselwirkungen etc.

Das Materialverhalten aller drei unterschiedlichen Strukturebenen hat einen entscheidenden Einfluss auf die Eigenschaften des Werkstoffes Beton. Lokal differierende Materialeigenschaften, wie beispielsweise eine suboptimale Bindemittelsteinqualität durch zu hohen W/B-Wert der Mikro Ebene, führen durch Temperaturbeanspruchung zu Mikrorissen im Materialgefüge der Meso Ebene. Zuzufolge der stets auftretenden äußeren Beanspruchung, kann dies dann zu einem Versagen der Gesamtkonstruktion in der Makro Ebene führen.

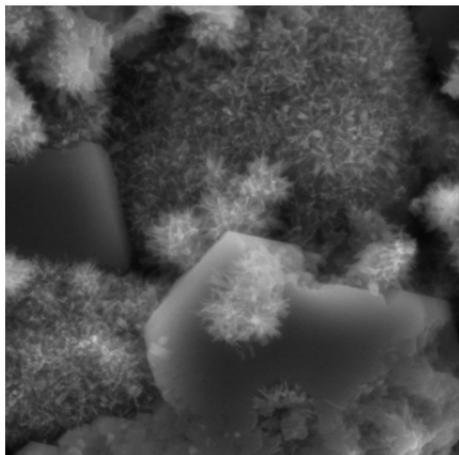
Einen Überblick über die von F. H. Wittmann [WITT 83] beschriebenen Strukturebenen gibt Abbildung 1 mit visuellen Darstellungen des Werkstoffes Beton.



Makro Ebene (Gesichtsfeld etwa 25 cm)



Meso Ebene (Gesichtsfeld etwa 2,5 mm)



Mikro Ebene (Gesichtsfeld etwa 25µm)

Abbildung 1: Visuelle Darstellung der Makro- (fotographische Aufnahme eines Risses), Meso- (mikroskopische Aufnahme einer geschliffenen Betonoberfläche) und Mikro Ebene (REM Aufnahme [VDZ 08])

Makro Ebene

Durch die Makro Ebene wird das Materialverhalten von Bauteilen abgebildet. Mechanismen der Meso- und Mikro-Strukturebene haben hier einen wesentlichen Einfluss auf das Verhalten der Makro Ebene. Diese Strukturebene dient einerseits zur Beschreibung des Materialverhaltens von im Ingenieurbau eingesetzten Bauteilen ($\sim 10^3$ m) bis zur prüftechnischen Charakterisierung einzelner Werkstoffe ($\sim 10^{-1}$ m). Das Versagen von Bauteilen wird für den Betrachter in der Regel erst in der Makro Ebene sichtbar, wenngleich sich im Vorfeld immer eine Materialschädigung, die jedoch für bruchmechanische Überlegungen von besonderer Bedeutung ist, in den untergeordneten Ebenen zeigt.

Meso Ebene

Die Erklärung von Schwankungen im Werkstoffverhalten, hervorgerufen durch die Zusammensetzung von Beton, kann mit Hilfe der Meso Ebene erfolgen. Aufgrund der Zusammensetzung von Beton be-

stehend aus Gesteinskörnung, Zement, Wasser, Zusatzstoffen und Zusatzmitteln und Verdichtungs-poren sowie künstlich eingeführte Luftporen ist lokal mit differierenden Materialeigenschaften zu rechnen. Wegen des Mehrstoffsystems Beton ergeben sich dessen Materialeigenschaften aus den Eigenschaften von Bindemittelstein, der Gesteinskörnung sowie aus der Haftung zwischen Bindemittelstein und Gesteinskörnung [REIN 10].

Bindemittelstein wird von einem System sehr feiner Poren durchzogen und besitzt in der Regel eine weitaus geringere Festigkeit als die Gesteinskörnung im Beton [ZIEG 83, REIN 10, FRAN 80]. Diese Poren sind sowohl für die Festigkeit als auch für die Dauerhaftigkeit von Beton von wesentlicher Bedeutung. Abbildung 2 zeigt die Größenbereiche der Ausgangsstoffe von Beton im Vergleich zu den im Bindemittelstein auftretenden unterschiedlichen Porenarten. Generell wird im Beton zwischen Verdichtungs-poren, künstlichen Luftporen, Kapillarporen sowie Gelporen unterschieden [SETZ 75, STAR 00].

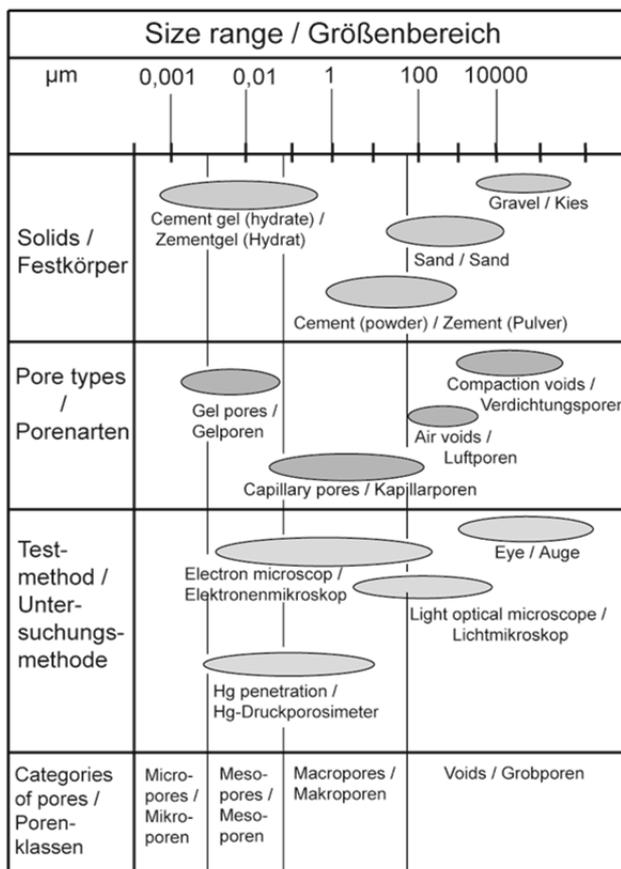


Abbildung 2: Größenbereiche der Ausgangsstoffe von Beton und Poren [MACH 07-1 nach STAR 00]

Die in Abbildung 2 dargelegten Größenbereiche der Festkörper im Beton bzw. der Poren können bis zu etwa 1000 µm mit dem menschlichen Auge erfasst werden. Darunter muss zu optischen Hilfsmitteln wie Lichtmikroskop (Auflösung bis etwa 1 µm) oder Elektronenmikroskop (Auflösung bis etwa 0,005 µm) [STAR 00, COOK 93] gegriffen werden.

Mikro Ebene

Die Mikro Ebene wird durch die Vorgänge und Eigenschaften des Zementsteins in Interaktion zur im Beton verwendeten Gesteinskörnung definiert. Zementstein entsteht aus der Hydratation von Zement mit Wasser. Besonders hervorzuheben sind die Reaktionsprodukte der wichtigsten Hauptbestandteile des Portlandzements, die sogenannten Klinkerphasen [REIN 10, GRÜB 01, SPRI 07]. Darunter sind die bedeutendsten das Tricalciumsilicat $3 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (kurz C_3S), das Dicalciumsilicat $2 \text{ CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (kurz C_2S), das Tricalciumaluminat $3 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ (kurz C_3A), das Calciumaluminatferrit $4 \text{ CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ (kurz C_4AF) sowie das Calciumsulfat $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{ H}_2\text{O}$ (kurz CSH_2). Diese Klinkerphasen weisen

eine unterschiedliche Hydratationsgeschwindigkeit auf und unterscheiden sich in ihrem Beitrag zur Festigkeit. Die Klinkerphasen C_3A und C_3S hydratisieren am schnellsten, wobei für die Frühfestigkeit besonders C_3S von essentieller Bedeutung ist. Zemente mit geringer Wärmetönung weisen daher einen niedrigen Gehalt an C_3A und C_3S Phasen auf. Für die Festigkeitsentwicklung in hohem Alter ist vor allem die Klinkerphase C_2S verantwortlich [REIN 10, SPRI 07].

Bei der Hydratation der Klinkerphasen entstehen die faser- und folienartigen Calciumsilicathydrate $CaO \cdot SiO_2 \cdot n H_2O$ (kurz CSH) sowie hexagonale Portlandit-Kristalle aus Calciumhydroxid $Ca(OH)_2$ (kurz CH). Weitere Details der Zementhydratation und deren Auswirkungen auf die Eigenschaften des Betons können aus [LOCH 00, SPRI 07, CERN 77, BREU 92] entnommen werden.

Zu erwähnen sei noch, dass sowohl für die Güte des Betons als auch für die mechanischen Eigenschaften, die Dauerhaftigkeit sowie Dichtheit der Strukturen des Zementsteins von essentieller Bedeutung sind. Nach dem Start der chemischen Reaktion des Zements, sprich Hydratation, sind die Zementkörner von einer Schicht aus Wasser umgeben. Die Dicke dieser Wasserschicht nimmt mit steigendem Wasserbindemittelwert (W/B-Wert¹) zu. Im Zuge der Hydratation binden die Zementkörner bei voller Hydratation irreversibel 25 Prozent und physikalisch weitere 15 Prozent ihres Gewichts an Wasser. Zweiteres kann nur durch intensive Trocknung wieder ausgetrieben werden [FRAN 80]. Aufgrund dieser Tatsache verbleiben im hydratisierten Bindemittelstein bei W/B-Werten über 0,40 wassergefüllte Hohlräume bestehen, die je nach Umgebungsbedingungen austrocknen können. Diese werden als Kapillarporen bezeichnet und wirken sich sowohl negativ auf die mechanischen Eigenschaften als auch auf die Beständigkeit von Beton aus. Abbildung 3 zeigt systematisch die Hydratation des Zements je nach W/B-Wert sowie die Zusammensetzung des Zementsteins nach der vollständigen Hydratation [FRAN 80].

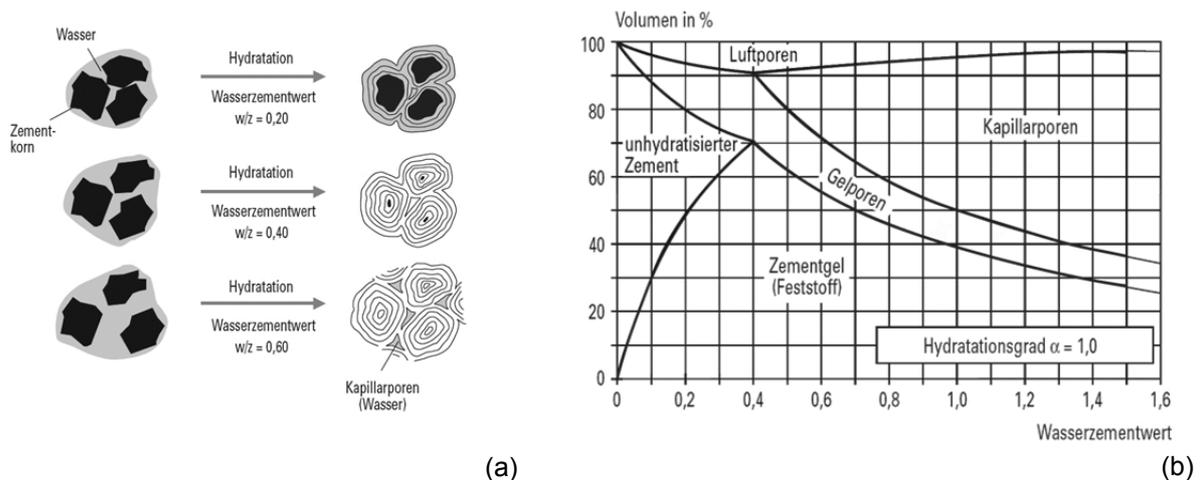


Abbildung 3: Erhärten des Zements durch Hydratation der Klinkerkörner (a) sowie Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom W/Z-Wert (b) [FRAN 80 nach CERN 77 und WALZ 76]

Neben dem Wasserbindemittelwert beeinflussen auch die Zusammensetzung und Mahlfineheit sowie die Kornverteilung des Zements bzw. der Feinanteile die Eigenschaften des Bindemittelsteins maßgeblich. Generell ist davon auszugehen, dass sich eine hohe Mahlfineheit positiv auf rasche Erhärtung und hohe Anfangsfestigkeit auswirkt. Neben der Mahlfineheit haben ebenso inaktive oder puzzolanisch aktive Zusatzstoffe wie beispielsweise Steinmehle, Flugasche, Hüttensand oder Mikrosilika Auswirkungen auf die Eigenschaften des erstarrten Bindemittelsteins, da sie einerseits die mechanischen Eigenschaften verändern können aber andererseits auch deren Kornverteilung einen Einfluss auf die Packungsdichte des Bindemittelsteins hat. Die Einflüsse einer optimalen Sieblinie im Mehlkornbereich (Sieblinie des Kornanteils $< 0,125mm$) auf die Festigkeitseigenschaften wurden unter anderem von W. B. Fuller [FULL 07] bzw. D. R. Dinger [DING 03] untersucht.

Die Eigenschaften von Beton werden nicht nur vom Bindemittelstein, der Gesteinskörnung sowie der Porenstruktur im Materialgefüge beeinflusst. Wesentlich für eine optimale Betongüte sind auch die Verarbeitung, insbesondere die Verdichtung, und die Nachbehandlung des noch jungen Betons. Bei

¹ Der Wasserbindemittelwert beschreibt das Verhältnis von Gesamtwasser zu Gesamtbindemittel in einer Betonrezeptur.

der Verarbeitung und Einbau von Beton ist es zur Sicherstellung der erforderlichen Festbetoneigenschaften wichtig, eine praktisch vollständige Verdichtung (geschlossenes Betongefüge) zu erreichen. Hierfür sind je nach Konsistenz des Betons geeignete Verdichtungsmittel (Rütteln, Stochern, Walzen) zu wählen. Selbst nach sorgfältiger Verdichtung bleibt im Beton je nach Zusammensetzung - auch ohne gewollte Einführung von künstlichen Luftporen - noch ein Luftgehalt von etwa 1 bis 45 Vol.-Prozent vorhanden [SCHR 99, GRÜB 01]. Weiters führt unzureichende Nachbehandlung zu einem frühzeitigen Wasserverlust und somit zu einem geringeren Hydratationsgrad und daraus resultierend zu einer geringeren Festigkeit und einer höheren Porosität im oberflächennahen Bereich. Dies beeinträchtigt die Beständigkeit der den Umweltbedingungen am meisten ausgesetzten oberen Schichten des Betons und kann daher auch zu einer beschleunigten Korrosion der Stahleinlagen führen. Wichtig ist daher den Beton vor vorzeitigem Austrocknen, hohen und niedrigen Temperaturen oder Frost sowie extremen Temperaturdifferenzen zu schützen [GRÜB 01, STAR 01].

2.2. Werkstoffverhalten von Beton

2.2.1 Einleitung

Alle im Bauwesen eingesetzten Werkstoffe werden im Laufe ihrer Nutzungsdauer mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt. Bei übermäßiger Belastung kommt es zum Versagen von einzelnen Teilstrukturen oder der gesamten Konstruktion. Es ist die Aufgaben von Bauingenieuren sicherzustellen, dass die von ihnen eingesetzten Werkstoffe der Belastung standhalten und es so zu keinem Versagen der Gesamtkonstruktion kommt. Der Werkstoff Beton wird vom Betontechnologen mit verfügbaren Betonausgangsstoffen individuell entworfen, danach hergestellt und verarbeitet [REIN 10]. Aus diesen Möglichkeiten können Betonrezepturen für die unterschiedlichsten Anforderungen erstellt werden. Die Bandbreite spannt sich von Leichtbeton über Normal- und Schwebeton bis hin zu Hochleistungsbetonen, wobei in den meisten Fällen, unabhängig von den Festigkeitseigenschaften, Anforderung an die Verarbeitbarkeit und Beständigkeit gegen Umwelteinflüsse gestellt werden können.

2.2.2 Nichtlineares Materialverhalten

Generell werden die Eigenschaften von Materialien durch ihr Spannungs-Dehnungsverhalten beschrieben. Bei linear elastischem Materialverhalten steigen die Spannungen direkt proportional mit den Dehnungen an, wobei bei Erreichen der Bruchfestigkeit die Spannung abrupt auf null abfällt. Im Gegensatz dazu bleibt bei elastisch plastischem Materialverhalten die Spannung ab einer gewissen Dehnung konstant (Fließgrenze). Weiters ist bei anelastischem, quasi sprödem Materialverhalten kein linearer Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen definiert. Die Beziehungen zwischen Spannungen und Dehnungen sind nicht eindeutig und es bleiben nach Erreichen der Fließgrenze bei vollständiger Entlastung Verzerrungen (Dehnungen) vorhanden. Der Baustoff Beton verhält sich quasi spröde, das heißt es existiert kein ausgeprägter Bereich innerhalb dessen die Spannung direkt proportional zur Dehnung ist [MANG 00, SHAH 95]. In Abbildung 4 sind linear elastisches, elastisch plastisches und anelastisches, quasi sprödes Materialverhalten durch die jeweiligen Spannungs-Dehnungsbeziehungen beschrieben.

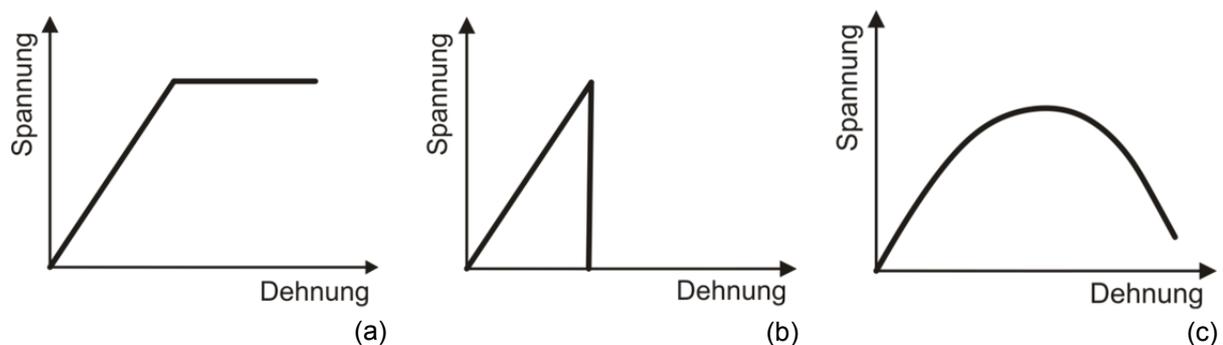


Abbildung 4: Unterschiedliches Materialverhalten bei einaxialer Beanspruchung, aufgetragen als Spannung und Dehnung (Deformation), linear elastisches Materialverhalten (a), elastisch plastisches Materialverhalten (b) und anelastisches, quasi sprödes Materialverhalten (c) nach [SHAH 95]

Zur Beurteilung der Sicherheit von Bauwerken ist die Verknüpfung von Spannung mit Dehnung ein entscheidendes Kriterium zur Beschreibung der jeweiligen Materialeigenschaften. Zur Charakterisierung des Werkstoffes wird in den meisten Fällen die Druckfestigkeit von Beton (f_c) herangezogen [FRAN 80, REIN 10]. Die vielfältigen Anforderungen an Beton zeigen jedoch, dass zur exakten Beschreibung des Materialverhaltens bzw. zur Beantwortung vielfältiger Fragestellungen dieser Parameter alleine nicht ausreicht. Die Druckfestigkeit stellt einen Einzelwert, die maximal aufnehmbare Spannung die beim Versagen des Werkstoffes (Bruch) gemessen wird, dar.

In Abbildung 5 ist ein Spannungs-Dehnungsdiagramm (Arbeitslinie) für einen einaxial auf Druck beanspruchten Beton dargestellt. Es zeigt sich, dass schon bei niedriger, aufgebrachtener Spannung keine Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung (Stauchung) vorherrscht [MANG 00]. Zur Definition des Elastizitätsmoduls (E) ist es zulässig, einen gewissen Bereich (meist bis zur Spannung $f_c/3$) als näherungsweise linear elastisch anzunehmen. Hierbei sind jedoch unterschiedliche Definitionen des Proportionalitätsfaktors zwischen Spannung und Dehnung (E) möglich [GRÜB 01]. Zur Ermittlung von E kann, wie in Abbildung 5 visualisiert, beispielsweise die Ursprungstangente (E_{ct}) oder die Sekante (E_{cm}) (Schnitt der Arbeitslinie $f=0$ und $f=f_c/3$) herangezogen werden. Darüber hinaus existieren noch Definitionen für die Ursprungstangente, die Sehne (bei definierter Ober- und Unterspannung) oder die Entlastungsgerade [GRÜB 01]. Die österreichische Prüfnorm für Beton ONR 23303 [ONR2 10] definiert den Elastizitätsmodul als Sehnenmodul zwischen einer definierten Ober- ($\sigma_o=f_c/3$) und Unterspannung ($\sigma_u=0,1 \cdot \sigma_o$).

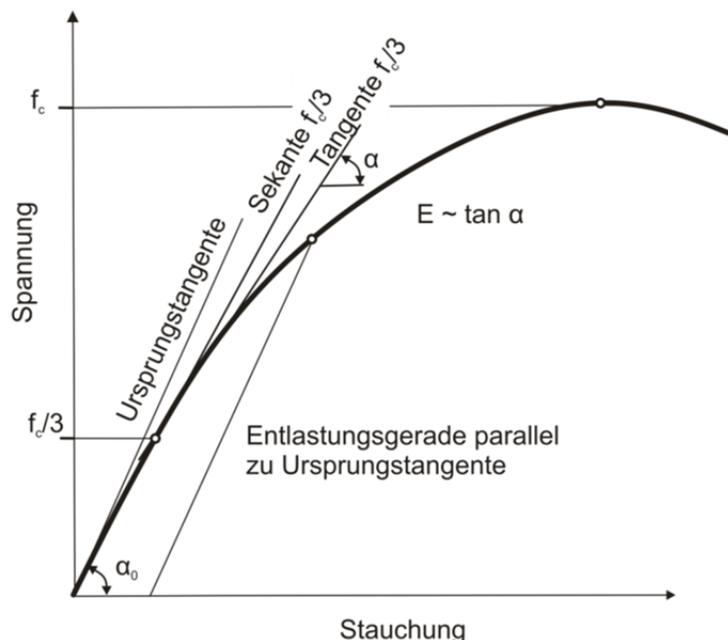


Abbildung 5: Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung, qualitatives Spannungs- (σ) Dehnungs- (ϵ) Diagramm [nach GRÜB 01]

2.2.3 Grundlagen des Bruchverhaltens von Beton

Beton besteht aus den Hauptbestandteilen Zement bzw. Bindemittel, Wasser und Gesteinskörnung. Im Zuge des Hydrationsprozesses entsteht aus Zement bzw. Bindemittel Zement bzw. Bindemittelstein. Dieser sichert beim erhärteten Beton die Verkittung der Zuschlagskörner und somit den Zusammenhalt im Beton. Die Eigenschaften des Betons sind daher in großem Maße von den Eigenschaften dieser Hauptbestandteile abhängig. Abbildung 6 zeigt das idealisierte Spannungs-Dehnungsdiagramm von Gesteinskörnung, Bindemittelstein und Beton. Es ist offenkundig, dass sowohl Bindemittelstein als auch Gesteinskörnung ein sprödes Materialverhalten mit ausgeprägtem linear elastischem Bereich aufweisen, wobei je nach Gesteinskörnung leichte Abweichungen davon zu beobachten sind [MIND 83, PATE 05, WITT 83]. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton weicht jedoch bereits bei kleiner Spannung von der linearen Beziehung der Betonausgangsstoffe ab und fällt nach Erreichen der Maximallast nur langsam ab.

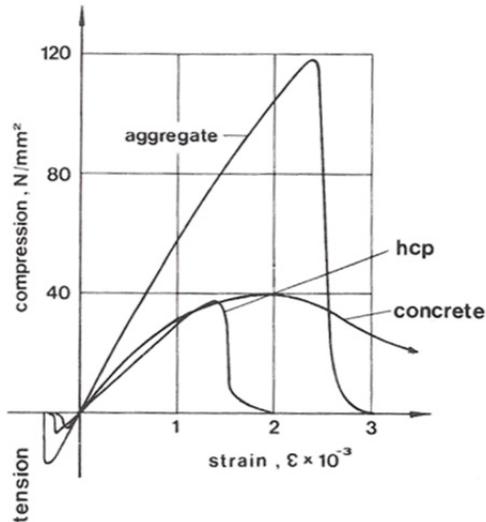


Abbildung 6: Spannungs-Dehnungsdiagramm von Gesteinskörnung (aggregate), Bindemittelstein (hardened cement paste hcp) und Beton (concrete) bei Zug- und Druckbeanspruchung [WITT 83]

Es wurde bereits früh festgestellt, dass die Differenz zwischen der Deformation von Beton und seiner Bestandteile hauptsächlich durch die Entstehung von Mikrorissen begründet werden kann [SPOO 76]. Beton besteht darüber hinaus neben makroskopisch sichtbaren Bestandteilen wie Bindemittelstein und Gesteinskörnung aus einer Fülle von kleinen Poren und Unstetigkeiten im Materialgefüge. Durch die unterschiedlichen Materialeigenschaften von Bindemittelstein und Gesteinskörnung kommt es bei Belastung, verstärkt durch Unregelmäßigkeiten im Materialgefüge, zu einer ungleichen Spannungsverteilung bzw. zu Spannungskonzentrationen [FRAN 80, WESC 96].

Abbildung 7 zeigt die Spannungs- bzw. Dehnungsverteilung eines belasteten Probewürfels. Es ist zu erkennen, dass aufgrund der Inhomogenität des Betons, insbesondere des unterschiedlichen Elastizitätsmoduls der Betonhauptbestandteile Bindemittelstein und Gesteinskörnung, ein sehr unregelmäßiger Spannungszustand vorherrscht.

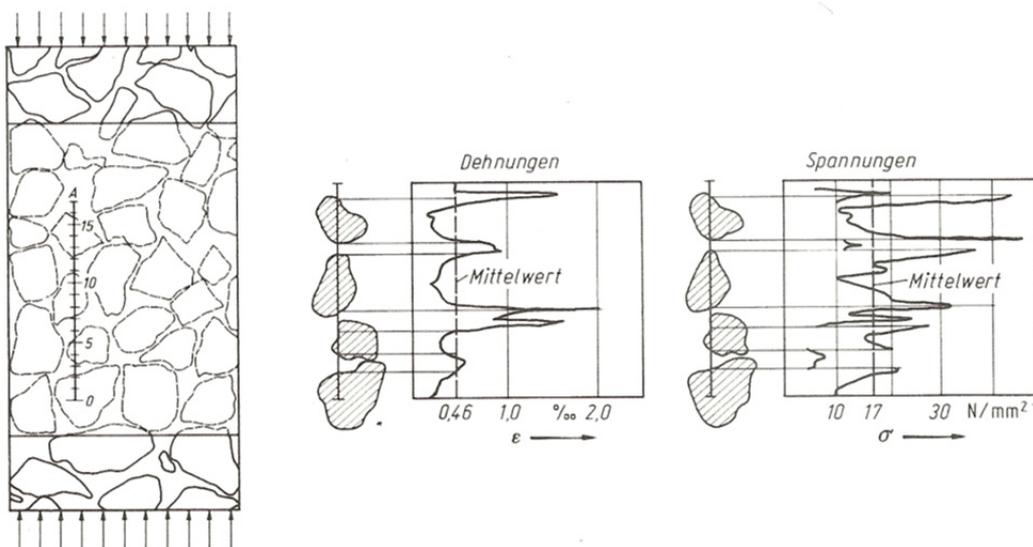


Abbildung 7: Darstellung des an einem belasteten Probewürfel durch Isochromatdarstellung ermittelten Verzerrungs- und Spannungszustand [FRAN 80 nach HEIL 76]

Diese Einflüsse der Spannungskonzentration können sowohl gemessen als auch vereinfacht modelliert werden. Abbildung 8 zeigt eine spannungsoptische Aufnahme (links), erstellt mit einer fiktiven Gesteinskörnung aus spannungsdoppelbrechenden Kunststoffscheiben, sowie den modellierten

Trajektorienverlauf unter einaxialer Druckbeanspruchung. Es zeigt sich, dass die Druckkräfte über dem kürzesten Weg von Gesteinskörnungskugel zu Gesteinskörnungskugel übertragen werden, während die Grundbindemittelmatrix entlastet wird [FRAN 80, REIN 10]. Dieses Phänomen ist mit ein Grund dafür, dass bei geforderter, hoher Festigkeit bzw. Frühfestigkeit vorzugsweise eine gröbere Sieblinie gewählt wird weil sich, wie die mittlere Darstellung der Abbildung 8 zeigt, die groben Gesteinskörnungsanteile untereinander abstützen.

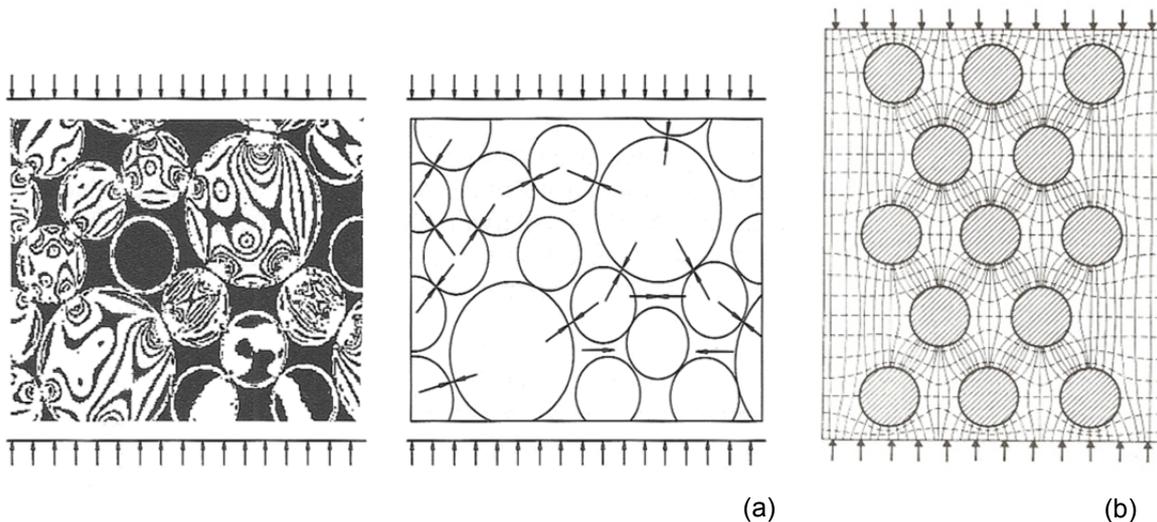


Abbildung 8: Spannungsoptische Aufnahme von Normalbeton links bzw. Mitte (a) [REIN 10 nach WISC 73] in Gegenüberstellung zu einem modellierten Spannungszustand in einem fiktiven Beton (b) [FRAN 80 nach WISC 72]

Die Darstellungen aus Abbildung 7 und Abbildung 8 zeigen, dass im Beton, im Gegensatz zu einem homogenen Material, nie eine gleichmäßige Spannungsverteilung vorherrscht sondern die Spannungen immer von der steiferen Komponente mit dem höheren Elastizitätsmodul angezogen werden. Daher konzentrieren sich die Spannungen primär um die Gesteinskörner im Beton und begünstigen die Mikrorissbildung im Interfacebereich zwischen Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung [VERV 97].

2.2.4 Bruchvorgang von Beton

Um das Bruchverhalten von Beton besser verstehen zu können, muss das schwächste Glied im Beton, das Interface zwischen Bindemittelstein und Gesteinskörnung, näher betrachtet werden. Im Beton sind im Interfacebereich von Bindemittelmatrix und Gesteinskörnung bereits auch ohne äußere Belastung Mikrorisse vorhanden. Diese Unstetigkeiten in der Gefügestruktur können auf das Schwinden des Betons im Zuge der Hydratation des Zementsteins zurückgeführt werden [KARI 95, SHAH 95, MIER 97]. Das System von Mikrorissen konzentriert sich speziell in der Kontaktzone zwischen Bindemittelstein und Gesteinskörnung, wobei Rissbreiten ohne Einwirkung einer Belastung von bis zu 90 μm festgestellt wurden [KRIS 71].

2.2.4.1 Bruchvorgang unter Druckbeanspruchung

Die Druckfestigkeit ist für die meisten Anwendungen von Beton im Bauwesen die wichtigste Eigenschaft. Derzeit sind Druckfestigkeitsklassen bis C100/115 mit einer charakteristischen Würfeldruckfestigkeit $f_{\text{ck,cube}}$ von 115 N/mm^2 genormt [ÖNB4 07]. Wesentliche Einflussfaktoren auf die Druckfestigkeit sind die mechanischen Eigenschaften des Bindemittelsteins (W/B-Wert, Betonausgangsstoffe, Hydratationsgrad, Erhärtingsbedingungen etc.) [GRÜB 01, REIN 10]. Die Bestimmung der Druckfestigkeit erfolgt standardmäßig an Würfeln mit 15 cm Seitenlänge durch stetige Steigerung der Spannung ($0,6 \pm 0,2 \text{ N/mm}^2 \text{ s}$) bis zum Versagen. Eine Erfassung der Spannungs-Dehnungsbeziehung ist normativ nicht festgelegt [ONR2 10].

Bei Versagen des Betons unter Druckbelastung kommt es in der Regel zu keinem vollständigen Zerstören der Probe, vielmehr bilden sich aufgrund der Querdehnungsbehinderung in der Prüfpresse klassische Bruchbilder wie Risse an den unbelasteten Seitenrändern bis hin zu doppelpyramidenförmigen Bruchtypen aus [WESC 93, REIN 10]. Im Folgenden sind die einzelnen Stadien des Versagens anhand des Spannungs-Dehnungsdiagramms beschrieben.

Linear elastisches Materialverhalten

Generell kann am Beginn der Belastung von einem annähernd linear elastischen Materialverhalten ausgegangen werden, da eine geringe Belastung zu keiner Vergrößerung der vorhandenen Mikrorisse führt. Die Spannungs-Dehnungslinie kann daher bis zum Ende dieses Stadiums (etwa 35–40 Prozent der Druckfestigkeit) als weitgehend linear angenommen werden. Dies wird bei der Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls berücksichtigt [FRAN 80, GRÜB 01, STRU 80].

Mikro- und Makrorissbildung

Aufgrund der geringeren Verbundfestigkeit zwischen den beiden Hauptbetonbestandteilen Bindemittelstein und Gesteinskörnung, beginnen sich die kleinen bereits im belastungsfreien Zustand vorhandenen Risse in der Kontaktzone durch Belastung zu öffnen und zu größeren Rissen zu vereinen [REIN 10, STRU 80]. Diese Risse treten primär längs zur Belastungsrichtung auf und werden durch weitere aufgebrauchte Druckbelastung vergrößert. Es kann zwar von einer gewissen Umlagerung auf die Gesteinskörnung mit höherem Elastizitätsmodul ausgegangen werden, jedoch wird der Beton durch das zunehmende Anwachsen der Risse weicher, was sich in einer vermehrten Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie ausdrückt [FRAN 80]. Die Druckfestigkeit f_c des Betons wird dann erreicht, sobald sich die meist örtlich begrenzten Mikrorisse vereinigen und eine gewisse kritische Länge überschreiten [REIN 10].

Absteigender Ast der Spannungs-Dehnungslinie

Bei normaler Versuchsdurchführung mit belastungsgesteuerten Prüfgeräten tritt der Bruch schlagartig auf und ein weiteres Erfassen von Druckspannung und Dehnung (Stauchung) ist nicht möglich. Bei langsamer, verformungsgesteuerter Belastung ist es möglich, in weiterer Folge das Nachbruchverhalten zu beobachten. Nach Erreichen der Druckfestigkeit fällt die Spannung ab, die Verformung wächst jedoch durch eine weitere Fortpflanzung der Risse weiter an bis theoretisch keine Spannung mehr aufgenommen werden kann.

Abbildung 9 zeigt ein Spannungs-Dehnungsdiagramm mit visualisierter fortschreitender Rissbildung bei axialer Druckbeanspruchung mit den unterschiedlichen Stadien der Rissausbreitung.

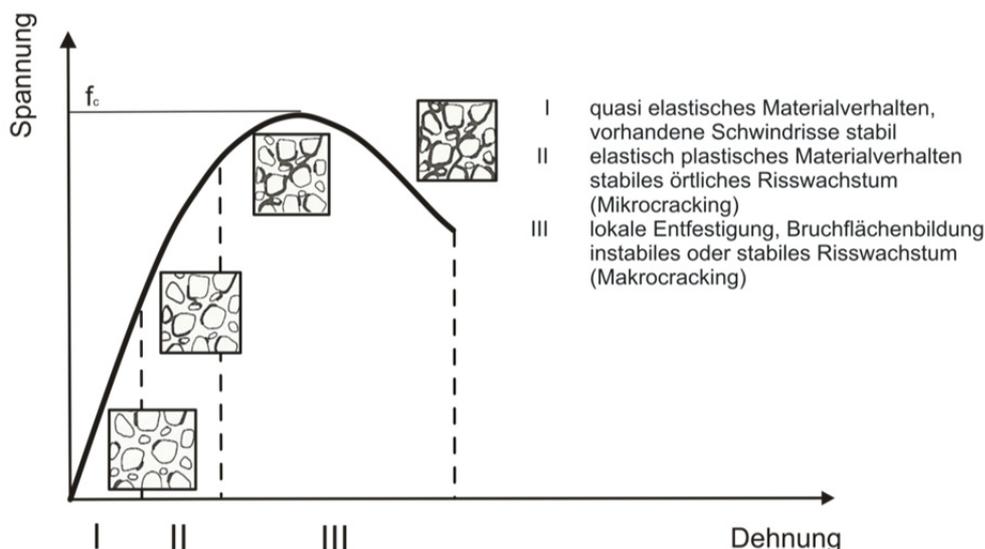


Abbildung 9: Spannungs-Dehnungsdiagramm mit fortschreitender Rissbildung bei axialer Druckbeanspruchung [nach FRAN 80, STRU 80, MIND 83]

2.2.4.2 Bruchvorgang unter Zugbeanspruchung

Speziell für die Bemessung von Konstruktionen, insbesondere zur Festlegung einer rissweitenbegrenzenden Mindestbewehrung, ist ebenso die Kenntnis der Zugfestigkeit von Beton von Bedeutung. Die Bestimmung der Zugfestigkeit stellt jedoch im Gegensatz zur Druckfestigkeit versuchstechnisch eine gewisse Herausforderung dar. Die zentrische Zugfestigkeit wird daher meist nicht direkt ermittelt, sondern es finden Versuchsmethoden wie die Bestimmung der Biege- oder Spaltzugfestigkeit sowie die Bestimmung der Abreißfestigkeit zur Sicherstellung einer gewissen Oberflächengüte Anwendung [REIN 10].

Beim Bruchvorgang unter Zugbelastung kommt es zur vollständigen Materialtrennung, hervorgerufen durch einen durchgehenden Makroriss. Im Folgenden werden, ebenso wie bei der Druckbeanspruchung, die einzelnen Stadien anhand des Spannungs-Dehnungsdiagramms beschrieben [KARI 95].

Linear elastisches Materialverhalten

Wie beim Bruchvorgang unter Druckbeanspruchung ist bei Beginn der Belastung mit einem linear elastischen Materialverhalten zu rechnen. Im Gegensatz zum Druckversuch löst eine äußere, gleichmäßig verteilte Zugspannung erst bei etwa 70 Prozent der Zugfestigkeit ein nennenswertes Anwachsen der Mikrorisse aus, die Spannungs-Dehnungslinie bleibt daher bis zu diesem Bereich weitgehend linear [REIN 10].

Mikro- und Makrorissbildung

Bei Zugbeanspruchung beginnen die Risse bevorzugt rechtwinkelig zur Beanspruchungsrichtung zu wachsen. In Folge dessen kommt es durch weitere Belastung zur Vereinigung und Öffnung der einzelnen Risse. Die Rissbreiten nehmen auf 90 bis 170 μm zu und es entstehen die ersten Makrorisse [KRIS 71]. Die Ausbildung von größeren Fehlstellen führt zu einer örtlichen Dehnungskonzentration, Materialentfestigung und somit zu einer Reduktion der Werkstoffsteifigkeit (Reduktion des Elastizitätsmoduls). Das Materialverhalten weicht zunehmend vom linear elastischen Bereich ab, bis schlussendlich die Zugfestigkeit, das Lastmaximum f_t , erreicht wird [REIN 10].

Absteigender Ast der Spannungs-Dehnungslinie

Der absteigende Ast der Spannungs-Dehnungslinie ist im reinen Zugversuch nur schwer zu erfassen. Durch die Entstehung der durchgehenden Makrorisse werden benachbarte Bereiche entlastet. In diesem Bereich kann bei steigender Verformung und abfallendem Traglastvermögen die Rissausbreitung stabil (langsam) oder instabil (schnell) erfolgen, bis es am Ende zur vollständigen Trennung des Materials kommt. In Abbildung 10 ist das Verhalten von Beton unter einaxialer Zugbeanspruchung mit den unterschiedlichen Stadien der Rissausbreitung zusammengestellt.

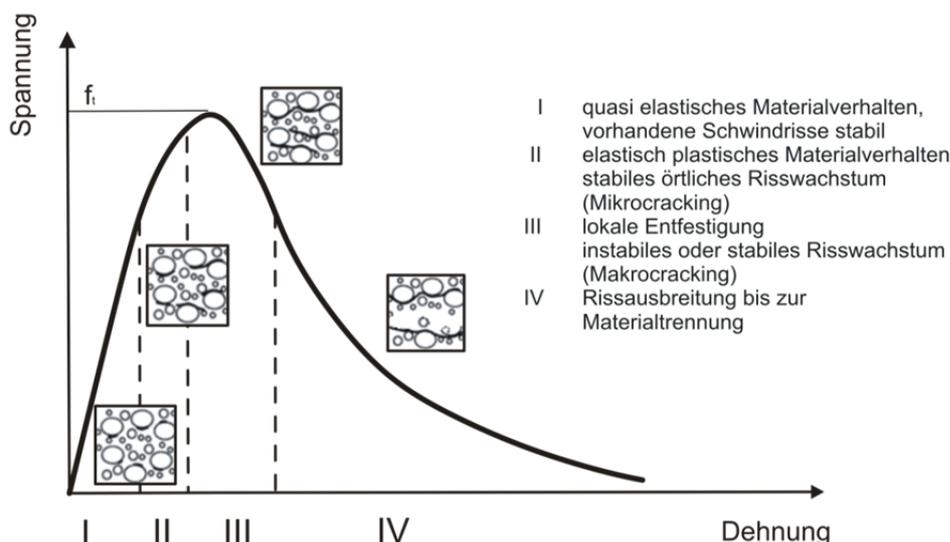


Abbildung 10: Schematische Darstellung des makroskopischen Bruchverlaufs für Beton unter Zugbeanspruchung [nach KARI 95, MANG 00, ALFE 93]

2.3. Bruchmechanische Materialcharakterisierung

2.3.1 Einleitung und Begriffe

Die Beschreibung des Bruchverhaltens von Werkstoffen ist eine Grundvoraussetzung zur Beurteilung von Versagensmechanismen von Baustoffen. Erste bruchmechanische Untersuchungen wurden aufgrund massiver Häufung von Schadensfällen an Großkonstruktionen im Stahlbau angestellt. In der Bruchmechanik wird von der Annahme ausgegangen, dass kein Werkstoff vollkommen homogen ist sondern stets vorhandene Störungszonen im Materialgefüge wie Kerben, Hohlräume und Risse den Versagensmechanismus maßgeblich beeinflussen können. Aufgrund dieser Überlegungen ist es möglich mit Hilfe der Bruchmechanik Kriterien anzugeben, die das Versagen von Werkstoffen unter Berücksichtigung der Fehlstellen kennzeichnen können. Da die Bruchmechanik von gestörten Werkstoffeigenschaften ausgeht, kann mit diesen Ansätzen das Materialverhalten von Werkstoffen wirklichsnäher beschrieben werden.

2.3.1.1 Rissöffnungsarten

Zur Beschreibung der Belastungssituation bei der Rissöffnung von Körpern werden in der Bruchmechanik drei Grundformen (Modes) definiert (Abbildung 11).

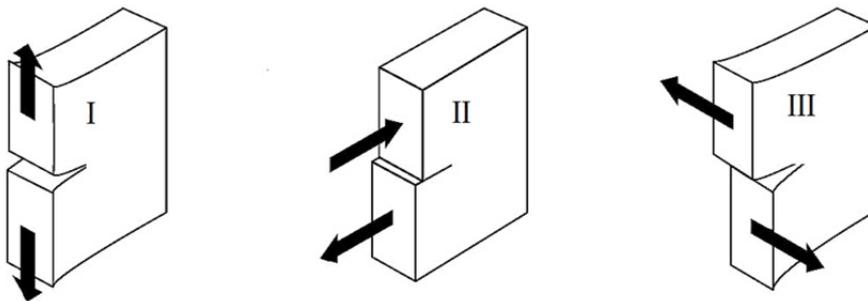


Abbildung 11: Darstellung der drei Grundformen (Modes) bei der Rissöffnung

Mode I:	Normalbeanspruchung
Mode II:	ebene Scherung
Mode III:	nicht ebene Scherung

Mode I beschreibt einen symmetrischen, ebenen Spannungszustand, der zu einer Rissöffnung normal zur wirkenden Kraft führt. Die von A. A. Griffith [GRIF 20] entwickelten Gleichungen beziehen sich auf Mode I, der auch als Opening-Mode bezeichnet wird. Mode II definiert einen ebenen unsymmetrischen Spannungszustand, der zu einer relativen Verschiebung des Riss-Interfaces führt. Dieser wird daher auch als in-plane Shear- oder Sliding-Mode bezeichnet. Abschließend sei noch Mode III als Spannungszustand mit einer Scherbelastung quer zur Rissebene oder als Tearing-Mode definierte Grundform bei der Rissöffnung angeführt. Treten alle drei Modes an einer Rissfront auf, spricht man von einer sogenannten Mixed-Mode Belastung [BAZA 97, SHAH 95, KEUS 89].

2.3.1.2 Rissmodelle

Der Bruchvorgang sowie der Rissfortschritt sind stark vom Materialverhalten des jeweiligen Baustoffes abhängig. Je nach Eigenschaften des Materials pflanzt sich ein entstehender Riss unterschiedlich fort. Abbildung 12 zeigt schematisch die rissnahe Zone von unterschiedlichen Werkstoffen.

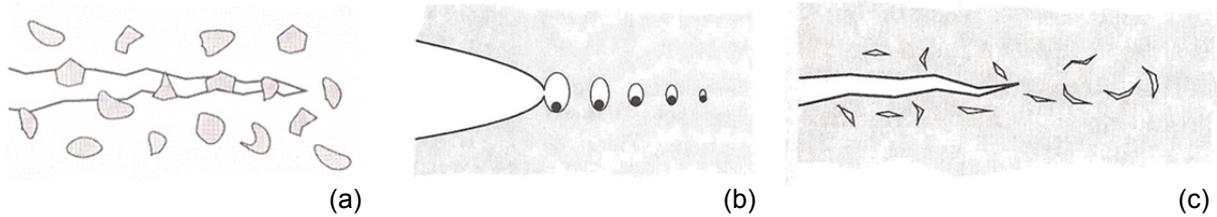


Abbildung 12: Schematischer Verlauf des Rissfortschritts mit Prozesszone von einer heterogenen Keramik (a), eines duktilen Werkstoffs mit Hohlrumbildung (b) und eines spröden Werkstoffs mit Mikrorissen (c) [GROS 11]

Um dieses Versagensverhalten besser zu verstehen, kann die Entwicklung der Bruchmechanik an unterschiedlichen Rissmodellen erläutert werden. Diese drei unterschiedlichen Annahmen beschreiben das Materialverhalten im Bereich der Risspitze. Der klassische Fall basiert auf den von A. A. Griffith [GRIF 20] angestellten Überlegungen mit einer Risspitze ohne Kohäsion. Bei diesem Modell gehen die Spannungen an der Risspitze gegen unendlich (vgl. Abbildung 13 (a) und Abbildung 15). Da dieses Modell physikalisch nur schwer nachvollziehbar ist, erfolgte eine Weiterentwicklung dieses Rissmodells mit voller Kohäsion von D. D. Dugdale [DUGD 60] (vgl. Abbildung 13 (b)) bzw. mit steigender Kohäsion von G. I. Barenblatt [BARE 62]. Für spröde Werkstoffe mit einer Ausprägung einer Mikrorisszone eignen sich die eben beschriebenen Materialmodelle nur bedingt. Bei weiteren Überlegungen zu diesem Rissmodell durch P. Z. Bažant und B. H. Oh [BAŽA 83] wird von einem Rissband, bestehend aus vielen kleinen Rissen nahe der Risspitze, ausgegangen (vgl. Abbildung 13 (c)).

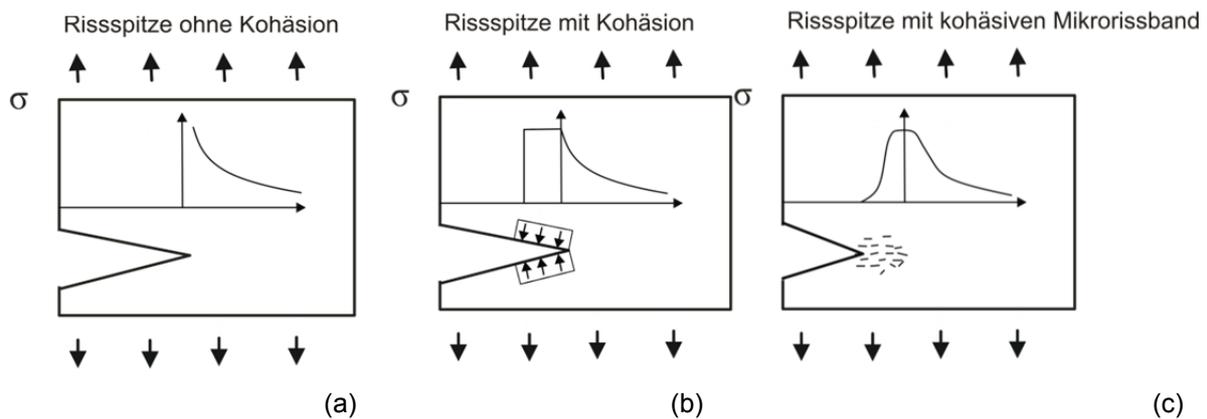


Abbildung 13: Spannungsverlauf an der Risspitze der unterschiedlichen Rissmodelle mit Mode I Beanspruchung [nach GROS 11, SHAH 95]

2.3.2 Linear elastische Bruchmechanik

Vorgänge beim Trennen bzw. Brechen von Festkörpern können mit Hilfe der Bruchmechanik beschrieben werden. Dabei kommt es infolge der Überschreitung der maximal aufnehmbaren Zugfestigkeit des Werkstoffes zur Entstehung von Rissen. Ausgehend von dieser Beobachtung wurde erkannt, dass die an den Risspitzen auftretenden Spannungskonzentrationen zu einer weiteren Rissausbreitung und somit zum Versagen des Festkörpers führen.

Die von A. A. Griffith 1920 [GRIF 20] entwickelten Grundzüge der Bruchmechanik gehen von einem linear elastischen Materialverhalten (linear, elastic fracture mechanics LEFM) aus. Da dieses idealisierte Materialverhalten nur für homogene, spröde Materialien wie Glas seine Gültigkeit hat, erfolgte eine Weiterentwicklung dieser Theorie durch G. R. Irwin Mitte des 20. Jahrhunderts. Durch die Einführung des Spannungsintensitätsfaktors war es möglich die Bruchzähigkeit als ein Maß des Widerstandes des Materials gegen Rissausbreitung zu definieren [BAŽA 97, SHAH 95, KARI 95].

2.3.2.1 Nahfeldlösung für Risse unter Mode I Belastung

A. A. Griffith [GRIF 20] erkannte, dass die wirkliche Zugfestigkeit eines spröden Materials immer unter der theoretischen Zugfestigkeit liegt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass kein Material frei von kleinen Störungen wie Mikrorissen und Poren ist. Diese Poren wiederum führen zu Spannungskonzentrationen an deren Enden, da die ursprünglich parallelen Spannungstrajektorien aufgrund des Vorhandenseins eines Risses in dessen Umgebung enger beieinander verlaufen.

Je nach Belastungssituation lässt sich mit Hilfe der Elastizitätstheorie die Spannung an der jeweiligen Risspitze ableiten. Die Lösung basiert auf einer unendlich ausgedehnten Scheibe mit einem elliptischen Hohlraum, definiert durch eine Ellipse mit der Länge $2a$ und der Breite $2b$. Bei $b \rightarrow 0$ wird der elliptische Hohlraum zu einem schlitzförmigen Riss der Länge $2a$. Das Element steht unter äußerer Zugbelastung σ_0 in y – Richtung (Mode I). Bei dieser Betrachtung ist vor allem die Spannungskomponente σ_y für die Umgebung der Risspitze von besonderer Bedeutung, da diese in gewisser Weise den Widerstand gegen das Weiterreißen, also eine Verlängerung des Risses, repräsentiert [SHAH 95, KARI 95, REIN 10].

Abbildung 14 zeigt den Belastungszustand eines schlitzförmigen Risses der Länge $2a$ im kartesischen Koordinatensystem (links). Neben dem kartesischen Koordinatensystem ist auch ein Polarkoordinatensystem eingeführt, dessen Ursprung mit der Risspitze zusammenfällt sowie deren Winkel mit $\varphi = 0$ in Richtung der x -Komponente zeigt.

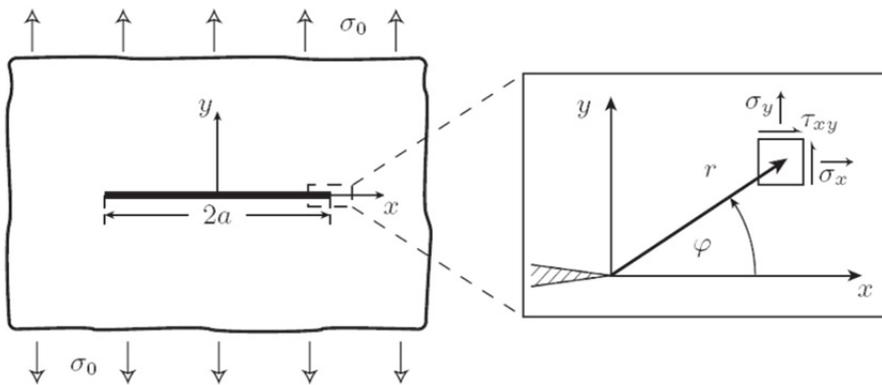


Abbildung 14: Unendlich ausgedehnte Scheibe mit Riss der Länge $2a$ unter einaxialem Zug (Mode I) [KARI 95]

Die Lösung des in Abbildung 14 dargestellten Problems für die Spannungskomponente σ_y kann als Reihe in Potenzen der Wurzel des Rissspitzenabstands r dargestellt werden [MEHL 97, REIN 10] setzt sich wie folgt gemäß Gleichung (1) zusammen:

$$\sigma_y = A_1 r^{-1/2} F_{1(\varphi)} + A_2 r^0 F_{2(\varphi)} + A_3 r^{+1/2} F_{3(\varphi)} + \dots + A_i r^{(i-2)/2} F_{i(\varphi)} \quad (1)$$

In dieser Darstellung sind A_i Konstanten und F_i Funktionen des Ligamentwinkels φ . Wird r sehr klein, dann dominiert der erste Term von Gleichung (1) und die weiteren Terme höherer Ordnung können vernachlässigt werden. Durch den Grenzübergang $r \rightarrow 0$ kommt man zur Lösung des in Abbildung 14 gezeigten Spannungsproblems der sogenannten Nahfeldlösung. Diese auf einen ebenen elastischen Spannungszustand reduzierte, allgemein publizierte Lösung für Mode I Belastung ergibt sich gemäß Gleichung (2) zu [BAŽA 97, SHAH 95, KARI 95, MEHL 97]:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\varphi}{2} \left(1 - \sin \frac{\varphi}{2} \sin \frac{3\varphi}{2} \right) \\ \sigma_y &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\varphi}{2} \left(1 + \sin \frac{\varphi}{2} \sin \frac{3\varphi}{2} \right) \\ \tau_{xy} &= \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\varphi}{2} \sin \frac{\varphi}{2} \cos \frac{3\varphi}{2} \end{aligned} \quad (2)$$

Darüber hinaus ergeben sich die horizontalen u und vertikalen v Verschiebungen gemäß Gleichung (3) zu:

$$u = \frac{K_I(1+\nu)}{E} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} \cos \frac{\varphi}{2} \left(\frac{\kappa-1}{2} + \sin^2 \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3)$$

$$v = \frac{K_I(1+\nu)}{E} \sqrt{\frac{2r}{\pi}} \sin \frac{\varphi}{2} \left(\frac{\kappa-1}{2} - \cos^2 \frac{\varphi}{2} \right)$$

mit:

$$\kappa = (3 - 4\nu) \text{ für den ebenen Dehnungszustand}$$

$$\kappa = \frac{(3 - \nu)}{(1 + \nu)} \text{ für den ebenen Spannungszustand}$$

Die oben angegebenen Formeln definieren die Spannungsverteilung in der Nähe der Risspitze. Direkt entlang der Risspitze ($\varphi = 0$) errechnen sich die Spannungen zu

$$\sigma_x = \sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \quad \tau_{xy} = \nu = 0 \quad (4)$$

Die Stärke des Spannungszustands wird durch den Parameter K_I (Spannungsintensitätsfaktor) definiert. Dieser ist von der Art der Belastung, von der Geometrie der Rissöffnung sowie von mechanischen Randbedingungen abhängig [REIN 10].

Für die in Abbildung 14 dargelegten geometrischen Bedingungen unter Mode I Beanspruchung ergibt sich K_I zu:

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi a} \quad (5)$$

Die Lösung von K-Faktoren für weitere Konfigurationen mit unterschiedlichen Rissöffnungen und Randbedingungen sind einschlägigeren Handbüchern [z.B. GROS 11] zu entnehmen. Der Spannungsintensitätsfaktor hat die physikalische Einheit $[\text{N}/\text{mm}^{3/2}]$ und stellt daher keine Spannung dar. Obige Gleichung zeigt, dass K_I von der Belastung und der Länge der Rissöffnung abhängt sowie in der Regel stets positiv und finit ist. Somit wird durch den Spannungsintensitätsfaktor die Spannungsverteilung in direkter Risspitzenumgebung definiert, die aufgrund der Linearität der Theorie proportional zu den angreifenden Lasten sind. Der Spannungsintensitätsfaktor kann als maßgebliche Größe für das Bauteilversagen und als Bruchkriterium betrachtet werden. Erreicht der Spannungsintensitätsfaktor einen kritischen Wert, schreitet das Risswachstum fort und es kommt in weiterer Folge zum Bauteilversagen. Dieser kritische Wert wird als Bruchzähigkeit oder kritischer Spannungsintensitätsfaktor (z.B. K_{IC} für Mode I Belastung) bezeichnet. Risswachstum setzt somit ein, wenn folgende Voraussetzung gegeben ist [SHAH 95, REIN 10]:

$$K_I = K_{IC} \quad (6)$$

Hingegen muss für einen Bruchzähigkeitsnachweis, damit kein Rissfortschritt eintritt, folgende Bedingung erfüllt sein:

$$K_I < K_{IC} \quad (7)$$

2.3.2.2 K-Konzept

Die in Gleichung (2) bzw. Gleichung (4) dargelegten Terme sind vom Radius r abhängig. Geht der Radius $r \rightarrow 0$ weist das Spannungsfeld eine Singularität vom Typ $r^{-1/2}$ auf. Diese Spannungssingularität ist charakteristisch für alle elastischen Rissprobleme [GROS 11, REIN 10]. Abbildung 15 zeigt, dass die Spannung σ_y bei sehr kleinem r unbeschränkt anwächst. Dies führt zu einer Verschiebungsfunktion der Form $r^{1/2}$ bzw. bei positivem K_I zu einer parabelförmigen Rissöffnung v [GROS 11, KARI 95].

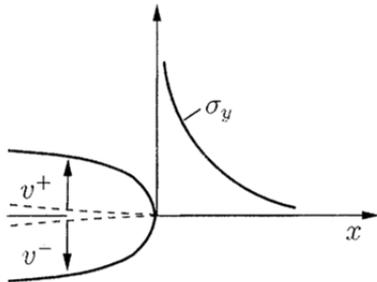


Abbildung 15: Rissspitzenfeld unter einaxialem Zug (Mode I) [GROS 11]

Bei der Anwendung des K-Konzepts ist immer zu beachten, dass die Spannungen an der Rissspitze singular werden. Im Gegensatz dazu können die in Bauteilen auftretenden Spannungen physikalisch definierte lokale Festigkeitswerte nicht überschreiten. Die in Gleichung (2) definierte Nahfeldlösung liefert im Nahbereich der Rissspitze ($r \rightarrow 0$) eine gute Näherung, deren Genauigkeit mit zunehmendem Abstand von der Rissspitze abnimmt [BAZA 97, REIN 10].

Das kreisförmige Feld, in dem die Genauigkeit der Nahfeldlösung ingenieurmäßig ausreichend ist, wird als K_I bestimmtes Feld bezeichnet. Außerhalb dieses Feldes können die Terme höherer Ordnung nicht mehr vernachlässigt werden [GROS 11].

Eine allgemeine Lösung, die für eine beliebige Entfernung zur Rissspitze das Spannungsfeld genau beschreibt, liefert folgende Gleichung (8) [BAZA 97]:

$$\sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \left(1 + \beta_1 \frac{r}{D} + \dots + \beta_m \frac{r^m}{D^m} \right) \quad (8)$$

Dabei repräsentiert D die charakteristische Dimension der Struktur (z. B. definiert durch die Risslänge a) und β ist eine Funktion in Abhängigkeit der Geometrie und der Belastung.

Die Gültigkeit wird nicht nur nach außen sondern auch nach innen begrenzt, da die lineare Elastizitätstheorie unterhalb einer gewissen Schranke von r die tatsächlichen Gegebenheiten nicht mehr richtig beschreibt. Direkt um die Rissspitze bildet sich eine Zone, in der aufgrund der auftretenden Spannungen nichtlineares Materialverhalten, gekennzeichnet durch plastisches Fließen oder unelastische Deformation, auftritt. Dieser Bereich ist bei duktilen Werkstoffen wie Metallen durch die plastische Zone, bei spröden oder fasrigen Werkstoffen durch eine Zone mit Mikrorissen (Prozesszone) charakterisiert [REIN 10, GROS 11]. Abbildung 16 veranschaulicht die Gültigkeit des K-Konzepts innerhalb des K_I bestimmten Feldes bzw. die Prozesszone die beispielsweise durch Mikrorisse gekennzeichnet werden kann.

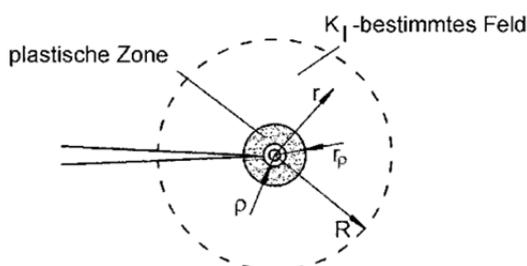


Abbildung 16: Gültigkeit des K-Konzepts [REIN 10]

Die generelle Gültigkeit der Nahfeldlösung innerhalb des K_I bestimmten Feldes kann dann als sicher gestellt angenommen werden, wenn die unbekannte Prozesszone ρ bzw. der mittlere Durchmesser der plastischen Zone r_p wesentlich kleiner als das K_I bestimmte Feld ist. Wenn somit die Bedingung $\rho, r_p \ll R$ erfüllt ist kann davon ausgegangen werden, dass die im Werkstoff ablaufenden Vorgänge allein durch das K_I bestimmte Feld gesteuert werden [REIN 10, GROS 11].

Zur Ermittlung eines Bruchzähigkeitsnachweises gemäß Gleichung (6) bzw. Gleichung (7) ist die Kenntnis des Spannungsintensitätsfaktors K_I bzw. der Bruchzähigkeit K_{IC} erforderlich. Die Bestimmung des Spannungsintensitätsfaktors kann mathematisch erfolgen oder aus Tabellenwerken [z.B. GROS 11] entnommen werden. Die Ermittlung der Bruchzähigkeit als Materialeigenschaft erfolgt in der Regel mit genormten Versuchen (z.B. ASTM-Standard E399-90 [ASTM 97]). Bei diesen Versuchen müssen Proben, um einen geometrieabhängigen Bruchzähigkeitsfaktor zu erhalten, gewissen Größenbedingungen genügen [GROS 11, REIN 10]. In Tabelle 2 sind Anhaltswerte für die Bruchzähigkeit verschiedener Werkstoffe zusammengestellt.

Tabelle 2: Bruchzähigkeit K_{IC} von Werkstoffen [nach GROS 11, REIN 10, MEHL 97]

Material	K_{IC} [N/mm ^{3/2}]
hochfeste Stähle	800 - 3000
Baustähle	100 - 4000
Marmor	40 - 70
Beton	5 - 30

2.3.2.3 Das energetische Bruchkriterium

Das Bruchverhalten kann alternativ zum dargestellten K-Konzept der linear elastischen Bruchmechanik über den von A. A. Griffith [GRIF 20] entwickelten Energiesatz definiert werden. Grundlage dieser Überlegung ist die Tatsache, dass für die Erzeugung von Bruchflächen Energie aufgewendet werden muss.

Die Lösung des energetischen Bruchkriteriums ist möglich, da das asymptotische Spannungsfeld in Rissnähe eindeutig definiert werden kann, und so auch die Energierate, die in die Rissspitze fließt, exakt bestimmt ist [BAŽA 97]. Die auf einen infinitesimalen Rissfortschritt da (ebenes Problem) bezogene freigesetzte Energie $d\Pi$ wird als Energiefreisetzungsrate G bezeichnet [GROS 11, BAŽA 97]:

$$G = -\frac{d\Pi}{da} \quad (9)$$

Um die zum Öffnen eines Risses benötigte Energie zu ermitteln, wird im einfachsten Fall bei Mode I eine Rissfortschritt der Länge Δa betrachtet. Abbildung 17 beschreibt einen Rissfortschritt um die kleine Länge Δa an einer unendlich ausgedehnten Scheibe mit einem Riss der Länge $2a$.

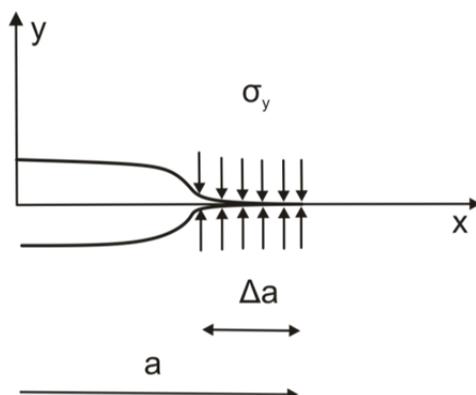


Abbildung 17: Spannungsverteilung an der Risspitze sowie Fortpflanzung des Risses um Δa [nach SHAH 95]

Vor dem Rissfortschritt wirkt die aus Gleichung (8) unter Vernachlässigung der höheren Terme bekannte Normalspannung σ_y . Die Auswertung von Gleichung (9) liefert:

$$G = 2\gamma = \frac{\sigma^2 a \pi}{E} \quad (10)$$

In Gleichung (10) definiert γ die spezifische Bruchflächenenergie, a die halbe Risslänge des Einzelrisses und E den Elastizitätsmodul [GRIF 20, SHAH 95]. Die Energiefreisetzungsrate G entspricht der doppelten spezifischen Bruchenergie γ . Analog zu Gleichung (6) ergibt sich auch in diesem Fall ein bruchmechanisches Versagenkriterium folgender Form gemäß Gleichung (11) [REIN 10, GROS 11]:

$$G = G_c \quad (11)$$

Bei einem Vergleich der angegebenen Formeln mit jenen des K-Konzepts, sieht man die Gleichwertigkeit beider Formelkörper. Gleichung (12) gilt für den ebenen Spannungszustand bzw. Gleichung (13) für den ebenen Verzerrungszustand [GROS 11, SHAH 95]

$$G = -\frac{d\Pi}{da} = \frac{K_I^2}{E} \quad (12)$$

$$G = -\frac{d\Pi}{da} = \frac{K_I^2(1 - \nu^2)}{E} \quad (13)$$

2.3.2.4 Anwendung der linearen Bruchmechanik auf Beton

Die lineare Bruchmechanik wurde von einigen Wissenschaftlern (z.B. KAPL 61, GLÜC 63) mit der Verwendung von K_{IC} oder G_c bei Beton angewandt. Bereits diese ersten Versuche zeigten, dass kein allgemein gültiger, probekörperunabhängiger Zusammenhang von K_{IC} oder G_c gefunden werden konnte. So konnte M. F. Kaplan [KAPL 61] beweisen, dass die Bruchzähigkeit mit der Höhe der geprüften Biegebalken zunahm. M. F. Kaplan begründete diese Zunahme mit dem Einfluss der Heterogenität des Betons auf das stabile Risswachstum.

Weitere Untersuchungen zeigten (z.B. von P. Rossi et. al. [ROSS 84] und S. P. Shah et. al. [SHAH 89]), dass K_{IC} mit den Abmessungen der Probe und mit der Länge der Starterkerbe variiert. Darüber hinaus wurde festgestellt, dass das tatsächliche Versagen besser mit der Theorie der linear elastischen Bruchmechanik übereinstimmt, wenn nur Bindemittelstein ohne die Verwendung von Gesteinskörnungen geprüft wurde. Dieses Verhalten ist auf die weit homogenere Mikrostruktur von Bindemittelstein im Vergleich zu Beton zurückzuführen [KARI 95]. Beim Bruchversagen von Beton entstehen aufgrund seiner Zusammensetzung zuerst Mikrorisse in der Bruchprozesszone nahe der Risspitze. In dieser Zone ändern sich lokal die Materialeigenschaften und es wird ein Teil der zugeführten Energie vernichtet. Auf Grund dieser Zusammenhänge zeigte sich, dass die linear elastische Bruchmechanik zur Beschreibung des Materialverhaltens nicht ausreicht. Beispielsweise kann aus S. P. Shah et. al. [SHAH 89] entnommen werden, dass die Bruchzähigkeit K_{IC} von Gestein und Beton von der Probekörpergeometrie abhängig ist. Um die tatsächlich auftretenden Deformationseffekte des Betons speziell an der Risspitze besser beschreiben zu können, ist es besser die nichtlineare oder elastisch-plastische Bruchmechanik heranzuziehen.

2.3.3 Nichtlineare Bruchmechanik

Der beschriebene Bruchvorgang von Beton zeigt, dass sowohl bei Druck- als auch bei Zugbeanspruchung zunehmend Mikrorisse das Materialgefüge stören und es zu einer Abweichung von der linear elastischen Geraden kommt. Bei der Untersuchung des Bruchvorgangs von mineralischen Werkstoffen konnte erst durch Weiterentwicklung der Prüftechnik mit weggesteuerten Versuchen diese sogenannte Bruchprozesszone näher untersucht werden [REIN 10]. Dadurch haben Parameter und Theorien, die auf Basis der linearen Bruchmechanik fußen, weitgehend an Bedeutung verloren und es sind Konzepte zu verwenden, die dem tatsächlichen Materialverhalten besser Rechnung tragen [GROS 11].

2.3.3.1 Bruchprozesszone

Unter der Bruchprozesszone wird generell jene Zone im Vorfeld eines spannungsfreien Risses verstanden, in welcher der komplexe Vorgang der Bindungslösung stattfindet. Es ist jene Zone, in der das Materialgefüge durch eine äußerliche Lasteinwirkung gelockert wird. Dadurch entsteht in dieser, wenn auch kleinen Zone, nichtlineares Materialverhalten. Die Kontinuumsmechanik kann die Vorgänge in dieser Zone in der Regel nicht ausreichend beschreiben, da vorausgesetzt werden muss, dass die Prozesszone im Vergleich zum gesamten Probekörper sehr klein ist [KARI 95, GROS 11]. Bei einer sehr hohen lokalen Beanspruchung kommt es in der Regel bei metallischen Werkstoffen zu einer Plastifizierung und bei mineralischen Werkstoffen zur Mikrorissbildung. Dieser Prozess der Mikrorissbildung ist ein sehr komplexer, der sich aus vielen Einzelprozessen zusammensetzt [SHAH 95].

Der wesentliche Unterschied der nichtlinearen Bruchmechanik im Vergleich zur linear elastischen Bruchmechanik liegt darin, dass die beim Versagen zugeführte Energie nicht mit der zur Bildung einer neuen Oberfläche verbrauchten Energie übereinstimmt. Entscheidend für diesen Unterschied ist die Bruchprozesszone durch die Energie aufgenommen wird und somit auch lokal die Materialeigenschaften in der rissnahen Zone verändert werden.

Bei duktilen Werkstoffen kommt es aufgrund einer hohen lokalen Beanspruchung zur Plastifizierung. Bei diesem Vorgang bleibt, bevor ein Riss weiterwachsen kann, die Spannung der relativ großen nichtlinearen Zone weitgehend konstant während die Verformung weiter voranschreitet. Im Gegensatz dazu entsteht bei spröden Werkstoffen bei der Risspitze nur eine sehr kleine nichtlineare Zone mit nichtlinearem Werkstoffverhalten. Diese Werkstofftypen verhalten sich daher bis zum Versagen nahezu linear elastisch. Mineralische Werkstoffe wie Beton, nehmen eine gewisse Sonderstellung ein, da es bei diesen Materialien zu einer stärkeren Ausprägung einer Mikrorisszone mit einem daran anschließenden etwas größeren Bereich mit nichtlinearen Materialverhalten kommt [KARI 95]. Im Folgenden werden verschiedene Begriffe der Bruchprozesszone, primär für quasi spröde Werkstoffe, (z.B. Beton) näher definiert.

Bruchverhalten von Beton

Das Bruchverhalten von Beton wird wesentlich von der Art und Größe der Bruchprozesszone beeinflusst, da diese die wesentliche Menge der durch die äußere Belastung aufgebrachte Energie absorbiert. Ohne Ausbildung einer entsprechend großen Bruchprozesszone ist kein stabiles Risswachstum möglich, da in diesem Fall ein spontanes Versagen eintritt [SHAH 95]. Kommt es hingegen zur Ausbildung einer entsprechenden Bruchprozesszone, kann von einem quasi spröden Materialverhalten gesprochen werden. In diesem Fall bleiben auch nach Erreichen der Maximallast noch einzelne Flächen des Werkstoffs in Kontakt zueinander und verhindern dadurch ein abruptes, unkontrolliertes Versagen. Es kommt daher nach Erreichen der Maximallast nur zu einem relativ langsamen Abfall der Spannung bei zunehmender Verformung. J. G. M. van Mier [MIER 97] hat schematisch das Risswachstum bei einer Mode I Belastung mit intakten Zonen (grau) bzw. bereits durch Mikrorisse veränderte Materialstruktur (weiß) dargestellt (vgl. Abbildung 18).

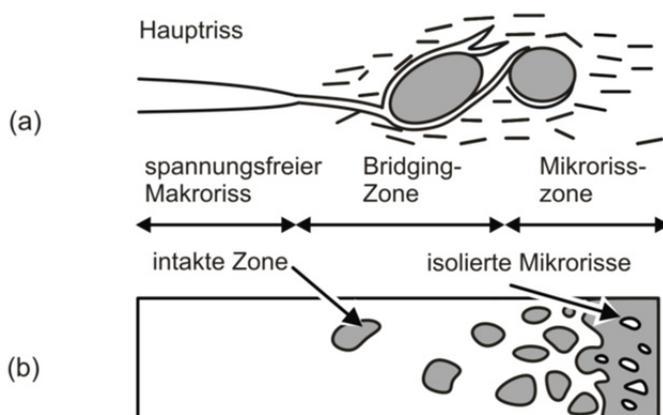


Abbildung 18: Schematische Darstellung des Risswachstums im Beton bei Mode I Belastung im Schnitt (a) sowie Draufsicht des Rissfortschritts mit intakten Zonen (grau) bzw. bereits durch Mikrorisse veränderte Materialstruktur (weiß) (b) [nach MIER 97, KARI 95]

Basierend auf den vorangegangenen Überlegungen kann die Rissprozesszone in verschiedene Stadien unterteilt werden. Beim Werkstoff Beton handelt es sich um ein Material mit einer im Vergleich zur Druckfestigkeit nur sehr geringen Zugfestigkeit. Abbildung 19 zeigt das Materialverhalten sowie die typische Ausprägung der Rissprozesszone von Beton. Bis zu einer Belastung von etwa einem Drittel der Maximallast kann von annähernd linear elastischem Materialverhalten ausgegangen werden (Zustand A). Wird dieser Wert überschritten, treten vorerst Mikrorisse auf (Zustand B) bis die Zugfestigkeit erreicht ist. Die Mikrorisse öffnen sich weiter, können jedoch noch durch mechanische Verzahnung und Reibung Kräfte aufnehmen (Zustand C) bis ein durchgehender spannungsfreier Riss entsteht und es zum vollständigen Aufspalten der Probe kommt (Zustand D) [KARI 95].

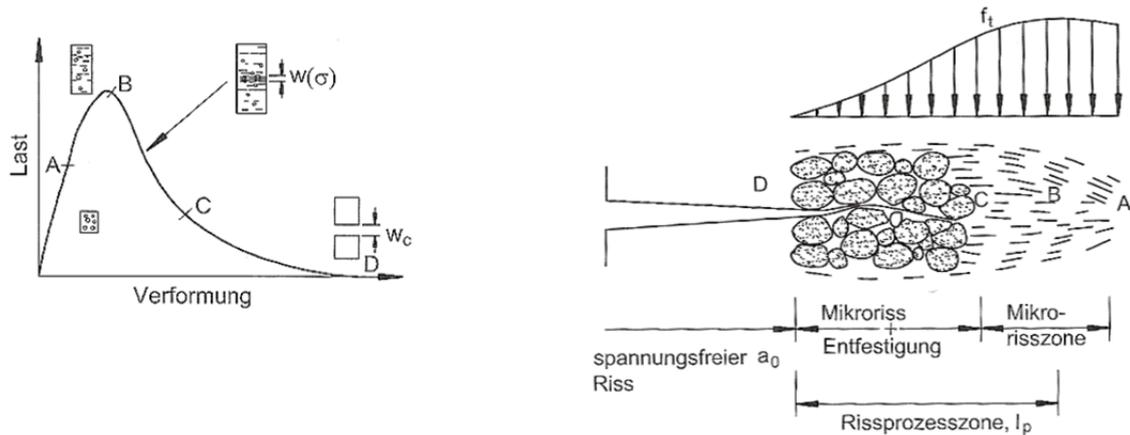


Abbildung 19: Materialverhalten und Rissprozesszone von Beton [REIN 10, KARI 95]

Generell ist die Größe der Bruchprozesszone von Einflussfaktoren wie Materialstruktur (z.B. Größtkorn bei Beton), Spannungsgradient und Probengeometrie (z.B. Bauteilgröße) abhängig [NOMU 91, BAŽA 90, PETE 81]. Eine grobe Abschätzung der Bruchprozesszone l_p gemäß Abbildung 19 liefert B. L. Karihaloo [KARI 95]. Basierend auf der Theorie von Irwin wird davon ausgegangen, dass das Material über die gesamte Länge der Rissprozesszone die Zugfestigkeit f_t erreicht. Bis dieser Zustand erreicht wird, ist jedoch Arbeit von einer externen Belastung zu verrichten. Diese Arbeit oder Brucharbeit wird als W_F und die Fläche, die vor dem Aufbringen der externen Belastung intakt war, wird als Ligamentfläche A definiert. Jene Energie, die benötigt wird um einen Riss auf einer bestimmten Fläche zu erzeugen, wird als spezifische Bruchenergie G_F bezeichnet und ist gemäß folgender Gleichung (14) definiert:

$$G_F = \frac{W_F}{A} \quad (14)$$

Diese getroffenen Annahmen sind nicht exakt aber sie liefern eine grobe Abschätzung der Länge der Rissprozesszone sowie der Bruchzähigkeit, die mit der Bruchenergie G_F gleichgesetzt werden kann. Auf Basis der Theorie von Irwin aus dem Jahr 1958 kann als Maß für die Größe der Bruchprozesszone l_p folgende Gleichung (15) definiert werden [SHAH 95, MIER 97]:

$$l_p = l_{ch} = \frac{E * G_F}{f_t} \quad (15)$$

In Gleichung (15) wird auch die Länge der Prozesszone als charakteristische Länge l_{ch} bezeichnet. Dieser Faktor ist ein Maß für die Sprödeheit eines Materials. So weist beispielsweise Beton mit einem Größtkorn von 16 mm eine höhere spezifische Bruchenergie auf als ein Mörtel mit einem Größtkorn von 2 mm, obwohl der Elastizitätsmodul E beider Materialien weitgehend gleich ist [MIER 97]. Generell deutet eine kleine charakteristische Länge auf einen spröden Werkstoff und eine große charakteristische Länge auf einen duktilen Werkstoff hin. In Tabelle 3 sind typische charakteristische Längen von unterschiedlichen Autoren zusammengestellt.

Tabelle 3: Typische charakteristische Längen [nach KARI 95, HILL 83]

Material	l_{ch} [mm]
Glas	10^{-6}
Zementstein	5-15
Normalbeton	100 – 200
Beton	200 – 500

Risswachstum und Rissfortpflanzung

Aufgrund der Heterogenität von Beton ist die Bruchprozesszone von unterschiedlichen Faktoren beeinflusst. Nähere Untersuchungen der Risspitze haben gezeigt, dass sich Einflussfaktoren wie die Lage von Gesteinskörnung, Luftporen bzw. andere Unstetigkeitsstellen auf den Rissfortschritt auswirken. Abbildung 20 zeigt einige dieser Kontaktmechanismen.

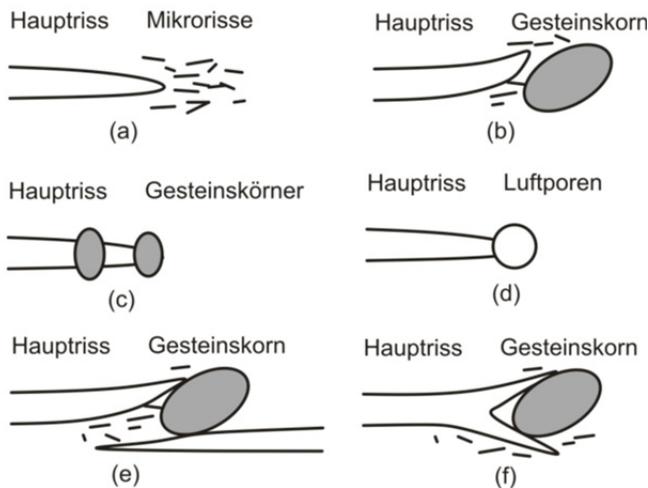


Abbildung 20: Einflussfaktoren auf den Rissfortschritt von Beton, (a) Ausbildung eines dem Riss voranlaufenden Mikrorisssschirms, (b) Ablenkung des Risses durch ein Gesteinskorn, (c) Bridging durch Gesteinskörner, (d) Abstumpfung der Risspitze durch Luftporen, (e) Entstehen eines neuen Risses und (f) Rissverzweigung durch Gesteinskorn [nach SHAH 95, MIER 97]

Generell kann bei Normalbeton davon ausgegangen werden, dass sich der Riss in nahezu allen Fällen im Bindemittelstein fortpflanzt bzw. dass sich Gesteinskörnungspartikel, wie in Abbildung 20 dargestellt, durch die Rissbildung herauslösen. Dies wurde anhand von Untersuchungen von J. G. M. van Mier [MIER 91] oder S. Mindess [MIND 83] bestätigt. Eine eindeutige Präferenz des Rissfortschritts, in einer der unterschiedlichen Phasen des Bindemittelsteins, (vgl. Kapitel 2.1) zeigte sich nicht. Tendenziell wurde von einigen Autoren ein vermehrtes Versagen in den Calciumhydroxidkristallen $\text{Ca}(\text{OH})_2$ festgestellt [MIND 83].

Aufgrund des Herauslösen der Gesteinskörnung an der Bindemittelmatrix entstehen darüber hinaus meist Reibungskräfte. Diese liefern vor allem bei größerer Rissöffnung oft einen nicht unwesentlichen Beitrag zur Übertragung von Kräften. Auch das Überbrücken eines Risses, der aufgrund eines vorhandenen steiferen Gesteinskorns einen viel längeren Weg zurücklegen müsste, oder das Vorhandensein von Luftporen können zu einem partiellen Stillstand des Risswachstums führen [MIER 97].

Die in Abbildung 20 gezeigten Einflussfaktoren auf das Risswachstum beeinflussen das Versagen des Werkstoffs wesentlich. Von S. Ziegeldorf [ZIEG 83], S. Mindess [MIND 83] und B. L. Karihaloo [KARI 95] wird der sukzessive Fortschritt eines Risses in 4 Stadien beschrieben:

Stadium A: Aufgrund der Heterogenität von Beton entstehen bei Injizieren eines Makrorisses im Vorfeld der Risspitze stets Mikrorisse. Diese Entwicklung wird durch Vorhandensein von kleinen Fehlstellen im Gefüge (z.B. Spannungsrisse zufolge Schwinden) oder durch bereits vorhandene Schwächezonen entlang der im Bindemittelstein eingebetteten Gesteinskörnungspartikeln (z.B. Bildung von Wasserlinsen unter Gesteinskörner durch Absetzvorgänge) begünstigt.

- Stadium B: Bei zunehmender Belastung vereinigen sich diese vorerst kleinen Mikrorisse zu größeren Rissen und führen zu einem partiellen Ablösen der Gesteinskörnung (Bindungsrisse) aus der Bindemittelmatrix. Die Mikrorissfront wandert weiter in den noch intakten Beton.
- Stadium C: In weiterer Folge kommt es zur sukzessiven Lösung der Gesteinskörnung aus der Bindemittelmatrix sowie zur Vereinigung der einzelnen Risse und somit auch zu einem Wachstum des Hauptrisses.
- Stadium D: Bei weiterer Zunahme der äußeren Belastung schreitet die Rissfront weiter in den intakten Beton voran. In Folge können Phänomene wie Rissüberbrückung sowie Rissverzweigung beobachtet werden.

Abbildung 21 zeigt bildhaft den Rissfortschritt im Beton in den unterschiedlichen Stadien A bis D.

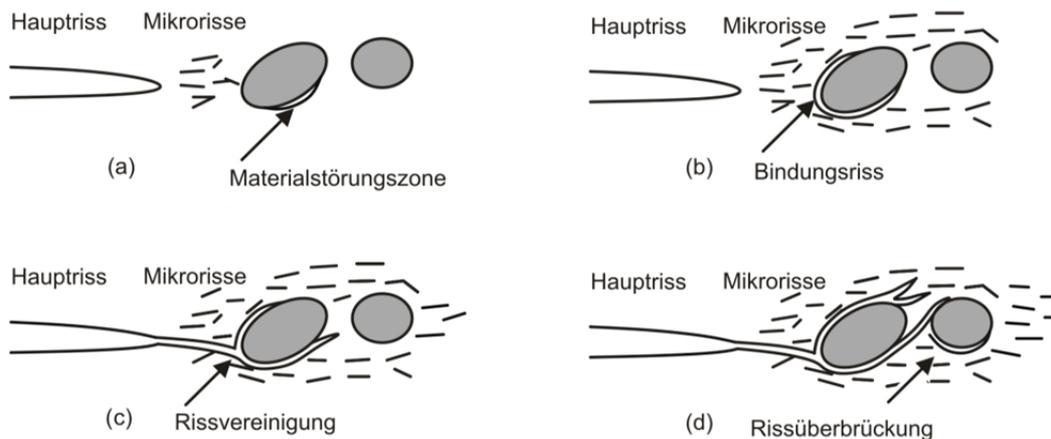


Abbildung 21: Schematische Darstellung des Risswachstums sowie der Ausbildung einer Bruchprozesszone im Beton, (a) Ausbildung von Mikrorissen im Umfeld der Gesteinskörnung an der Rissspitze eines Makrorisses, (b) beginnende Herauslösung eines Gesteinskorns, (c) Vereinigung der entstandenen Risse und (d) weiterer Rissfortschritt und Rissüberbrückung [nach KARI 95, MIER 84]

Messtechnische Erfassung der Bruchprozesszone

Um die in Abbildung 21 gezeigten Kontaktzonenmechanismen experimentell bestätigen zu können, ist die experimentelle Erfassung des Risswachstums von besonderer Bedeutung. Risse können erst ab einer Rissöffnungsbreite von etwa 50 bis 100 μm mit freiem Auge erkannt werden. Darunter sind Risse speziell sichtbar zu machen, wobei Risse im Inneren der Probe generell verborgen bleiben.

Eine sehr einfache Methode zur Ermittlung der Größe der Bruchprozesszone stellt die Saugmethode dar. Dabei werden Mikrorisse, die sonst mit freiem Auge nicht erkennbar sind, durch ihr kapillares Saugverhalten sichtbar gemacht. Diese Methode ist von der Rissdedektion an Bauwerken bekannt, da Risse in Fahrbahndecken oder an Wänden gut beim Abtrocknungsvorgang nach Regenfällen ersichtlich werden. Eine Verfeinerung dieser Methode stellt die Anwendung farbiger Tinte dar. Mit Hilfe dieser Methode konnte von T. T. C. Hsu et. al. [HSU 63] bereits gezeigt werden, dass ein Zusammenhang zwischen Mikrorissbildung und Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie besteht [MIER 97]. Von S. E. Swartz und S. T. Yap [SWAR 88] wurde ebenso die Rissprozesszone durch Tränkung mit einer färbigen Flüssigkeit sichtbar gemacht.

Sind Risse optisch nicht mehr erkennbar, können Sie mit Hilfe eines Mikroskops z. B. als Bildfolge bei Fortschreiten des Risses aufgezeichnet werden. Mit Hilfe solcher Aufnahmen hat J. G. M. van Mier [MIER 91] gezeigt, dass Rissfortpflanzungsarten, wie in Abbildung 20 (e) und (f), durchaus auch real beobachtet werden können. Abbildung 22 zeigt die optische Aufnahme eines sich fortspflanzenden Risses mit starker Verzahnung der Rissufer.



Abbildung 22: Optische Aufnahme der Stadien der Rissöffnung mit Rissverzweigung [MIER 91]

Bei erforderlichen höheren Vergrößerungen können Rasterelektronenmikroskope verwendet werden. Mit Hilfe dieses Verfahrens wurde unter anderem von M. L. Wang und T. Ross [WANG 91] eine Mikroprozesszone vor einem stabil wachsenden Makroriss festgestellt.

Eine indirekte Methode zur Ermittlung des Rissfortschritts stellt die Messung von akustischen Emissionen dar. Diese Methode beruht darauf, dass bei der Freisetzung von Energie Stresswellen ausgesendet werden. Durch akustische Erfassung der Amplitude und Wellenart kann mit Hilfe dieses Verfahrens auf die Rissfortpflanzung geschlossen werden [QUYA 91, BERT 91]. Als indirekte, zerstörungsfreie Messmethode sei auch noch die Holographische Interferometrie mittels Laser angeführt [SHAH 95, MIER 97].

2.3.3.2 Bruchmechanische Näherungsmodelle

Für nichtlineares Werkstoffverhalten ist die exakte Bestimmung der Spannungen und Verformungen im Bereich der Rissspitze mit den Gesetzen der linear elastischen Bruchmechanik nicht möglich, da der Rissspitze stets eine Bruchprozesszone mit variabler Größe voranläuft. Daher kann aufgrund der bereits beschriebenen Effekte wie Bridging, Rissverzweigung, Initiierung eines neuen Risses die Rissspitze nicht eindeutig identifiziert werden. Aufgrund dieser Materialeigenschaften wurden Verfahren entwickelt, mit Hilfe derer eine näherungsweise Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten möglich ist. Nachfolgend sind einige dieser Modelle vorgestellt.

Das R-Kurven Konzept

Beim Bruchvorgang von Beton bildet sich eine ausgeprägte Mikrorisszone im Vorfeld des Risses aus. Diese Mikrorisszone absorbiert viel Energie, daher würden sich ohne deren Berücksichtigung viel niedrigere bruchmechanische Kennwerte ergeben. Beim R-Kurven Konzept wird davon ausgegangen, dass die für die Erzeugung einer Rissfläche benötigte Energie G gleich einer Widerstandskraft R (Resistance Curve) ist [SHAH 95, KARI 95, BRAM 88].

Abbildung 23 (a) zeigt die Bestimmung der kritischen Risswiderstandskraft mittels R-Kurven Konzept. Die R-Kurve kann dabei in mehrere Abschnitte unterteilt werden:

- Abschnitt 0 bis 1: Es kommt zu keinem Risswachstum da der Risswiderstand größer als die vorhandene Energie ist. Die Risslänge bleibt konstant. Bei Erreichen einer gewissen Belastung P in Punkt 1 kommt es bei ideal elastischen oder ideal spröden Materialien zu spontanem, instabilem Versagen.
- Abschnitt 1 bis 3: Durch Steigerung der Belastung P kommt es zu einem weiteren kontrollierten Risswachstum, da der Risswiderstand größer ist als die frei werdende Energie (z.B. Punkt 2). Eine weitere Steigerung der Belastung bis Punkt 3 führt zu weiterem stabilem Risswachstum.
- Abschnitt ab 3: Punkt 3 stellt den kritischen Punkt dar. Obwohl die Bedingung $G=R$ gilt, kommt es bei weiterem Risswachstum zu einem Abfall der Kraft P . Ab diesem Punkt spricht man von instabilem Risswachstum.

Darüber hinaus kann jene Rissgröße ermittelt werden, bei welcher unkontrolliertes Versagen auftritt [SHAH 90].

Das Size Effect Model

Bei der Ermittlung von statischen Kenngrößen wie Spannung oder Dehnung wird davon ausgegangen, dass diese unabhängig von der Größe des Bauteils auftreten. Das Size Effect Model oder Größeneffektmodell beschreibt die Abweichung von dieser Annahme und formuliert einen Zusammenhang zwischen Bauteilgröße und der zugehörigen Tragfähigkeit einer Struktur. Das Size Effect Model von P. Z. Bažant [BAŽA 84] bzw. P. Z. Bažant und M. T. Kazemi [BAŽA 90] besagt, dass größere Bauteile mit identischem Größenverhältnis eine geringere Bruchspannung aufweisen als kleinere Bauteile.

Generell kann bei einem homogenen Werkstoff davon ausgegangen werden, dass nur eine Bruchprozesszone an der schwächsten Stelle des Querschnitts auftritt. Da Beton ein inhomogener Werkstoff ist können sich mehrere Prozesszonen nebeneinander ausbilden. In Folge kann es bei fortschreitendem Risswachstum zu einem ungleichmäßigen Anstieg der Bruchenergie kommen. Somit ist die spezifische Bruchenergie prinzipiell probekörpergrößenabhängig [ROEL 87].

Als Grundlage zur Formulierung des Size Effect Modells dienten geometrisch gleiche Proben unterschiedlicher Größe [BAŽA 97]. Auf Basis dieser Versuche wurde festgestellt, dass kleinere Bauteile prinzipiell eine größere Bruchspannung aufweisen, da die gesamte Ligamentfläche von der Bruchprozesszone eingenommen wird und somit keine Spannungskonzentrationen an Kerben auftreten können, da diese durch in der Bruchprozesszone entstehende Mikrorisse abgebaut werden können (vgl. Abbildung 25 (a)).

Das Size Effect Model von P. Z. Bažant [BAŽA 84] beschreibt eine Näherung für diesen beschriebenen Zusammenhang mit folgender Gleichung (17):

$$\sigma_N = \frac{B f_t}{\sqrt{1 + \frac{b}{b_0}}} \quad (17)$$

Dabei entspricht σ_N der Nettobruchspannung, B und b_0 sind Konstanten sowie b entspricht der Probendicke. Bei sehr kleinen Probeabmessungen $b \rightarrow 0$ ergibt sich das Festigkeitskriterium $\sigma_N = f_t$ bzw. bei sehr großen Abmessungen $b \rightarrow \infty$ zu $1/\sqrt{b}$.

Abbildung 25 (b) zeigt anschaulich das Size Effect Model nach Gleichung (17). Die dicke, durchgezogene Linie beschreibt den Verlauf des Terms gemäß Gleichung (17). Dieser wird durch das Festigkeitskriterium bzw. durch die Annahmen der linear elastischen Bruchmechanik begrenzt. Daraus ergibt sich, dass Bauteile mit üblichen Abmessungen jedenfalls in den nichtlinearen Bereich fallen.

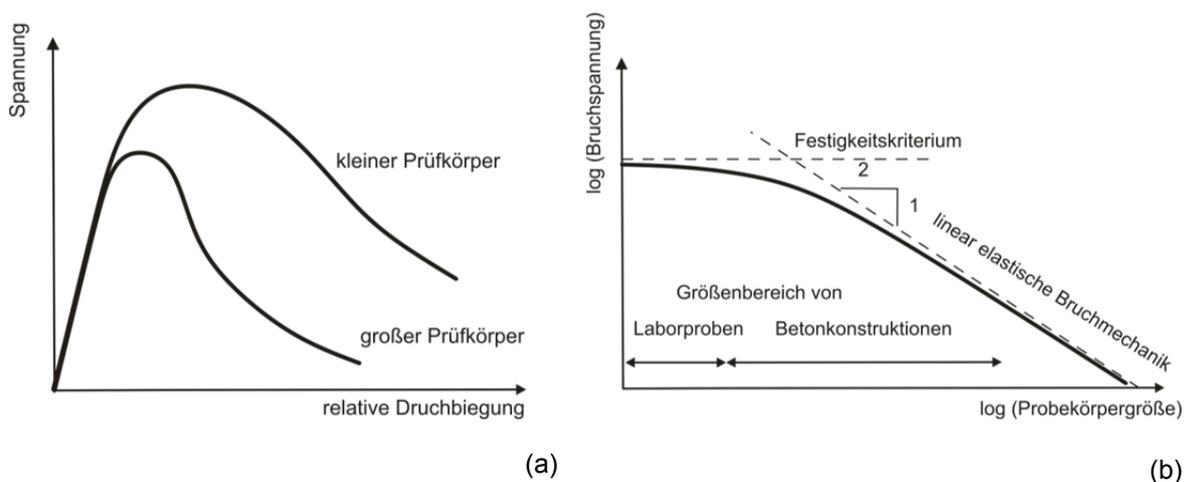


Abbildung 25: Einfluss des Size Effects auf Spannungsverformungsdiagramm (a) sowie auf die Spannung in einer doppellogarithmischen Darstellung (b) [nach BAŽA 90]

Der Größenbereich von Laborproben bzw. Betonkonstruktion erstreckt sich von einigen Zentimetern bis hin zu einigen Metern. Das Size Effect Model erlaubt es eine Aussage über die Abhängigkeit der Bruchspannung von der Bauteilgröße zu treffen. Der Nachteil des Ansatzes von P. Z. Bažant besteht darin, dass theoretisch unendlich große Proben eine Bruchspannung von null aufweisen und bei der kleinsten Belastung bersten müssten. Dies stimmt nicht mit der physikalischen Wirklichkeit überein. Hingegen zeigt das Size Effect Model seine Stärken speziell im mittleren Größenbereich von Betonkonstruktionen in dem sowohl das Festigkeitskriterium als auch die linear elastische Bruchmechanik die Bruchspannung von Proben- und Bauteilen zu hoch abschätzen [ALFE 93].

Das fiktive Rissmodell

Auf Basis obiger Überlegungen wurde von A. Hillerborg et. al. [HILL 76] das fiktive Rissmodell (Fictitious Crack Model) entwickelt. Das Modell basiert auf der Annahme, dass die Lastübertragung durch eine teilweise kohäsive Risspitze erfolgt (vgl. Abbildung 13). Diese kann als Rissband, Bruchprozesszone oder als scharfer Riss ausgeprägt sein und überträgt in Abhängigkeit der Rissweite Spannungen [ALFE 93].

Das Rissmodell basiert generell auf einer typischen Spannungs-Dehnungskurve von Beton unter einaxialer Zugbeanspruchung (Abbildung 26 links). Die Spannung für die Betonprobe wird an zwei unterschiedlichen Stellen (Messaufnehmer A und Messaufnehmer B) gemessen. Bei der Stelle A tritt im Gegensatz zur Stelle B ein Riss auf. Die Gesamtverformung der zentrisch belasteten Zugprobe lässt sich durch die Spannungs-Dehnungskurve des ungeschädigten Probeteils (Stelle A) und der Risszone (Stelle B) zusammensetzen. Dabei wird angenommen, dass die Spannungskonzentration erst bei Erreichen der Maximallast auftritt und somit die Verformungen bis zu diesem Punkt gleich sind (Abbildung 26 (a)). Nach Erreichen der Maximallast steigt die Verformung der Risszone (Stelle A) weiter an, während es im ungeschädigten Probeteil zu einer Entlastung kommt.

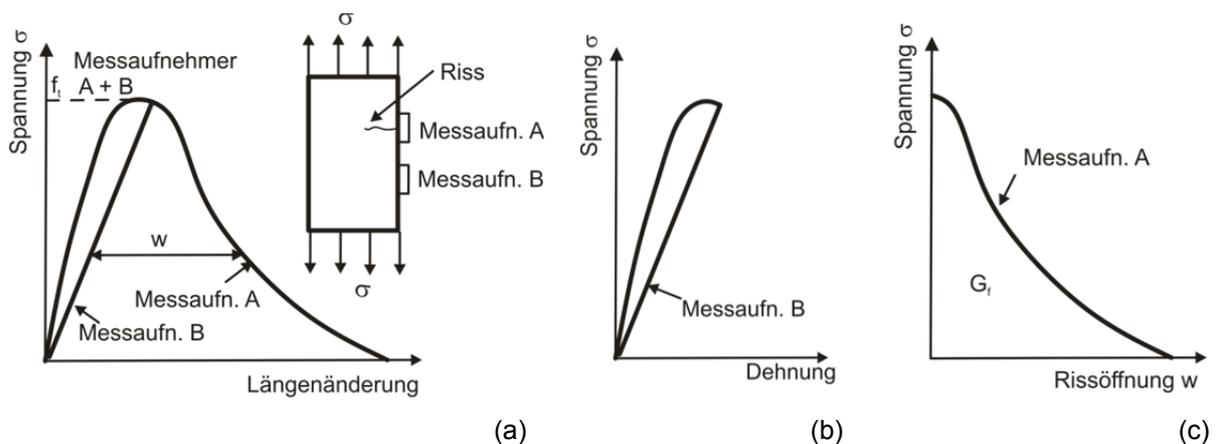


Abbildung 26: Prinzipien des fiktiven Rissmodells mit einer für Beton typischen Spannungs-Dehnungskurve sowie Probekörper mit zwei Messaufnehmern (a), Spannungs-Dehnungskurve für eine ungerissene Probe (b) und Spannungs-Dehnungskurve für eine gerissene Probe (c) [nach SHAH 95]

Auf Basis dieses Modells wird das Vorbruchverhalten von Beton mit der Spannungs-Dehnungsbeziehung (Abbildung 26 (b)) beschrieben, das Nachbruchverhalten kann als Spannungs-Rissöffnungskurve dargestellt werden (Abbildung 26 (c)). Die Fläche unter dieser Kurve wird gemäß folgender Gleichung (18) als G_F oder Bruchenergie beschrieben:

$$G_F = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad (18)$$

In obiger Gleichung ist w_c der kritische Rissöffnungsweg bei dem die Spannung σ auf null abfällt. Die Bruchenergie wird bei diesem Modell nicht direkt aus Bruchspannung und Rissgröße, sondern direkt aus der Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungslinie ermittelt. Die Bruchenergie repräsentiert die

Energieabsorption die erforderlich ist um eine bestimmte Rissfläche zu generieren [SHAH 95, ALFE 93, KARI 95].

Der Spannungsverlauf im Nachbruchbereich $\sigma(w)$ kann auf Basis von Gleichung (18) als größenunabhängiger Parameter mit Hilfe der Zugfestigkeit f_t sowie der Form der $\sigma(w)$ Beziehung ermittelt werden. Weiters besteht die Möglichkeit aus den Parametern f_t und G_F die charakteristische Länge l_{ch} zu ermitteln. Dieser von A. Hillerborg [HILL 85] und P. E. Peterson [PETE 81] eingeführte Parameter definiert durch die Empfindlichkeit gegen Risswachstum die Sprödigkeit bzw. Duktilität von zementgebundenen Werkstoffen. Durch das Wachstum des Risses wird in der Prozesszone Energie absorbiert, während im restlichen Querschnitt elastische Energie durch Rückverformung frei wird. Die bei Erreichen der maximal aufnehmbaren Last gespeicherte Arbeit errechnet sich gemäß Gleichung (19) zu [BRAM 88]:

$$W_{el} = \frac{F_{max}^2 l}{2 A E} \quad (19)$$

In Gleichung (19) ist A die Querschnittsfläche und E der Elastizitätsmodul. Die für den Bruch erforderliche Arbeit W_p definiert sich gemäß Gleichung (20) zu:

$$W_p = G_F A \quad (20)$$

Durch Gleichsetzen von W_p ist W_{el} und Verwendung der Zugfestigkeit f_t anstatt F_{max} / A ergibt sich die charakteristische Länge gemäß Gleichung (21) zu:

$$l_{ch} = \frac{E G_F}{f_t^2} \quad (21)$$

Ein Material ist umso spröder, je kleiner der Wert für die charakteristische Länge ist. H. K. Hilsdorf [HILS 91] gibt für die charakteristische Länge von Beton Parameter von 100 mm bis 400 mm mit einer Länge der Bruchprozesszone von $0,3 l_{ch}$ bis $0,5 l_{ch}$ beim völligen Aufspalten der Probe ($w=w_c$) an. P. E. Peterson [PETE 81] und M. Modeer [MODE 81] geben charakteristische Längen von 5 bis 10 mm für Zementstein, 20 bis 150 mm für Mörtel und 200 bis 600 mm für Beton an.

Rissbandmodell

Im Gegensatz zum fiktiven Rissmodell formierten P. Z. Bažant und B. H. Oh [BAŽA 83] in ihrer Annahme die Bruchprozesszone im Vorfeld eines Risses durch ein Band von gleichmäßig verteilten Mikrorissen. Stabile Rissausbreitung wird in dieser Annahme dadurch gewährleistet, dass die Mikrorissbildung nur in einem Band der Höhe h_c kontinuierlich voranschreitet (Abbildung 27 (a)). Die Spannungs-Dehnungsbeziehung im Belastungs- und Endfestigungsbereich kann durch zwei Geraden mit den Steigungen E und $1/E_t$ angenähert werden (Abbildung 27 (b)).

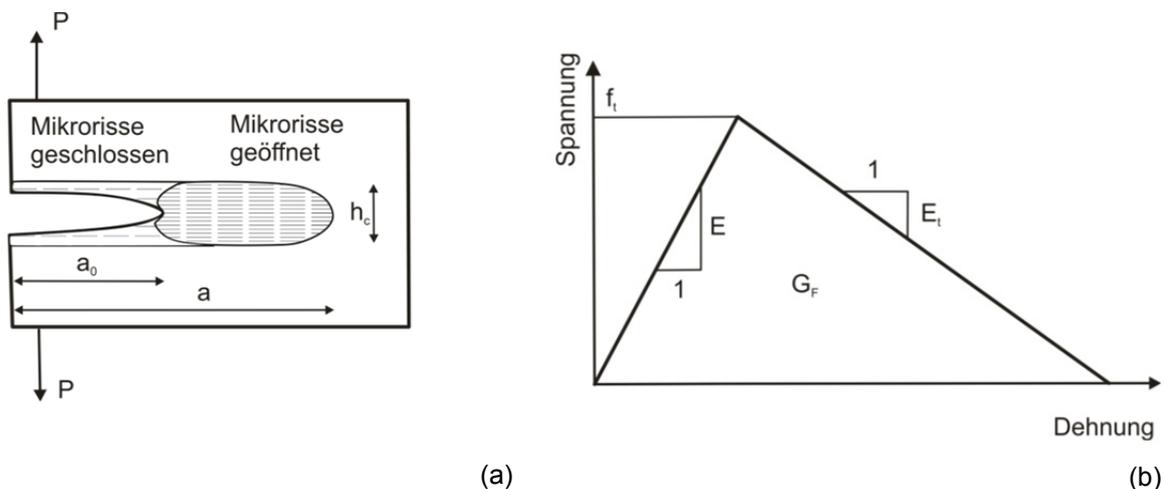


Abbildung 27: Rissbandmodell nach P. Z. Bažant und P. H. Oh (a) sowie Spannungs-Dehnungskurve für das Mikrorissband (b) [nach SHAH 95]

Zufolge obiger Überlegungen ergibt sich die Bruchenergie G_F gemäß Gleichung (22):

$$G_F = h_c \left(1 + \frac{E}{E_t} \right) \frac{f_t^2}{2E} \quad (22)$$

Zur Ermittlung der Höhe der Bruchprozesszone h_c wird für Beton $h_c=3 d_a$ und für Gestein $h_c=5 d_a$ angegeben, wobei d_a dem Durchmesser des Größtkorns entspricht.

Approximation der Spannungs-Rissöffnungskurve

Zur Anwendung der oben beschriebenen bruchmechanischen Konzepte ist in vielen Fällen die Kenntnis des Verlaufs der Spannungs-Rissöffnungskurve $\sigma(w)$ erforderlich. Zur genauen Ermittlung des Spannungs-Rissöffnungsverlaufs wird als Werkstoffparameter das Integral, also die Fläche unter der $\sigma - w$ Kurve gemäß Gleichung (18), ermittelt. Dieses Integral repräsentiert die Bruchenergie G_F (Gesamtenergie), die notwendig ist um einen Riss auf einer definierten Fläche (Ligamentfläche) zu öffnen.

Ist die Bruchenergie G_F nicht bekannt ist es erforderlich, die Spannungs-Rissöffnungskurve durch Modelle zu approximieren. Die Wahl der entsprechenden $\sigma(w)$ Funktion hat einen wesentlichen Einfluss auf das statische Verhalten sowie das lokale Bruchverhalten [ROEL 86]. Das einfachste Modell wird von A. Hillerborg et. al. [HILL 76] bzw. P. E. Peterson [PETE 81] vorgeschlagen. Dabei handelt es sich um einfache lineare oder bilineare Modelle. Lineare Ansätze, für den Verlauf der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung, können mit folgender Gleichung (23) beschrieben werden:

$$\sigma = f_t \left(1 - \frac{w}{w_c} \right) \quad (23)$$

In Gleichung (23) definiert f_t die Zugfestigkeit, w die Rissöffnung sowie w_c den kritischen Rissöffnungsweg, bei dem keine Spannung mehr auftritt.

Weiterentwicklungen dieses Modells können trilineare oder exponentielle Kurven sein [z.B. GOPA 85]. Eine gute Zusammenstellung der auszugsweise in Abbildung 28 dargestellten Materialmodelle und zugehörigen Funktionen kann beispielsweise H. Duda [DUDA 91] oder S. P. Shah et. al. [SHAH 95] entnommen werden.

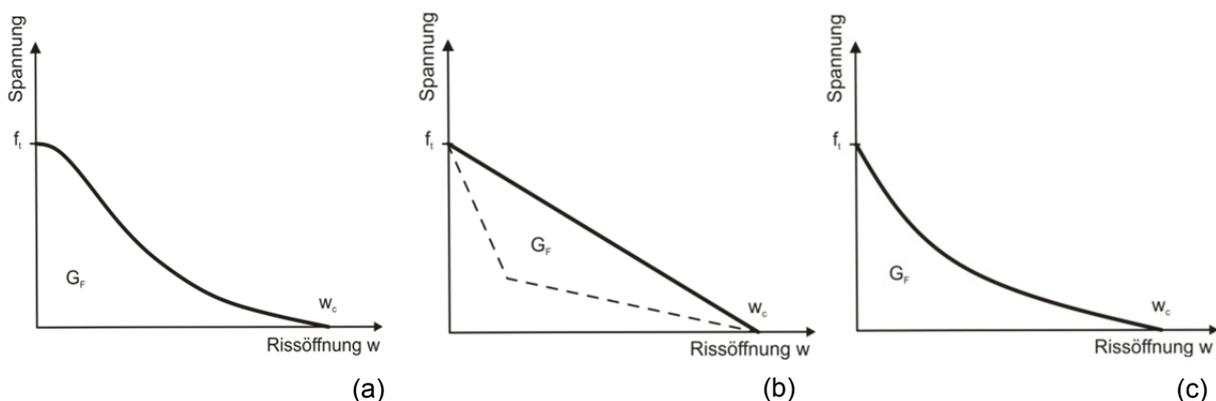


Abbildung 28: Tatsächliche Spannungs-Rissöffnungsbeziehung (a) sowie Näherungen (linear bzw. bilinear (b) und exponentiell (c)) [nach SHAH 95]

2.3.3.3 Bruchenergiekonzept

Im vorigen Kapitel wurden einige bruchmechanische Modelle vorgestellt. Durch diese Modelle lässt sich das Bruchverhalten von Beton, das von einer Vielzahl von Parametern beeinflusst wird, nur annäherungsweise beschreiben. Konventionelle Prüfmethode können aufgrund der großen Bruchprozesszone für quasi spröde Baustoffe nicht angewendet werden. Bei der Verwendung von sehr steifen Prüfeinrichtungen ist es jedoch möglich, eine vollständige Spannungs-Dehnungslinie von Betonproben unter einaxialer Zug- oder Biegebelastung aufzuzeichnen.

Erste Untersuchungen wurden unter anderem von H. K. Hilsdorf [HILS 63], B. P. Hughes und G. P. Chapman [HUGH 66], P. E. Peterson [PETE 81] bzw. V. S. Gopalaratnam und S. P. Shah [GOPA 85] vorgestellt. Eine gute Zusammenstellung dieser Versuche liefert W. Brameshuber [BRAM 88] bzw. Abbildung 29.

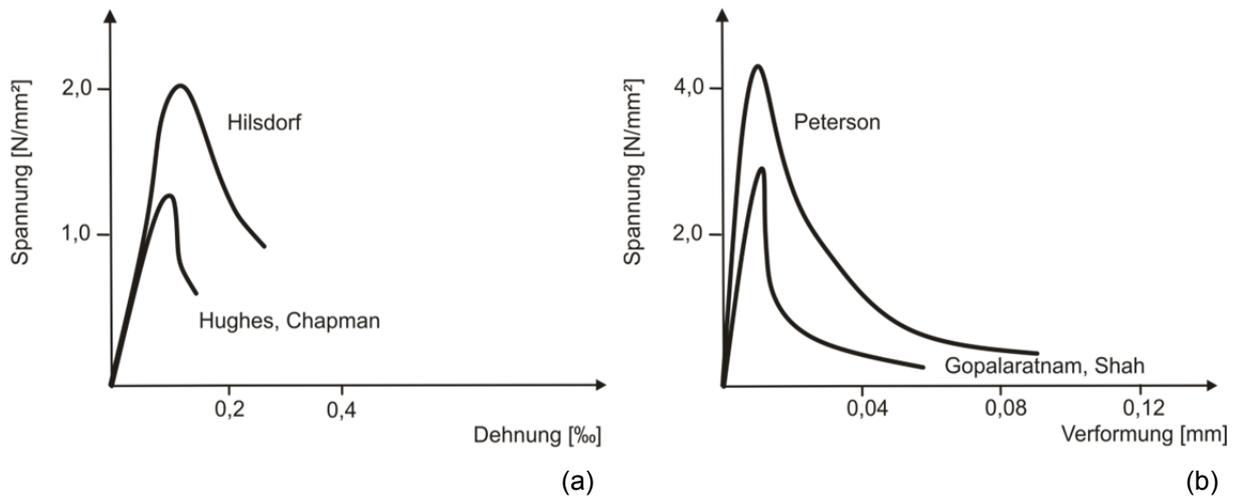


Abbildung 29: Zugspannungs-Dehnungskurven (a) [HILS 63, HUGH 66] bzw. Zugspannungs-Verformungskurven (b) [PETE 81, GOPA 85], Darstellungen [nach BRAM 88]

Alle in Abbildung 29 dargestellten Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Verformungskurven zeigen ähnliche Charakteristika. Bei einem Spannungsanstieg bis etwa 50 bis 80 Prozent der Betonzugfestigkeit weisen alle dargestellten Kurven nahezu linear elastisches Materialverhalten auf [BRAM 88]. Ab diesem Zeitpunkt steigt die Dehnung bzw. Verformung, da die bereits vorhandenen, willkürlich verteilten Mikrorisse zunehmend zu wachsen beginnen und sich vereinigen. Bei Erreichen der Zugfestigkeit kann die schwächste Zone des Werkstoffs keine weiteren Spannungen mehr aufnehmen, und es kommt zu weiteren Verformungen nach Überschreiten der Zugfestigkeit in einem lokal begrenzten Bereich der Probe (Prozesszone). Aus den Mikrorissen entsteht zunehmend ein Makroriss, was wiederum zu einer Entlastung des Bereichs außerhalb der Prozesszone führt.

Durch das Öffnen der Risse wird Verformungsenergie verbraucht. Diese Verformungs- oder Bruchenergie G entspricht der Fläche unter der Kraft-Rissöffnungskurve. Im Zuge des Bruchvorgangs kommt es zu einer stetigen Verkleinerung des Querschnitts. Wird die Bruchenergie auf den ursprünglichen Querschnitt bezogen, spricht man von der spezifischen Bruchenergie G_F . Dieser Werkstoffparameter beschreibt den Widerstand gegen Rissausbreitung und kann gemäß Gleichung (18) ermittelt werden.

Über die Zähigkeit bzw. Sprödigkeit kann durch Bestimmung der spezifischen Bruchenergie G_F keine Aussage getroffen werden. Aus diesem Grund entwickelten A. Hillerborg [HILL 85] und A. Carpinteri [CARP 84] einen Term zur Charakterisierung dieser Eigenschaft. Dieser Parameter beschreibt die Empfindlichkeit gegen Risswachstum und wurde bereits in Gleichung (21) als charakteristische Länge im Kapitel 2.3.3.2 vorgestellt.

Abbildung 30 zeigt ein Spannungs-Verformungs- bzw. Rissöffnungsdiagramm, ermittelt durch einen einaxialen Zugversuch. Die Deformation wurde an den Stellen A bzw. B gemessen. Messstelle A liefert den klassischen Verlauf der Spannungs-Verformungsbeziehung mit zunehmender Rissöffnung nach Erreichen der Maximallast, welche typisch für die Rissprozesszone ist. Hingegen wurde in Messstelle B, nach Erreichen der Maximallast zufolge Ausbildung der Bruchprozesszone bei Stelle A, eine Entlastung festgestellt.

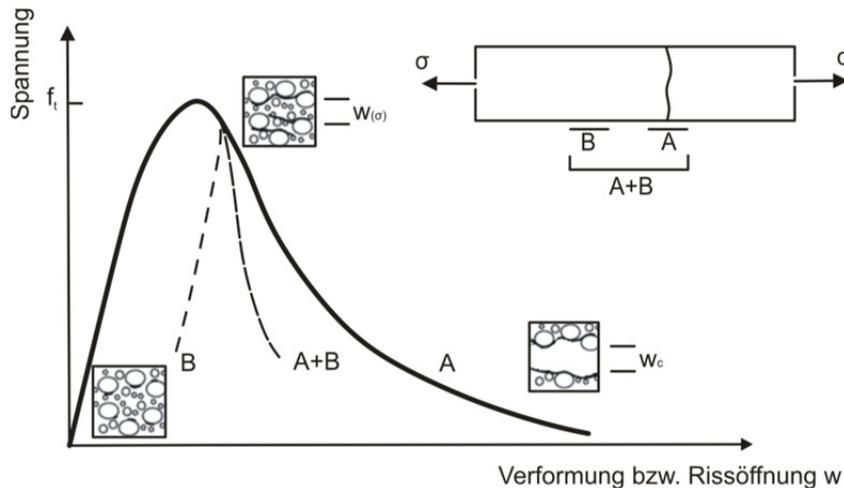


Abbildung 30: Spannungs-Verformungsdiagramm eines Zugversuchs mit Deformationsmessung an den Stellen A und B [nach MIER 97]

Der in Abbildung 30 dargestellte Sachverhalt verdeutlicht, dass die experimentelle Bestimmung von bruchmechanischen Parametern durchaus mit Problemen behaftet ist. Es sind die für diese Versuche geeigneten Probekörper so zu wählen, dass die Verformung bzw. Rissöffnung exakt gemessen werden kann. Dadurch muss der Riss an einer definierten Stelle durch Applikation einer Starterkerbe, wo auch die entsprechenden Verformungsmessaufnehmer angebracht werden, auftreten. Darüber hinaus hat mit einer entsprechenden weggesteuerten, steifen Prüfeinrichtung die Belastung so langsam zu erfolgen, dass ein stabiles Risswachstum auftritt. Eine Zusammenstellung der wichtigsten Prüfverfahren zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie ist folgendem Kapitel zu entnehmen.

2.3.4 Methoden zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie

Da sich, bei zementgebundenen Werkstoffen eine große Bruchprozesszone ausbildet, können herkömmliche Bestimmungsmethoden, die vor allem in der linear elastischen Bruchmechanik angewendet werden, für diesen Werkstoff nicht herangezogen werden. Generell wird durch die angewandten Methoden zur Bestimmung der spezifischen Bruchenergie ein möglichst exaktes Kraft-Verformungsdiagramm erfasst. Die ermittelten Ergebnisse sind in einem großen Maß von der verwendeten Prüfausstattung sowie den Randbedingungen abhängig. Aus diesem Grund werden im Folgenden die drei wesentlichen Prüfmethoden kurz beschrieben, wobei auf die im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendeten Keilspaltversuche genauer eingegangen wird. Die allgemeinen prüftechnischen Einflussgrößen werden im folgenden Kapitel näher erläutert.

2.3.4.1 Einaxiale Zugversuche

Auf Basis der in Abbildung 26 bzw. Abbildung 30 dargestellten Grafiken wäre es einleuchtend, die spezifische Bruchenergie G_F aus Kraft-Verformungsdiagrammen analog zur Ermittlung der einaxialen Zugfestigkeit zu bestimmen. Ein Problem tritt jedoch damit auf, dass die Lage des Risses im Vorfeld des Versuchs nicht bekannt ist und somit die Verformung der gesamten Probe gemessen werden müsste. Daher führt P. E. Peterson [PETE 81] eine Näherung für das Nachbruchverhalten nach Erreichen der Maximallast an. Die messtechnisch sehr aufwendige Verformungsmessung auf der gesamten Probenlänge lässt sich umgehen, indem der Ausgangspunkt des Risses durch einen gekerbten Versuchskörper bereits vorgegeben wird. Die Verformungsmessung hat dann nur bei der Kerbe zu erfolgen.

Bei dieser Versuchsanordnung ist es sehr schwierig, stabiles Risswachstum in der Probe zu erzeugen. Ein stabiler Rissfortschritt kann nur mit einer sehr hohen Steifigkeit der Prüfmaschine erzielt werden und die Probekörper sind entsprechend klein zu wählen [BRAM 88]. Typische aus einaxialen Zugversuchen ermittelte Spannungs-Dehnungs- bzw. Spannungs-Verformungskurven wurden bereits in Abbildung 29 dargestellt.

2.3.4.2 Biegebalkenversuche

Erste Entwicklungen zur Bestimmung der Bruchenergie G_F eines Materials an einem Biegebalken wurden von Rilem Committee on Fracture Mechanics of Concrete [RILE 85] auf Basis des fiktiven Rissmodells [HILL 76] durchgeführt. Dieser Versuch beruht auf der Belastung eines Dreipunktbiegebalkens, wie in Abbildung 31 (a) dargestellt. Die Abmessungen des Biegebalkens L sowie b sind in Relation zum Größtkorndurchmesser (GK) des Balkens mit $b = 100$ bis 400 mm bzw. $L = 840$ bis 1640 mm für GK 1 bis 64 mm zu wählen [RILE 85]. Die Starterkerbe a_0 ist mit $b/2$ anzunehmen.

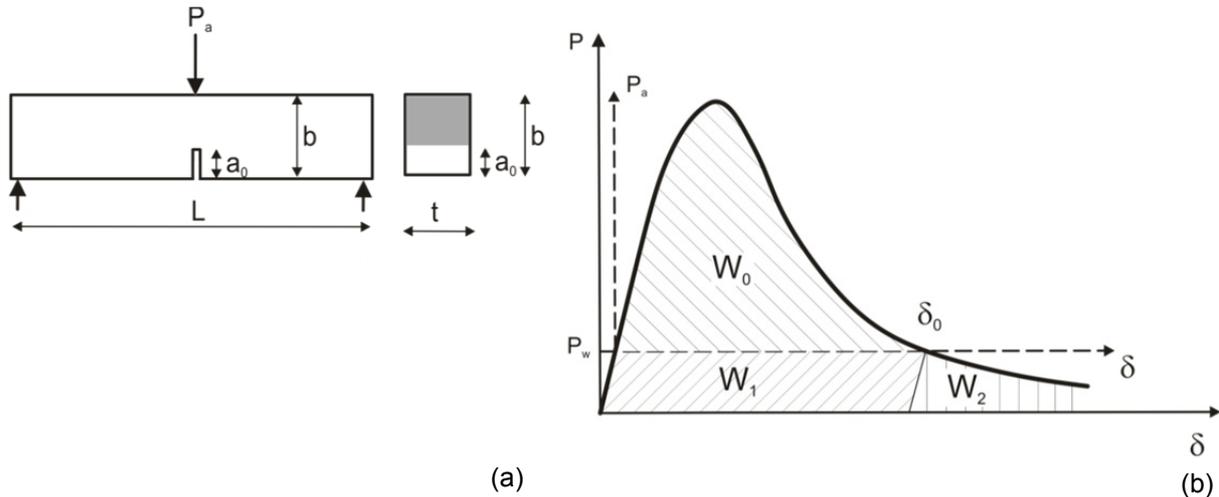


Abbildung 31: Dreipunktbiegebalken zur Ermittlung der Bruchenergie gemäß [RILE 85], Dreipunktbiegebalken (a) sowie Kraft-Verschiebungskurve zur Ermittlung der Bruchenergie G_F (b) [nach KARI 95]

Während der Prüfung wird sowohl die Veränderung der Last (P_a) als auch die Verschiebung des Lasteinleitpunkts δ kontinuierlich aufgezeichnet, wobei auch hier die Prüfmaschine eine ausreichende Steifigkeit aufweisen muss, um auch die Entfestigungskurve nach Erreichen der Maximallast erfassen zu können.

Aufgrund der Versuchsanordnung hat jedoch das Eigengewicht des Balkens einen nicht zu vernachlässigbaren Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Daher ist der Einfluss auf die Bestimmung der Bruchenergie jedenfalls zu beachten. P. E. Peterson [PETE 81] berücksichtigt diesen Einfluss durch Ansatz des Eigengewichtes als zusätzliche Kraft, die mittig auf den Biegebalken wirkt. Gemäß Gleichung (24) setzt sich die Auflast P aus der Auflast zufolge Eigengewicht P_w und der Auflast der Prüfmaschine P_a zusammen:

$$P = P_w + P_a \quad (24)$$

Die Bruchenergie, sprich die Energie die vom Balken durch den Bruchvorgang absorbiert wird, entspricht der Fläche unter dem Kraft (P) - Verschiebungsdiagramm (δ). Aufgrund der Versuchsanordnung kann jedoch nur die $P_a - \delta$ -Kurve erfasst werden, da die Verformung bei Aufbringen der äußeren Belastung P_a als null angenommen werden muss. Die Gesamtfläche unter dem Kraft-Verschiebungsdiagramm wird bei dieser Versuchsanordnung als W angesetzt, welche sich wiederum in die Teilflächen W_0 , W_1 und W_2 unterteilen lässt. Aufgrund des Versuchs ist lediglich W_0 bekannt. W_1 entspricht wegen des zuvor getätigten Ansatzes P_w δ_0 . Durch Festlegung von P. E. Peterson [PETE 81] bzw. S. E. Swartz und S. T. Yap [SWAR 88] sind die Flächen W_1 und W_2 als gleichwertig anzusehen und daher kann die Gesamtfläche W_t nach Gleichung (25) ermittelt werden:

$$W_t = W_0 + 2 P_w \delta_0 \quad (25)$$

Auf Basis der Probeabmessungen in Abbildung 31 wird die Bruchenergie, unter Berücksichtigung der Ligamentfläche $(b - a_0) \cdot t$, gemäß Gleichung (26) errechnet:

$$G_F = \frac{W_t}{(b - a_0) t} \quad (26)$$

Der dargestellte Versuchsaufbau impliziert, dass Eigengewicht und Belastung in dieselbe Richtung wirken. Um der Eigengewichtsproblematik und damit das Risiko von instabilem Bruchverhalten in der Entfestigungsphase zu begegnen, wurde von P. E. Peterson [PETE 81] eine Belastung von der Seite vorgeschlagen. S. E. Swartz und S. T. Yap [SWAR 88] empfiehlt wiederum eine Belastung von unten gegen die wirkende Schwerkraft. Aufgrund der Erfahrungen erfolgte eine Weiterentwicklung dieses Verfahrens unter anderem vom Rilem Committee on Fracture Mechanics of Concrete [RILE 90-1 bzw. RILE 90-2]. Weiterführende Informationen über diese Prüfverfahren kann zum Beispiel aus S. P. Shah et. al. [SHAH 95] oder J. G. M. van Mier [MIER 97] entnommen werden.

2.3.4.3 Keilspaltversuche

Bei der oben angeführten Methode zur Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte besteht ein Hauptproblem darin, dass das Eigengewicht einen maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Darüber hinaus ist es nicht möglich geeignete Biegebalken aus auf Baustellen entnommenen Proben herzustellen. Aufgrund dieser Problematik wurde von E. K. Tschegg [TSCH 86, TSCH 90] eine alternative Methode zur Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten erarbeitet. Statisch betrachtet, funktioniert diese Methode ähnlich wie jene der Biegebalkenversuche. Im Gegensatz dazu wird lediglich ein kleiner Ausschnitt dieses Balkens als Kompaktprobe für die Prüfung herangezogen. Abbildung 32 zeigt das statische System des Biegebalkens im Vergleich zum wesentlich kompakteren Prüfkörper für die Keilspaltmethode. Der Probekörper für die Keilspaltversuche nach E. K. Tschegg wird in der praktischen Versuchsdurchführung wegen der einfacheren Handhabbarkeit generell um 180° gedreht.

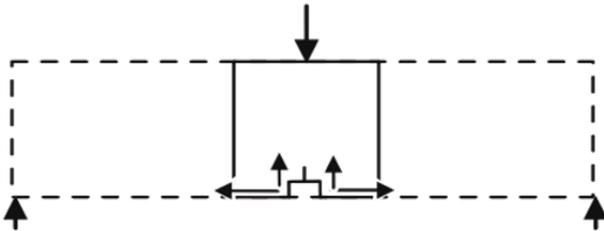


Abbildung 32: Statisches System des Biegebalkens im Vergleich zum kompakten Prüfkörper der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [nach KARI 95]

Bald nach der Veröffentlichung versuchten einige andere Autoren diese Prüfmethode zu übernehmen und anzuwenden, wobei teilweise einige Modifikationen bei der Belastungseinrichtung erfolgten [LINS 86, BRÜH 86]. E. Brühwiler und F. H. Wittmann [BRÜH 90] veröffentlichten diese bereits existierende Prüfmethode 1990 als neue Methode, wodurch diese in einigen Publikationen ungerechtfertigt als Urheber dieser Methode angeführt werden [ZIKM 92].

Der Prüfkörper zur Durchführung von Keilspaltversuchen besteht aus Proben, die mit einer Starterkerbe versehen sind. Die Belastung erfolgt in Richtung der Starterkerbe von oben und wird über einen Keil und Wälzlager in den Probekörper eingebracht. Das System der Keilspaltprüfung ist schematisch in Abbildung 33 zusammengestellt. Bei der Prüfung wird der Probekörper auf einem linienförmigen Auflagerstück gelagert. Zur Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgt die Belastung des Probekörpers von oben über einen Keil mit spitzem Winkel. Die dadurch entstehende Kraft wird, um die Reibung möglichst gering zu halten, über Wälzlager und Kraftübertragungsstücke in den Probekörper eingebracht. Der je nach verwendetem Keilwinkel unterschiedliche horizontale Anteil der Prüflast bewirkt ein Aufspalten der Probe unter kontrolliertem Risswachstum.

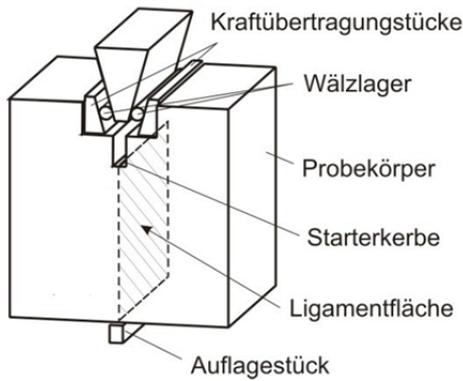


Abbildung 33: Systemskizze zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten an einem prismatischen Prüfkörper [ONB3 11]

Bei der Prüfungsdurchführung werden zu jedem Zeitpunkt die Prüfkraft sowie die zugehörige Verschiebung in Horizontalrichtung aufgezeichnet. Hierfür sind einerseits eine Prüfmaschine mit entsprechender Steifigkeit, mit Hilfe derer eine Verschiebung des Keils mit einer konstanten Geschwindigkeit möglich ist, und andererseits Wegtaster zur Messung der Horizontalverschiebung erforderlich. Die genaue Versuchskonfiguration kann diversen Publikationen (z.B. [ZIKM 92, TSCH 91-1, TSCH 96, SURB 01]) entnommen werden. Die Erfahrungen von Forschungsarbeiten aus diesen und unzähligen anderen Publikationen mündeten schließlich in der Normung dieses Verfahrens in der ÖNORM B 3592: Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeiten und spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen [ONB3 11]. Abbildung 34 zeigt das statische System des Probekörpers sowie eine für diese Prüfung typische Last-Verschiebungskurve.

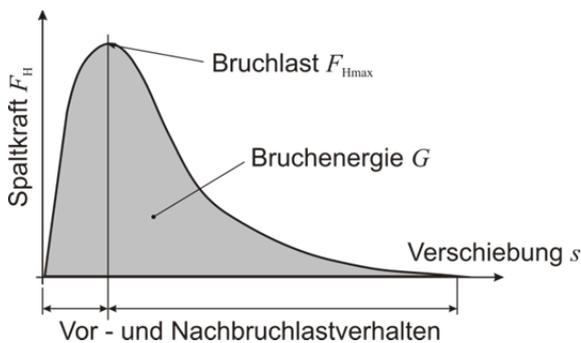


Abbildung 34: Typische Last-Verschiebungskurve zur Ermittlung von Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} und Bruchenergie G [ONB3-11]

Basierend auf der Last-Verschiebungskurve gemäß Abbildung 34, können die beiden bruchmechanischen Parameter, die spezifische Bruchenergie G_F sowie die Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} ermittelt werden. Eine genaue Zusammenstellung der Prüfungsdurchführung gemäß ON B3592 [ONB3 11] ist Kapitel 2.5.7.3 zu entnehmen.

2.3.5 Einflussgrößen auf die Bruchenergiebestimmung von Beton

Im Folgenden sind einige Einflussfaktoren auf die Bestimmung der Bruchenergie von Beton aufgelistet. Diese betreffen die Material- und Gefügestruktur sowie Probeabmessungen als auch messtechnische Einflussgrößen. Viele Einflussgrößen haben ebenso eine Auswirkung auf das Verbundverhalten von Beton, da diese merklich für die Art und Beschaffenheit des Interfaces zwischen Beton und weiteren Werkstoffen verantwortlich sind. Auf die speziell nur das Interface betreffenden Parameter wird insbesondere in Kapitel 2.5. eingegangen. Untersuchungen hierzu wurden unter anderem von W. Brameshuber [BRAM 88], D. A. Hordijk [HORD91], B. L. Karihaloo [KARI 95], V. Mechtcherine [MECH 00] und J. G. M. van Mier [MIER 95] durchgeführt.

2.3.5.1 Einflussparameter des Materials

Aufgrund der vorhergehenden Überlegungen über das Bruchverhalten von Beton erscheint es einleuchtend, dass die Gefügestruktur selbst einen wesentlichen Einfluss auf bruchmechanische Kennwerte hat. Diese betreffen sowohl Art und Größe der Gesteinskörnung als auch W/B-Wert, Porosität sowie Gefüge- und Mikrostruktur im Interface zwischen Beton und Gesteinskörnung.

Gesteinskörnung im Beton

Generell haben gewähltes Größtkorn sowie Art und Gefügestruktur einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf das Nachbruchverhalten und somit auf die Höhe der spezifischen Bruchenergie. B. L. Karihaloo [KARI 95] bzw. J. G. M. Mier [MIER 97] zeigen Spannungs-Verformungsdiagramme in Relation zum verwendeten Größtkorn. Es zeigt sich, dass mit zunehmendem Größtkorndurchmesser der Anstieg der Spannungsverformungslinie steiler, und der Abfall dieser Kurve im Nachbruchverhalten flacher ausfällt. Der steile Anstieg ist darauf zurückzuführen, dass es mit steigendem Durchmesser des Größtkorns zu einer besseren Abstützung des wesentlich steiferen Korngerüstes mit höherem Elastizitätsmodul kommt [GRÜB 01]. Der flachere Abfall kann durch eine wesentlich bessere Verzahnung, durch Bridging sowie durch Rissverzweigung aufgrund größerer Gesteinskörnung, erklärt werden [HILS 81]. Abbildung 35 (a) zeigt den Einfluss des Größtkorns auf die Spannungs-Verformungskurve.

Aufgrund dieser Phänomene kann davon ausgegangen werden, dass mit steigendem Größtkorndurchmesser auch die spezifische Bruchenergie ansteigt. Eine gute Zusammenstellung zwischen Bruchenergie G_f und Größtkorndurchmesser der verwendeten Gesteinskörnung von unterschiedlichen Autoren liefert D. A. Hordijk [HORD 91]. Abbildung 35 (b) zeigt den Einfluss von Größtkorndurchmesser auf die Höhe der Bruchenergie.

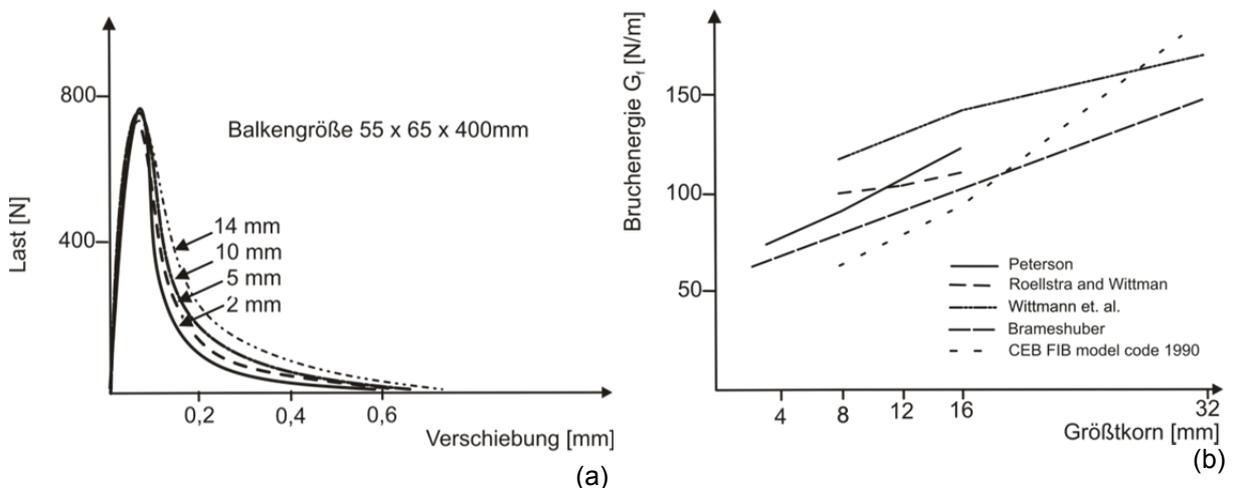


Abbildung 35: Typische Spannungs-Verformungskurven bei unterschiedlich gewähltem Größtkorn (a) [nach KARI 95] sowie Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Bruchenergie (b) [nach HORD 91]

Ch. Alfes [ALFE 93] zeigte durch zahlreiche Untersuchungen an quarzitäen Sandsteinen mit unterschiedlichem Korndurchmesser sowie unterschiedlicher Bindemittelmatrix, Zusammenhänge zwischen Bruchkennwerten und Strukturparametern auf. Er gliederte dies in primäre Strukturparameter wie Packungsart, Korngrößenverteilung und Porengrößenverteilung sowie sekundäre Strukturparameter wie Porosität, Porengrößenverteilung und Korn-Korn-Kontakte. Diese Untersuchungen konnten darlegen, dass ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Gesamtporosität und Bruchenergie G_f besteht. Beim Einfluss der Korngröße (bei etwa gleicher Zugfestigkeit) auf die Bruchenergie wurde eine leichte Tendenz, dass grobkörnigere Sandsteine eine höhere Bruchenergie liefern, festgestellt.

Neben der Korngröße wirkt sich auch die Kornform auf das Bruchverhalten und somit die Höhe der Bruchenergie aus. B. L. Karihaloo [KARI 95] zeigte, dass gebrochene Gesteinskörnung die Maximallast erhöht, sich jedoch sonst kaum auf das Nachbruchverhalten auswirkt.

Wasserbindemittelwert

Einen weiteren Einfluss auf die bruchmechanischen Eigenschaften von Beton hat der Wasserbindemittelwert. Da das Verhältnis von Bindemittel zu Wasser generell große Auswirkungen auf Festigkeitseigenschaften sowie Beständigkeit gegen Umwelteinwirkungen hat, ist ebenso ein maßgeblicher Einfluss dieses Wertes auf die bruchmechanischen Eigenschaften naheliegend. Im Vergleich zur Gesteinskörnung weist Bindemittelstein eine weit geringere Bruchenergie auf (vgl. Abbildung 6). Daher wirken sich die Eigenschaften des Bindemittelsteins nicht nur auf die Bruchenergie, sondern auch auf den Rissfortschritt aus. Während bei geringen Festigkeitseigenschaften des Bindemittelsteins, also hohen W/B-Wert, der Rissfortschritt fast ausschließlich in der Bindemittelleimmatrix erfolgt, kommt es bei zunehmender Qualität des Bindemittelsteins vermehrt auch zur Durchtrennung der groben Gesteinskörnung. Generell konnte nachgewiesen werden, dass sich hochfester Beton spröder verhält und dass weniger Bridging Effekte auftreten [MIER 97].

Aufgrund unterschiedlicher Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass mit sinkendem W/B-Wert sowohl mit einer Erhöhung der aufnehmbaren Maximallast als auch einer Erhöhung der Bruchenergie zu rechnen ist [PETE 81, HORD 91]. Abbildung 36 (a) zeigt den Einfluss des W/B-Wertes auf die Spannungs-Verformungskurve. Eine Zusammenstellung des Einflusses von unterschiedlichem W/B-Wert auf die Bruchenergie G_f von unterschiedlichen Autoren, liefert D. A. Hordijk [HORD 91] in Abbildung 36 (b).

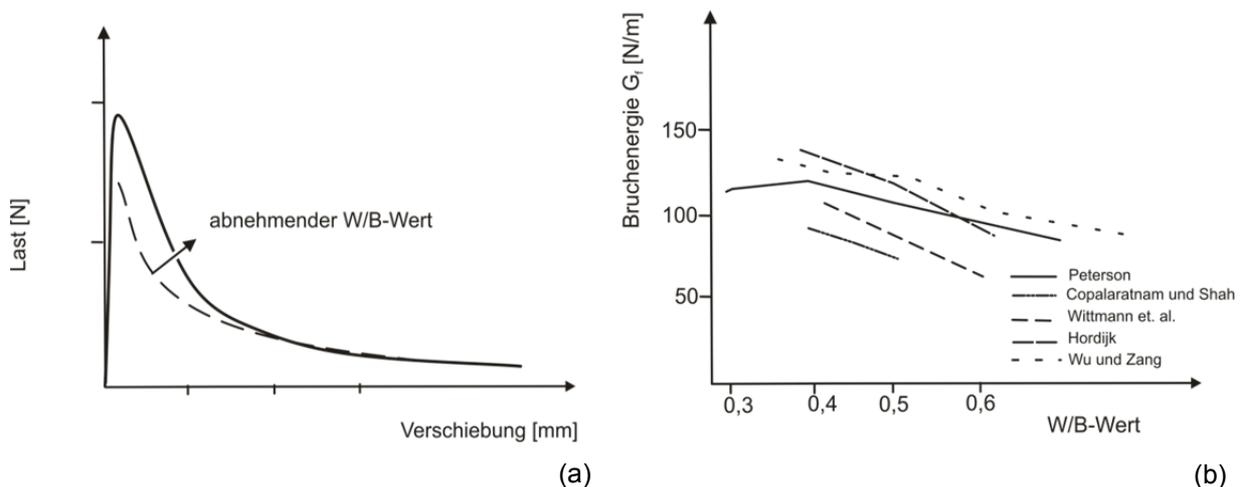


Abbildung 36: Typische Spannungs-Verformungskurven bei unterschiedlichen W/B-Werten (a) [nach MIER 97, KARI 95] sowie Einfluss des W/B-Wertes auf die Bruchenergie (b) [nach HORD 91]

Der W/B-Wert hat einen wesentlichen Einfluss auf die Porosität des Zementsteins, da das überschüssige Wasser bei zu hohem W/B-Wert zu Hohlräumen im Bindemittelstein führt. Aufgrund dessen kommt es bei zu hohem W/B-Wert ebenfalls zu einer deutlichen Schwächung des Interface zwischen der Gesteinskörnung und Bindemittelstein. Je niedriger der W/B-Wert, umso weniger porös ist der Zementstein und umso höher ist sowohl die Bruchlast als auch die Bruchenergie [MIER 97].

Betonalter

Das Betonalter wirkt sich ebenfalls auf die bruchmechanischen Eigenschaften von Beton aus. Wie bei niedrigem W/B-Wert kommt es ebenso bei zunehmendem Alter zu einem Anstieg der Bruchlast und der Bruchenergie (vgl. Abbildung 36 (a)). Untersuchungen zum Einfluss des Betonalters auf die Bruchenergie führte beispielsweise W. Brameshuber [BRAM 88] durch. Hierzu wurden drei Betone mit einem W/Z-Wert⁴ von 0,54 und einem Zementgehalt von 315 kg/m³ mit den Zementsorten PZ 35 F, PZ 55 und HOZ 35L⁵ verwendet. Es erfolgte die Bestimmung der Bruchenergie zu unterschiedlichem

⁴ Der Wasserzementwert beschreibt das Verhältnis von Gesamtwasser zu Zement in einer Betonrezeptur. Dieser entspricht, wenn keine anrechenbaren Zusatzstoffe dem Beton zugegeben werden, dem Wasserbindemittelwert.

⁵ Alte Zementbezeichnungen in Deutschland: PZ 35 F entspricht CEM I 42,5R, PZ 55 entspricht CEM I 52,5R und HOZ 35 L entspricht CEM III/A 32,5 N.

Betonalter mittels Biegebalkenversuchen. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Abbildung 37 zusammengestellt. Die Entwicklung der Bruchenergie des Betons HOZ 35 L hinkt den anderen Betonsorten etwas hinterher, wobei die Bruchenergie bei einem Betonalter von 28 Tagen bei allen Betonsorten nahezu ident ist.

Da die Bruchenergie selbst über die zeitliche Entwicklung der Rissempfindlichkeit nichts aussagt, erfolgte von W. Brameshuber [BRAM 88] die Zusammenstellung der charakteristischen Länge (vgl. Gleichung 21) bei unterschiedlichem Betonalter. Zur Berechnung wurde anstatt der üblichen Zugfestigkeit f_t die einfacher zu bestimmende Biegezugfestigkeit verwendet. Dabei erfolgte die Feststellung, dass an allen drei Betonen mit den oben beschriebenen Zementsorten zu bestimmten Zeitpunkten eine minimale bzw. maximale charakteristische Länge auftritt. Gemäß der Darstellung in Abbildung 37 wächst die charakteristische Länge von jungem Beton, um in weiterer Folge wieder auf ein Minimum abzufallen. P. E. Peterson [PETE 81] bestätigte ebenfalls, dass die charakteristische Länge mit steigendem Betonalter weiter abfällt.

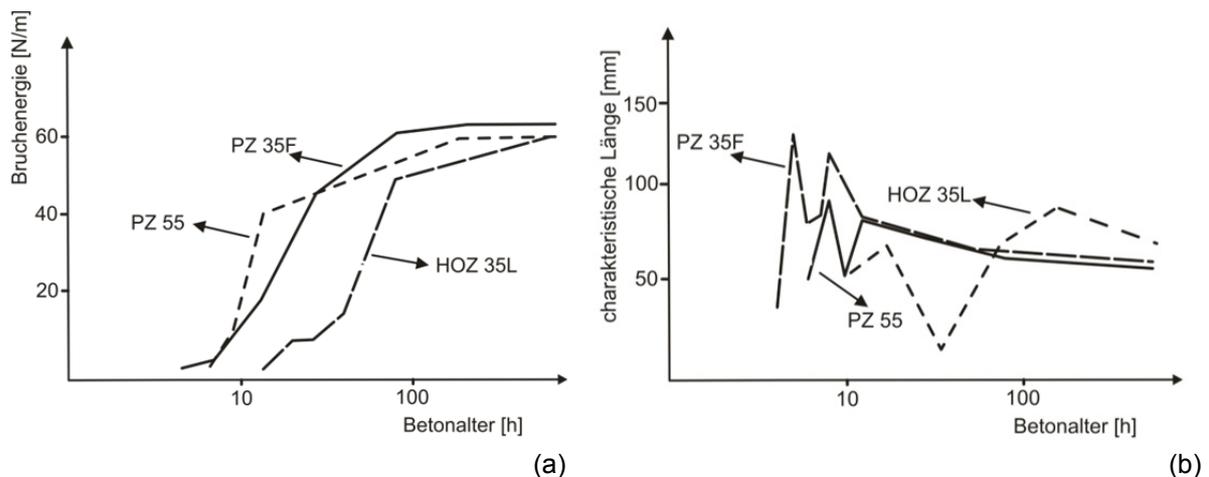


Abbildung 37: Zeitliche Entwicklung der Bruchenergie (a) sowie der charakteristischen Länge (b) [nach BRAM 88]

Gefüge und Mikrostruktur

Die Verbindung zwischen Gesteinskörnung und Zementstein stellt bei Beton in der Regel den schwächsten Bereich dar. Untersuchungen von A. Vervuurt [VERV 97] haben gezeigt, dass die Bruchenergie von erhärtetem Zementstein aus Portlandzement und Wasser nur etwa 30 Prozent der Bruchenergie eines Mörtels mit Zement und Feinsand mit gleichem Wasserbindemittelwert entspricht. Ein wichtiger Aspekt ist ebenso, dass die Verbindung von Feinsand und Bindemittelleim einen wesentlich größeren Einfluss hat als die Verbindung zwischen Grobgesteinskörnung und Bindemittelleim sowie dass die Oberfläche des Feinsandes um ein Vielfaches größer ist als jene der groben Gesteinskörnung.

Auswirkungen auf die Festigkeitseigenschaften und das bruchmechanische Werkstoffverhalten hat die Mikrostruktur und speziell die Zone zwischen Gesteinskörnungspartikel und Zementstein. Dieser Bereich stellt in der Regel den Schwachpunkt in der Struktur von Beton dar [MIER 97]. Die Grundlagen dieser Phänomene sind ebenso bei der Ausbildung von Verbundfugen von Bedeutung. Diese entstehen, wenn beispielsweise eine neue Betonschicht auf eine bestehende Tragstruktur appliziert wird. Da eine bestmögliche Ausprägung von Interfacezonen zunehmend bei Instandsetzung und Verstärkungsmaßnahmen an Bedeutung gewinnt, werden die wesentlichen Parameter der Mikrostruktur zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelstein näher betrachtet.

Bei der Ausbildung der Interfacezone erfolgt aufgrund der meist geringen Porosität der Gesteinskörnung kein Wasseraustausch während des Hydratationsprozesses. Durch diesen Umstand kommt es neben einer Reihe von weiteren physikalischen Effekten direkt in der Verbindungszone zum Gesteinskörnungspartikel zu einer Anlagerung von CH-Phasen. In weiterem Abstand zur Gesteinskörnung bildet sich eine wenige zehntel Mikrometer dicke sehr poröse Schicht aus CSH-Phasen aus [REHM 77]. Abbildung 38 zeigt schematisch die Ausprägung der Interfacezone zwischen Gesteinskörnung und Zementsteinmatrix.

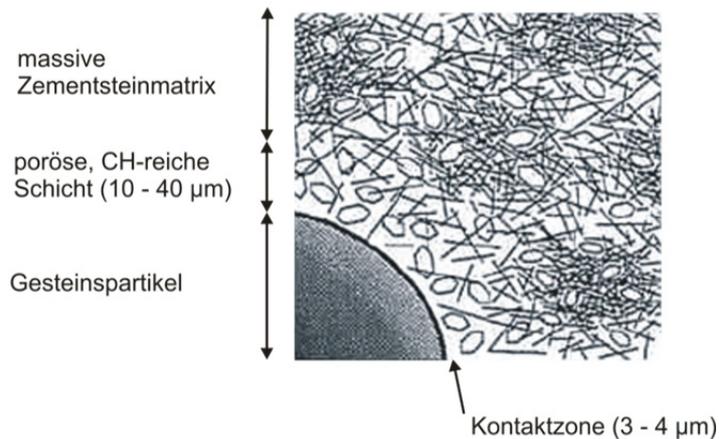


Abbildung 38: Interfacezone zwischen einem runden Gesteinskörnungspartikel und Zementsteinmatrix [nach MIER 97, REHM 77, MEHT 86]

Das in Abbildung 38 schematisch dargestellte Verbundverhalten zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix wird von einer Fülle von Faktoren beeinflusst. Wesentlich dabei sind die mechanische Verzahnung, physikalische Bindungskräfte sowie die chemische Verbindung der Hauptkomponenten des Betons [MIER 97]. Über den genauen Wirkungsmechanismus der Bildung der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelmatrix existieren einige Ansätze die helfen, die Ausprägung dieser Zone besser zu verstehen.

Mechanische Verbindung entsteht durch eine gewisse Rauheit der Gesteinskörnungsoberfläche aber auch durch das Verbundverhalten der unterschiedlichen Bestandteile der Zementstruktur [MIND 87, STRU 80]. Genaue Untersuchungen von Bruchflächen zeigten, dass das Versagen in der Regel nicht direkt in der physikalischen Grenzfläche zwischen Gesteinskorn und Bindemittel, sondern in einem gewissen Abstand in der porösen Zwischenzone auftritt. Ein Grund hierfür ist, dass in der porösen Zone vermehrt relativ weiche CH-Kristalle gefunden wurden [ZIMB 85]. K. Scrivener et. al. [SCRI 88-1, SCRI 89] bzw. J. A. Larbi [LARB 93] konnten durch Auszählen von Poren unter dem Raster-Elektronenmikroskop feststellen, dass die Porosität je nach Abstand zur physikalischen Gesteinskornoberfläche variiert. Es konnte gezeigt werden, dass einerseits die Porosität und andererseits der Anteil an nicht vollständig hydratisierten Klinkerphasen mit der Entfernung zum Interface Gesteinskorn und Bindemittelmatrix variiert. Abbildung 39 zeigt die Relation zwischen Porosität und Abstand von der Gesteinskornoberfläche.

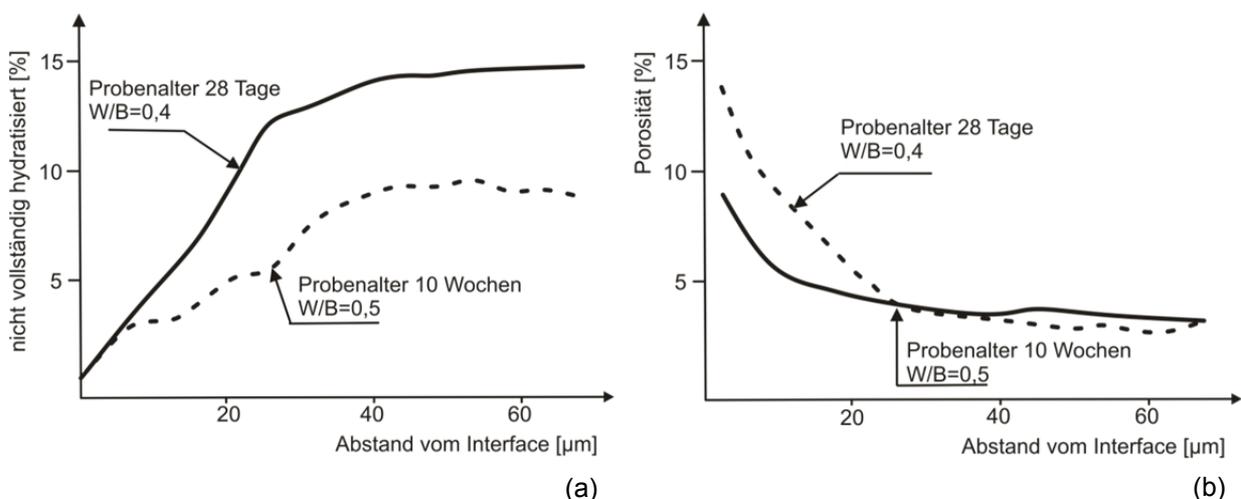


Abbildung 39: Zusammenhang zwischen Mikrostruktur (nicht vollständig hydratisierter Klinker (a) und Porosität (b)) und Abstand von der direkten Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Bindemittelmatrix [nach LARB 93, SCRI 88-1]

Die steigende Porosität in Interfacenähe zur Gesteinskörnung wird allgemein dadurch erklärt, dass bereits im Zuge des Mischvorgangs Wasser von der Gesteinskörnung absorbiert wird, welches dann wieder im Zuge des Hydratationsvorgangs abgegeben wird. Der daraus resultierende erhöhte W/B-Wert in der Interfacezone führt demgemäß zu einer erhöhten Porosität, die mit zunehmendem Abstand vom direkten Interface abnimmt [SCRI 88-2, ZIMB 78]. K. Scrivener und E. M. Gartner [SCRI 88-3] konnten zudem feststellen, dass bis zu einem Abstand von 15 bis 25 μm vom Gesteinskorn keine unhydratisierten Zementkörner gefunden werden konnten. Darüber hinaus lässt sich die hohe Porosität auch durch die geringe Packungsdichte in der Kontaktzone erklären, da vollständig hydratisierte CH-Kristalle ein großes Volumen einnehmen und so die Bildung von Hohlräumen begünstigen [LARB 93].

Untersuchungen zur Ausprägung der Interfacezone zwischen Bindemittel und Gesteinskörnungen lieferten ebenso W. Yuji [YUJI 88] sowie T. Y. Lyubimova und E. R. Pinus [LYUB 62]. Sie untersuchten die Mikrohärtigkeit im Interfacebereich zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelstein. Die Resultate zeigten, dass die Mikrohärtigkeit in einem sehr geringen Abstand zur Gesteinskornoberfläche relativ hoch ist, mit zunehmendem Abstand abfällt, um dann nach etwa 25 μm wieder anzusteigen. Dieser Tiefpunkt der Mikrohärtigkeit kann durch eine höhere Porosität in diesem Bereich erklärt werden. Abbildung 40 zeigt die Ergebnisse dieser Untersuchungen bei einem Betonalter von 7 und 28 Tagen.

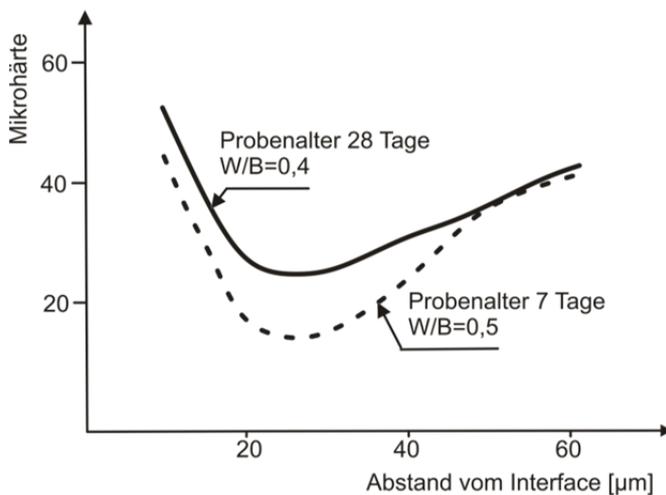


Abbildung 40: Verlauf der Mikrohärtigkeit im Bindemittelstein in Interfacenähe zur Gesteinskörnung [nach YUJI 88]

Wenngleich die getätigten Aussagen nur punktuell mit Hilfe von REM-Aufnahmen bestätigt wurden, ist weitgehend unumstritten, dass es im Besonderen unter der groben Gesteinskörnung im noch jungen Beton aufgrund von Sedimentationserscheinungen zur Ansammlung von Blutwasser und so zu einer späteren Hohlräumbildung in diesen Bereichen kommen kann. Umgelegt auf einen entsprechend kleineren, auch für die Sandfraktion im Gestein passenden Maßstab, wird dieses Phänomen als Mikrobluten bezeichnet [MEHT 86]. Abbildung 41 zeigt diesen Effekt, der zur Ansammlung von Blutwasser bzw. Hohlräumbildung führt.

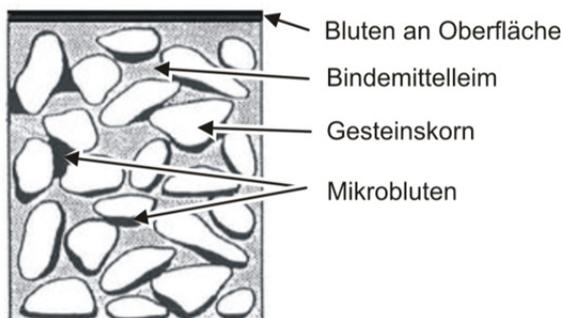


Abbildung 41: Schematische Darstellung des Mikroblutens nach dem Absetzen [nach METH 86]

Ein weiteres in der Literatur angeführtes Phänomen zur Erklärung der höheren Porosität in der Interfacezone zwischen Gestein und Bindemittel ist der sogenannte Wandeffekt. Von E. J. Garboczi und D. P. Bentz [GARB 91] durchgeführte Computersimulationen zeigen, dass aufgrund der Grenzfläche keine gleichmäßige Anordnung der Zementpartikel möglich ist, und somit die Porosität durch diese unregelmäßige Anordnung höher sein muss.

Einer der wichtigsten Parameter des erhärtenden Bindemittelsteins ist das hygrische Schwinden. Bei behindertem Schwinden können Risse im noch jungen Beton entstehen. Dabei ist die Rissgefährdung speziell von der zum jeweiligen Betonalter aufnehmbaren Zugfestigkeit im Zusammenhang mit der durch den Hydratationsprozess auftretenden thermischen Verformung abhängig [SPRI 07]. Speziell in der näheren Umgebung von Gesteinskörnungspartikeln wird dieses hygrische Schwinden durch das wesentlich steifere Gesteinskorn behindert und es entstehen Eigenspannungen, die in weiterer Folge zu Mikrorissen führen können [VERV 95]. P. Acker et. al. [ACKE 87] untersuchte dieses Phänomen, indem er ein zylinderförmiges Gesteinselement in den Bindemittelstein platzierte und die Rissbildung auf Basis von experimentell ermittelten Mikrospannungen simulierte. Dadurch konnte gezeigt werden, dass sich, je nach Festigkeit des Materials, Risse radial, vom in die Bindemittelmatrix eingebetteten Gesteinskorn, fortpflanzen.

2.3.5.2 Messtechnische Einflussgrößen

Neben den Einflussgrößen des Materials haben auch die Art der Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte als auch die Versuchskonfiguration sowie die Umgebungsbedingungen einen Einfluss auf die Ergebnisse. Im Folgenden sind einige dieser Einflussfaktoren aufgelistet.

Temperatur

Generell hat die Prüftemperatur einen Einfluss auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Werkstoffen. Bei reinem Beton ist diese Einwirkung bei üblichen Laborbedingungen nicht sehr groß, veränderte Umgebungsbedingungen können jedoch speziell bei der Untersuchung mit Verbundwerkstoffen, bei denen sich die mechanischen Eigenschaften mit der Temperatur stark ändern (z.B. Abdichtungssysteme), an Einfluss gewinnen. W. Brameshuber [BRAM 88] konnte bei Versuchen zeigen, dass die Bruchenergie sowie die charakteristische Länge mit steigender Temperatur abnehmen. Dies steht in gewissem Widerspruch zu metallischen Werkstoffen, wo bekanntlich die Bruchzähigkeit und somit die Bruchenergie mit steigender Temperatur zunimmt. Aufgrund dieses Umstands ist bei Beton von einer erhöhten Rissempfindlichkeit bei hohen Temperaturen und einem hohen Risswiderstand bei tiefen Temperaturen zu rechnen. Von J. Seeberger et. al. [SEEB 85] wurde festgestellt, dass die Bruchenergie bei sehr tiefen Temperaturen von -170 °C nahezu dreimal so hoch ist wie bei Raumtemperatur.

Auflagerbedingungen

Die Auflagerbedingungen haben einen Einfluss auf die ermittelten bruchmechanischen Kennwerte, da je nach gewählter Krafteinleitung Zwänge im Probekörper auftreten können, die sich wiederum auf das Risswachstum auswirken. Beispielsweise konnte J. G. M. van Mier [MIER 95] zeigen, dass zugbeanspruchte Proben bei rotationsfähigen und fixierten Auflagerbedingungen unterschiedliche Ergebnisse liefern. Diese Versuche veranschaulichten, dass bei den rotationsfähigen Lagerungsbedingungen ein Versagen durch einen einzelnen Riss, der sich von einer Seite des Probekörpers fortpflanzt, auftritt. Dadurch kann von einer gleichmäßigen Entfestigungskurve beim Versagen ausgegangen werden. Wird jedoch der Probekörper aufgrund der Auflagerbedingungen weitgehend fixiert, entstehen nach der Rissöffnung entgegenwirkende Momente, die den ursprünglichen Riss wieder schließen und zu einem neuen Anriss an der gegenüberliegenden Seite führen. Dies äußert sich durch Unstetigkeiten im Entfestigungsbereich des Spannungs-Verformungsdiagramms und in einer höheren Bruchenergie [MIER 95, VERV 97]. Aufgrund dieser Tatsache schließt A. Vervuurt [VERV 97], dass bei einer sinnvollen Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte jedenfalls die tatsächliche Bruchfläche und nicht die Ligamentfläche heranzuziehen ist. Die Bestimmung der tatsächlichen Bruchfläche stellt jedoch eine gewisse prüftechnische Herausforderung dar.

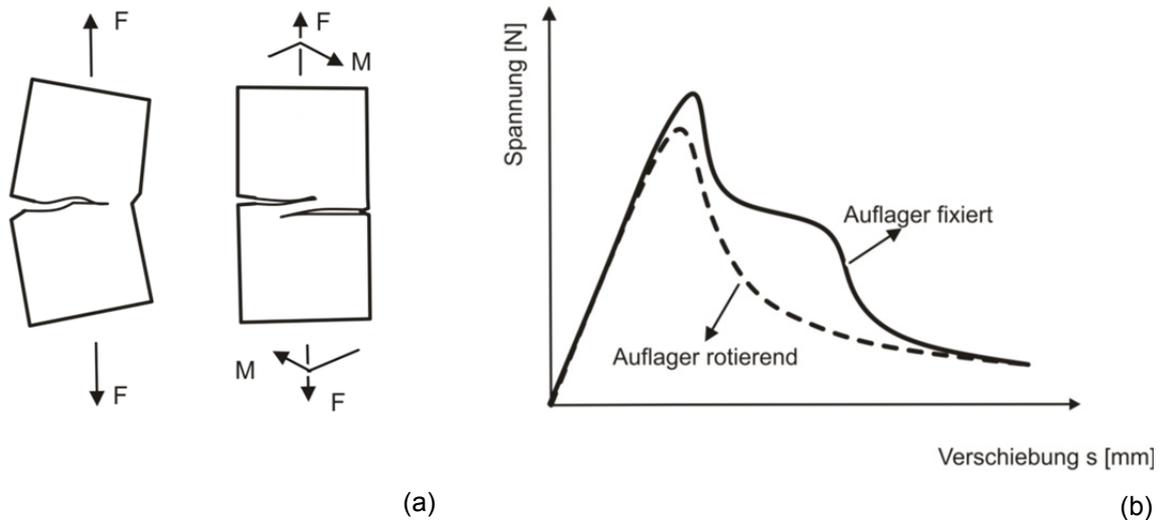


Abbildung 42: Einfluss der Auflagerbedingungen auf das Entfestigungsverhalten im einaxialen Zugversuch, frei rotierende Auflager bzw. feste Auflager (a) und die jeweils zugehörigen Spannungs-Verformungslinien (b) [nach MIER 95]

Bei anderen Prüfmethode, stellen die Auflagerbedingungen keinen Problemfall dieser Größe dar. Jedenfalls ist bei allen Versuchen darauf zu achten, dass die in den jeweiligen Prüfvorschriften definierten Randbedingungen eingehalten werden und es zu keiner Einleitung von zusätzlichen Kräften in den Probekörper kommt.

Maschinensteifigkeit und Belastungsgeschwindigkeit

Wichtig für die Durchführung von Versuchen zur Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten, insbesondere die Bestimmung derer im einaxialen Zugversuch, ist eine hohe Maschinensteifigkeit. Eine ausreichend hohe Maschinensteifigkeit ist erforderlich, um ein stabiles Risswachstum in der Probe zu erreichen, wobei diese generell von den Prüfkörperabmessungen sowie vom Elastizitätsmodul des zu prüfenden Materials abhängig ist. Durch eine hohe Maschinensteifigkeit wird sichergestellt, dass die elastische Energie direkt in der Probe und nicht in der Prüfausstattung gespeichert wird. P. E. Peterson [PETE 81] entwickelte Diagramme, aus denen die erforderliche Steifigkeit der Prüfeinrichtung zur Sicherstellung einer stabilen Rissausbreitung abgelesen werden kann. Für die Durchführung der Keilspaltprüfung nach E. K. Tschegg gemäß ON B 3592 [ONB3 11] wird für Beton die erforderliche Maschinensteifigkeit mit einer höchstzulässigen elastischen Verformung von Beton mit 0,05 mm definiert.

Einen weiteren Einflussfaktor auf die Bestimmung von mechanischen Eigenschaften von Werkstoffen im Laborversuch stellt die Belastungsgeschwindigkeit dar. Untersuchungen zum Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die mechanischen Eigenschaften wurden von einigen Autoren durchgeführt, wobei generell davon ausgegangen werden kann, dass sehr hohe Belastungsgeschwindigkeiten ebenso hohe Festigkeiten bedingen [ROSS 89, KÖRM 86, REIN 82].

2.3.5.3 Probengröße und Probengeometrie

Aufgrund der bereits in Kapitel 2.3.3.2 erwähnten Problematik, haben sowohl die Probekörpergröße als auch die gewählte Probekörpergeometrie Einfluss auf die zu ermittelnden mechanischen Parameter des zu untersuchenden Werkstoffs. Im Folgenden sind diese beiden Einflussgrößen genauer beschrieben.

Probengröße

Aufgrund der Heterogenität des Werkstoffs Beton, hat die Probekörpergröße einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Versuchsergebnisse. Daher schreiben Prüfnormen in der Regel Mindestprobekörperabmessungen in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers des zu untersuchenden Be-

tons vor, wobei als minimale Abmessung generell der drei- bis fünffache Größtkorndurchmesser definiert wird [MIER 97, ONR2 10]. Werden diese Anforderungen an die kleinste Seitenlänge der Probekörper eingehalten, wird davon ausgegangen, dass die Probe homogen ist.

Für bruchmechanische Untersuchungen ist die Situation nicht so einfach, da während des Bruchvorgangs Mikrorisse entstehen, die sich schlussendlich zu Makrorissen mit einer Länge gleich der Probekörperabmessungen vereinigen können. Aus diesem Grund sind bei der bruchmechanischen Charakterisierung nicht nur die Einflussparameter des Materials sowie messtechnische Einflüsse, sondern ebenso die Probengröße zu beachten. Experimentelle Untersuchungen haben gezeigt, dass die Festigkeit in der Regel mit zunehmenden Probekörperabmessungen abnimmt. W. Weibull [WEIB 39] publizierte die ersten Überlegungen zum Einfluss der Probengröße auf die ermittelten Materialeigenschaften. Er konnte mit Hilfe des Konzepts des schwächsten Kettengliedes statistisch eine Probekörpergrößenabhängigkeit der ermittelten Materialkennwerte nachweisen. Für quasi spröde Werkstoffe wie Beton, kann diese Größenabhängigkeit besser mit dem von P. Z. Bažant [BAŽA 84] entwickelten Größenmaßstabsgesetz oder „Size-Effect-Law“ (SEL) beschrieben werden (vgl. Kapitel 2.3.3.2).

Einen anderen Ansatz lieferte A. Carpinteri et. al. [CARP 95] mit dem multifraktalen Größengesetz oder „Multi-Fractal-Scaling-Law“ (MFSL). Dieses Modell beruht darauf, dass die Abhängigkeit der Bruchenergie von den Probekörperabmessungen in den multifraktalen Eigenschaften der Bruchfläche begründet werden kann. Die Gesetzmäßigkeit basiert auf experimentellen Untersuchungen und gibt im Gegensatz zu SEL auch für sehr große Probekörperabmessungen einen sich asymptotisch an einen Grenzwert annähernden Spannungswert an.

Alternativ zu den oben dargestellten Modellen sei noch das von A. Arslan und R. Ince [ARSL 95] entwickelte neurale Netz oder „Neural-Network-Model“ erwähnt. Dieses Modell passt sich bei kleinen Probekörperabmessungen weitgehend an SEL an, jedoch bei großen Probekörperabmessungen an MFSL. Abbildung 43 zeigt einen Vergleich von „Size-Effect-Law“ (SEL), „Multi-Fractal-Scaling-Law“ sowie „Neural-Network-Model“.

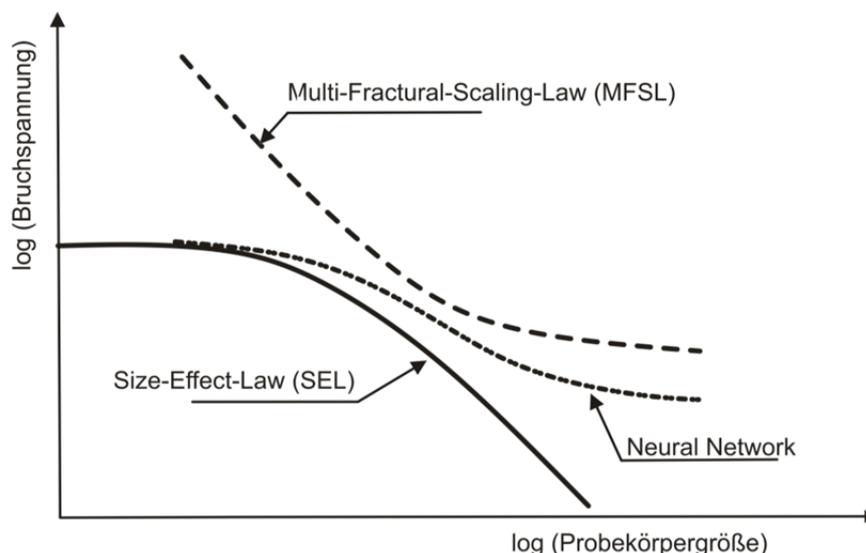


Abbildung 43: Vergleich von „Size-Effect-Law“ (SEL), „Multi-Fractal-Scaling-Law“ und des „Neural-Network-Model“ [nach MIER 97]

Die bisher durchgeführten Untersuchungen zum Probekörpereinfluss haben gezeigt, dass die Maßstabsgesetze gewisse Schwächen aufweisen und die Ergebnisse bei Beton und Mörtel von einer Vielzahl von weiteren Werkstoffparametern abhängig sind [MIER 97].

Probengeometrie

Ebenso wie die Probekörperabmessungen hat auch die Probenform einen Einfluss auf die Prüfergebnisse. Zur Vergleichbarkeit von Standardprüfmethoden wird daher für die jeweilige Prüfung die Form der Probekörper exakt definiert. Generell würden auch andere Prüfkörperformen geeignet sein, solange der zugrundeliegende gleiche Spannungszustand im Probekörper vorausgesetzt werden

kann [MIER 97]. Grundsätzlich haben die Höhe der Ligamentfläche, die Probendicke sowie das Verhältnis von Kerbtiefe zu Probenhöhe einen wesentlichen Einfluss auf die Versuchsergebnisse [TRUN 99, KIM 92, WITT 96, BRÜH 88]. Aus diesem Grund wurden auch bei der Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten gemäß ON B3592 [ONB3 11] diese Parameter wie in anderen Beton-Standardprüfmethoden gemäß ONR 23303 [ONR2 10] definiert.

Der Einfluss der Ligamentflächenhöhe wurde von J. K. Kim et. al. [KIM 92] an Betonprüfkörpern mit Hilfe von Keilspaltversuchen näher untersucht. Die Versuchsergebnisse zeigten, dass die spezifische Bruchenergie mit der Ligamenthöhe ansteigt bis ein Grenzwert erreicht wird. B. G. Trunk [TRUN 99] konnte darüber hinaus nachweisen, dass bei zementgebundenen Werkstoffen der Zusammenhang zwischen spezifischer Bruchenergie und Ligamenthöhe gut mit dem von A. Carpinteri et. al. [CARP 95] entwickelten multifraktalen Größengesetz (MFSL) übereinstimmt. Als Grund hierfür gibt B. G. Trunk [TRUN 99] die unterschiedliche Ausdehnung der Bruchprozesszone bei fortlaufendem Schädigungsprozess an. Die zu Beginn der Belastung noch kleine Bruchprozesszone dehnt sich so lange aus, bis die Schädigung die maximale Längsausdehnung der Probe erreicht hat. Bei höheren Proben findet die Ausbreitung des realen Risses über einer größeren Länge statt, was in einer höheren Bruchenergie bei größeren Probedimensionen erkenntlich wird.

F. H. Wittmann und H. Zhong [WITT 96] konnte bei der bruchmechanischen Charakterisierung mit dem Keilspaltversuch beobachten, dass die Bruchenergie sowohl von der Ligamenthöhe als auch von der Probendicke abhängig ist. Auf Basis der Erkenntnisse wird eine Probendicke vom drei- bis fünffachen Durchmesser des Größtkorns des Betons empfohlen. Eine weitere Zusammenstellung des Einflusses von Ligamenthöhe und Probendicke auf die Bruchenergie kann B. G. Trunk [TRUN 99] entnommen werden. Untersuchungen über das Verhältnis von Kerbtiefe und Probenhöhe wurden unter anderem von F. H. Wittmann und H. Zhong [WITT 96] sowie von E. Brühwiler [BRÜH 88] durchgeführt. Die Untersuchungen konnten zeigen, dass bei zunehmendem Verhältnis von Kerbtiefe zu Probenhöhe die Bruchenergie abnimmt.

2.3.6 Zusammenfassung bruchmechanische Materialcharakterisierung

Beton ist ein Material mit im Vergleich zur Druckfestigkeit geringer Zugfestigkeit. Auch bei der Verwendung von Bewehrungsstahl zur Aufnahme der Zugspannungen entstehen im Beton durch Überschreitung der aufnehmbaren Zugfestigkeit fein verteilte Risse. Diesem Materialverhalten wird bei herkömmlichen, nicht bruchmechanischen Materialcharakterisierungsmethoden oft nicht Rechnung getragen.

Die bruchmechanische Charakterisierung von Werkstoffen ermöglicht es, vertiefte Aussagen über das Versagensverhalten von Werkstoffen zu treffen. Gerade bei mineralischen Werkstoffen ist die bruchmechanische Materialcharakterisierung eine vergleichsweise junge Wissenschaft. Ausgehend von den Grundsätzen der linearen Bruchmechanik und der Weiterentwicklung zur nichtlinearen Bruchmechanik wurde eine Zusammenstellung über Rissfortpflanzung und bruchmechanische Modelle, stets im Fokus auf den Werkstoff Beton, gegeben. Ein Literaturüberblick über Bestimmungsmethoden der Bruchmechanik sowie Einflussfaktoren auf die Versuchsergebnisse bildet die Grundlage für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen.

Bei der Prüfung von Verbundwerkstoffen existieren bis dato nur sehr einfache, zur vertieften Charakterisierung von Versagensmechanismen ungeeignete genormte Verfahren. Insbesondere in diesem Feld bietet die Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten die Möglichkeit, Eigenschaften sowie Dauerhaftigkeit von Verbundkonstruktionen besser zu beschreiben und so eine Optimierung der bisher angewandten Konstruktionsmethoden vorzunehmen.

2.4. Oberflächencharakterisierung

2.4.1 Allgemeines

Die Ausbildung des Interfaces stellt einen entscheidenden Faktor für das Verbundverhalten von unterschiedlichen Werkstoffen dar. Speziell bei der Herstellung von Bauteilen aus mehreren Schichten oder bei der Instandsetzung von Bauwerken, existieren eine Vielzahl von Möglichkeiten Oberflächen zu bearbeiten und so die Verbundeigenschaften wesentlich zu verbessern. Grundsätzlich wird davon ausgegangen, dass die Oberfläche des Betons möglichst rau sein soll, um eine Verzahnung zwischen den Schichten sicherzustellen bzw. um die Interaktionsfläche der zu verbindenden Materialien zu erhöhen. Primär stellt sich die Frage wie der Begriff Rauheit definiert bzw. wie unterschiedlich profilierte Oberflächen erfasst und mathematisch beschrieben werden können. Es gilt zu untersuchen, wie Oberflächenparameter als einfach messbare, geometrische Größen erfasst werden können bzw. wie sich eine Variation der Oberflächenausbildung auf das Verbundverhalten auswirkt.

2.4.2 Oberflächenparameter

Um die Eigenschaften von Oberflächen eindeutig beschreiben zu können, ist eine Definition von Kenngrößen und Erscheinungsformen von Oberflächenstrukturen notwendig. Generell wird unter dem Begriff Rauheit die Abweichung einer Oberfläche von einer ideal geometrischen glatten Oberfläche verstanden. Dabei treten grundsätzlich zwei wesentliche Probleme auf. Einerseits stellt sich die Frage inwieweit glatte Oberflächen als Referenzebene, und andererseits welche Bestimmungsmethoden zur Beschreibung der Oberflächen herangezogen werden können. Anforderungen an die Oberflächenstruktur werden oft nur lapidar formuliert, indem der Untergrund eine angepasste Rauheit aufzuweisen hat oder die Zementschlemme von der Oberfläche zu entfernen ist [ÖVBB 10]. Falls Anforderungen existieren, werden diese meist über die Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71] definiert [ÖVBB 10, RVS1 03-1, RVS1 01, RVS1 11]. Dieses Verfahren eignet sich zwar zur schnellen Abschätzung der Rautiefe, liefert jedoch keine detaillierten Informationen über Oberflächenstruktur.

2.4.2.1 Gestaltabweichung

Generell weichen alle realen Oberflächen (Istoberflächen) von der vordefinierten, idealen Form (Solloberfläche) ab. Diese Abweichungen können in Summe als Gestaltabweichungen verschiedenster Ordnung definiert werden. DIN 4760 [DIN4 82-1] unterteilt diese Abweichungen in 6 Kategorien (Ordnungen). Tabelle 4 zeigt die Gestaltabweichungen der 1. bis zur 4. Ordnung als die Gesamtheit aller Abweichungen von der definierten Istoberfläche.

Tabelle 4: Gestaltabweichungen [nach DIN4 82-1]

Ordnung	Gestaltabweichung	Art der Abweichung
1. Ordnung Formabweichung		Geradheits-, Ebenheits-, Rundheitsabweichungen
2. Ordnung Welligkeit		Wellen
3. Ordnung Rauheit		Rillen
4. Ordnung Rauheit		Riefen Schuppen Kuppen

Tabelle 4 zeigt, dass die Istoberfläche durch Wellen unterschiedlicher Länge gestört wird, wobei die Wellenlänge mit der Ordnung der Gestaltabweichung abnimmt. Bei Gestaltabweichungen 1. Ordnung ist generell keine Wellenlänge feststellbar, da diese nur durch Betrachten der gesamten Istoberfläche sichtbar werden und nicht periodisch wiederkehren. Gestaltabweichungen 2. Ordnung sind überwiegend periodisch auftretende Abweichungen der Istoberfläche, deren Verhältnis der Wellenabstände zur Wellentiefe etwa zwischen 100:1 und 1000:1 liegt. Bei Gestaltabweichungen 3. und 4. Ordnung beträgt dieses Verhältnis in der Regel 5:1 bis 100:1. Die Grenze, an der die Welligkeit (Gestaltabweichung 2. Ordnung) in Rauheit (Gestaltabweichung 3. Ordnung) übergeht, ist durch eine Grenzwellenlänge festzulegen [DIN4 82-1]. Darüber hinaus existieren weitere Gestaltabweichungen 5. und 6. Ordnung, die sich auf Gefügestruktur und Gitteraufbau beziehen. Diese sind in Tabelle 4 nicht dargestellt, da sie für Anwendungen im Bauwesen nicht von Relevanz sind.

2.4.2.2 Oberflächentextur

Die beschriebenen Gestaltabweichungen definieren meist periodische Abweichungen, die im Bauwesen nur selten auftreten. Merkmale von räumlichen geometrischen Oberflächentexturen werden in DIN 4761 [DIN4 82-2] genauer dargestellt. Generell kann nach den optischen Merkmalen zwischen den Gruppen rillige und nichtrillige Oberflächen unterschieden werden. Nichtrillige Oberflächen sind Oberflächen, deren Merkmale zufällig entstanden sind. Diese treten im Speziellen beim Betoniervorgang oder bei anschließenden Oberflächenbearbeitungsmethoden wie Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen auf. DIN 4761 [DIN4 82-2] wurde zurückgezogen und durch EN ISO 8785 [ENIS 98-3] ersetzt. Die im aktuellen Normenwerk beschriebenen Gestaltabweichungen bzw. Oberflächenunvollkommenheiten beziehen sich aufgrund ihrer Ausprägung besser auf Metalloberflächen. Daher geben Tabelle 5 und Tabelle 6 einen Überblick über speziell im Bauwesen vorkommende nichtrillige Oberflächentypen gemäß der zurückgezogenen DIN 4761.

Tabelle 5: Muldige und kuppige Oberflächen [nach DIN4 82-2]

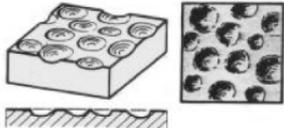
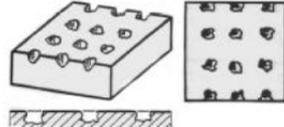
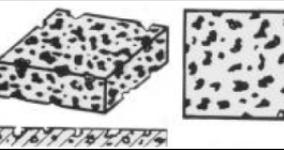
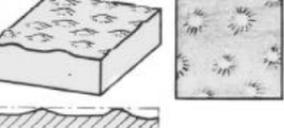
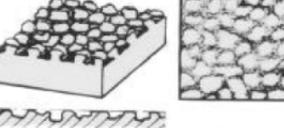
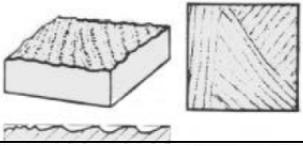
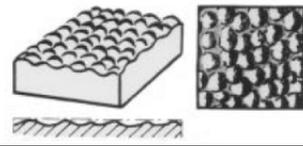
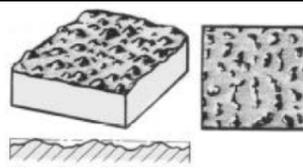
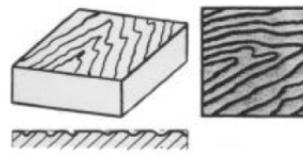
Gruppe	Bezeichnung	Gestaltabweichung	Art der Abweichung
Muldige Oberflächen	Flachmuldige Oberflächen		Örtlich mehr oder weniger scharf begrenzte Vertiefungen mit unterschiedlichen Formen
	Punktförmig vertiefte Oberflächen		Scharf begrenzte Vertiefungen, deren Tiefe im Vergleich zur Breite groß ist
	Porige Oberflächen		An der Oberfläche liegende oder angeschnittene Hohlräume von porigen Materialien
Kuppige Oberflächen	Flachkuppige Oberflächen		Örtlich begrenzte, runde oder stumpfwinkelige Oberflächenerhöhungen
	Körnige Oberflächen		Kantige Erhöhungen mit zum Teil überhängenden Böschungen

Tabelle 6: Gewellte und schuppige Oberflächen [nach DIN4 82-2]

Gruppe	Bezeichnung	Gestaltabweichung	Art der Abweichung
Gewellte Oberflächen	Furchige Oberflächen		Aneinandergereihte, wellenförmige Erhöhungen bzw. grabenförmige Vertiefungen
	Punktförmig gewellte Oberflächen		Regelmäßige mehr oder weniger ähnliche Erhöhungen oder Vertiefungen
	Unregelmäßig gewellte Oberflächen		Zufällig erzeugte, unregelmäßige Erhöhungen oder Vertiefungen von überwiegend rundlicher Form
Schuppige Oberflächen	Masrige Oberflächen		Schuppige Oberflächenstruktur mit zahlreichen kleineren Teilflächen

Die in Tabelle 5 und Tabelle 6 dargestellten Oberflächentypen zeigen, dass diese bei der Herstellung von Betonoberflächen bzw. bei deren anschließender Bearbeitung auftreten können. Eine rüttelrauh belassene Betonoberfläche kann durchaus einer flachkuppigen Oberfläche entsprechen, während Höchstdruckwasserstrahlen meist eine unregelmäßig gewellte Oberfläche bewirkt. Die dargestellten Oberflächentypen erlauben jedoch nur eine visuelle Beurteilung der Oberflächentypen und können nicht für eine exakte Erfassung herangezogen werden. Damit Oberflächen mathematisch erfasst werden können, ist die Erklärung von unterschiedlichen Begriffen erforderlich, die im folgenden Kapitel 2.4.2.3 kurz beschrieben werden. Auf Basis dieser Grundlagen können in weiterer Folge Oberflächenkenngrößen definiert werden.

2.4.2.3 Begriffe zur Beschreibung der Oberflächenausbildung

Nachfolgend sind unterschiedliche Begriffe bzw. Gestaltmerkmale zur Oberflächenbeschreibung gemäß DIN 4760 [DIN4 82-1] zusammengefasst. Eine Erklärung der Begriffe wirkliche und geometrische Oberflächen bzw. Oberflächenprofil ist auch Abbildung 44 zu entnehmen.

Wirkliche Oberfläche

Die wirkliche Oberfläche ist jene Fläche, die den Gegenstand von den ihm umgebenden Medium trennt.

Istoberfläche

Die Istoberfläche ist jene Fläche, die messtechnisch erfasst werden kann und stellt ein angenähertes Bild an die wirkliche Oberfläche dar.

Geometrische Oberfläche

Die geometrische Oberfläche ist eine definierte ideale Oberfläche, die durch Zeichnungen oder technische Beschreibung definiert wird.

Koordinatensystem

Koordinatensystem, in dem die Kenngrößen definiert werden. Üblicherweise wird ein rechtwinkeliges Koordinatensystem, in dem die Achsen ein kartesisches Rechtshandsystem bilden, verwendet.

Oberflächenprofil

Das Oberflächenprofil ist jenes Profil, das sich durch den Schnitt einer Werkstoffoberfläche mit einer vorgegebenen Ebene, die normal zur Werkstoffoberfläche liegt, ergibt. Die Profilebene kann, wie in Abbildung 44 dargestellt, als Längs- oder Querprofil gewählt werden.

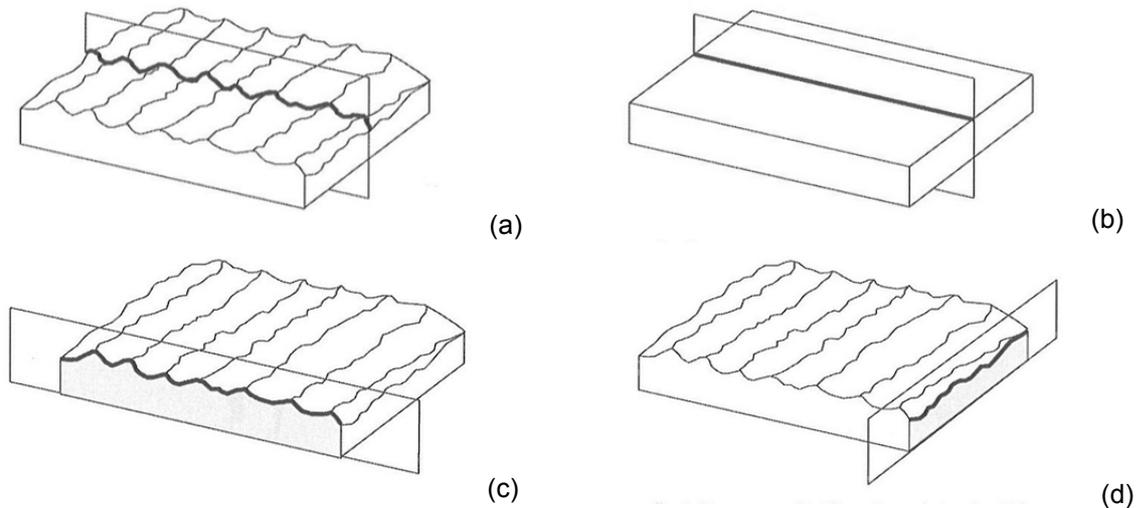


Abbildung 44: Oberflächenausbildung mit Profil an einer wirklichen Oberfläche (a) und an einer geometrischen Oberfläche (b) bzw. Querprofil (c) und Längsprofil (d) gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10], Darstellung nach [MOMB 06]

Auf Basis dieser Begriffe können Gestaltabweichungen definiert werden. Generell ist zwischen Gestaltabweichungen, die nur beim Betrachten der gesamten Oberfläche erkannt werden oder Gestaltabweichungen, die schon bei Betrachtung eines kleinen Flächenausschnittes sichtbar werden, zu unterscheiden (vgl. Kapitel 2.4.2.1). Die im Folgenden genannten Begriffe zur Oberflächenbeschreibung beziehen sich in der Regel auf die Profil- (eindimensionale Analyse) können aber in vielen Fällen auf Flächenanalyse (zweidimensionale Analyse) übertragen werden [ENIS 10].

Profilfilter

Profilfilter sind Filter, die Ergebnisse der Analyse von Profilen in ihre langwellige und kurzwellige Komponente trennen. Generell kann durch Profilfilter zwischen Form, Welligkeit und Rauheit der Oberfläche unterschieden werden. Die Trennung zwischen Oberflächenform und Welligkeit bzw. Welligkeit und Rauheit erfolgt durch eine definierte Grenzwellenlänge λ . Abbildung 45 zeigt beispielsweise ein ungefiltertes Profil (P-Profil), das daraus ermittelte Welligkeitsprofil (W-Profil) sowie das Rauheitsprofil (R-Profil) nach Abtrennung der langwelligen Anteile über einer Messstrecke (Auswertelänge).

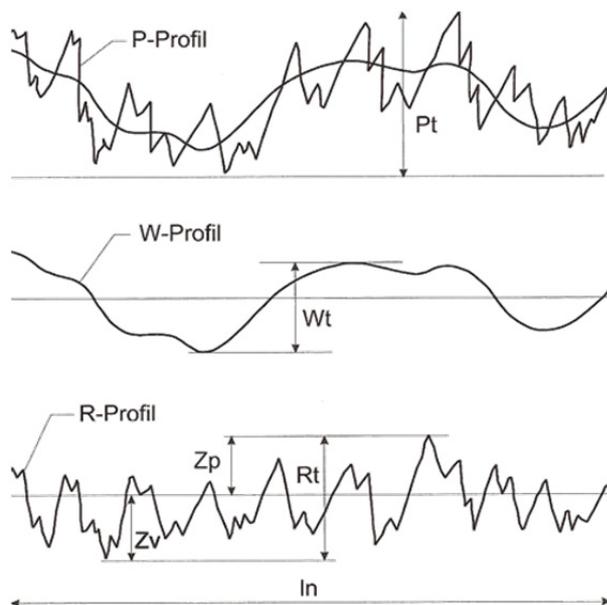


Abbildung 45: Profilfilterung nach EN ISO 11562 [ENIS 98-2], Darstellung aus [MOMB 06]

Soll die gesamte Oberflächenstruktur, wie dies beispielsweise bei Erfassung von Betonoberflächen der Fall ist, analysiert werden, ist die Anwendung von Profiltern für jeden Einzelfall zu beurteilen. Generell kann die gesamte Oberflächenausbildung nur am ungefilterten Profil erfasst werden. Beispielsweise würde durch eine Filterung der Welligkeit bei einer gefrästen und hochdruckwassergestrahlten Betonoberfläche nur noch die Rauheit durch das Hochdruckwasserstrahlen sichtbar sein.

Messstrecke und Mittellinie bzw. Referenzebene

Messstrecke ist die Länge (Mittellinie bzw. Bezugslinie), die für die Auswertung des Profils verwendet wird. Diese kann eine oder mehrere Einzelmessstrecken enthalten. Die Mittellinie ist jene Linie, die durch Einpassen der kleinsten Abweichquadrate ($\sum Z_i^2 \rightarrow \min$) der Nennform in das Primärprofil festgelegt wird. Bei der Mittellinie für das Welligkeits- und Rauheitsprofil werden jeweils die langwelligen Profilanteile, die größer als die definierte Grenzwellenlänge sind, unterdrückt. Die Wahl einer geeigneten Mittellinie bzw. Referenzebene ist für die Aussagekraft der erhaltenen Ergebnisse jedenfalls entscheidend.

2.4.3 Oberflächenkenngößen

Oberflächenkenngößen sind mathematisch beschreibbare Kenngößen von Oberflächen. Diese Kenngößen bilden mehr oder weniger genau bestimmbare Eigenschaften von Oberflächen ab. Generell basiert die Ermittlung dieser Oberflächenkenngößen auf einem frei wählbaren Profil (Profilanalyse) einer Oberfläche. Um zuverlässigere Aussagen über Oberflächeneigenschaften zu generieren, ist es oft sinnvoll, die Profile in einem Raster über die Oberfläche zu legen und so bessere Aussagen über die Eigenschaften einer Fläche (Flächenanalyse) zu bekommen. Als zusätzliche Erweiterung besteht noch die Möglichkeit das Volumen zwischen einer Oberfläche und definierten Ebenen zu bestimmen (Volumenanalyse). Prinzipiell können die meisten ermittelten Oberflächenkenngößen auf jene von Profilen zurückgeführt werden, daher erfolgt auch schwerpunktmäßig die Erklärung dieser Parameter.

2.4.3.1 Profilkenngrößen

Zur Ermittlung von Profilkenngrößen wird gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] bzw. Abbildung 44 ein beliebiges Profil auf einer Oberfläche definiert. Die Bezeichnung der einzelnen Parameter erfolgte gemäß dem Handbuch der Software MeX [ALIC 08]. Profilkenngrößen werden mit dem Buchstaben P, wenn sie anhand des Primärprofils, mit dem Buchstaben R, wenn sie anhand des Rauheitsprofils und mit dem Buchstaben W, wenn sie anhand des Welligkeitsprofils ermittelt wurden, bezeichnet. Für die am Primärprofil ermittelten Oberflächenparameter ergeben sich somit die Bezeichnungen gemäß Tabelle 7 beginnend mit dem Buchstaben P. Alle angeführten Bezeichnungen können auch auf die Parameter R für das Rauheitsprofil oder W für das Welligkeitsprofil umgelegt werden.

Tabelle 7: Oberflächenparameter des Primärprofils [ENIS 10]

Parameter	Beschreibung
Pa	Mittlere Höhe des Profils
Pq	Quadratische Höhe des Profils
Pt	Gesamthöhe des Primärprofils
Pz	Gemittelte Höhe des Primärprofils
Pmax	Maximale Höhe des Primärprofils innerhalb einer Einzelmessstrecke
Pp	Höhe der größten Profilspitze des Primärprofils
Pv	Tiefe des größten Profiltales des Primärprofils
Pc	Mittlere Höhe der Profilverläufe des Primärprofils
Psk	Schiefheit des Primärprofils
Pku	Steilheit des Primärprofils
Pk	Kernrautiefe, Höhe des Kernbereichs
Ppk	Reduzierte Spitzenhöhe, mittlere Höhe der über Kernbereich herausragenden Spitzen
Pvk	Reduzierte Riefentiefe, mittlere Tiefe der unter Kernbereich befindlichen Profiltäler

Amplitudenparameter

Von den in Tabelle 7 zusammengefassten Profilparametern sind die Parameter P_p bzw. P_v geometrisch sehr einfach zu bestimmen. P_p ist definiert durch den Abstand der größten Profilspitze sowie P_v durch den Abstand des größten Profiltales zur Mittellinie in einer Einzelmessstrecke. Die Summe aus beiden Parametern ergibt die gemittelte Höhe des Primärprofils P_z [ENIS 10]. Die maximale Höhe des Primärprofils innerhalb einer Einzelmessstrecke P_{max} ist dem Parameter P_z sehr ähnlich, findet jedoch Extreme von einer Spitze bis ins Tal, die horizontal sehr eng beieinander liegen. Abbildung 46 (a) beschreibt diese Profilparameter anhand einer Einzelmessstrecke [ENIS 10]. Oft wird der Parameter P_z auch als arithmetischer Mittelwert aus den maximalen Profilhöhen P_{z_i} ermittelt. Dies entspricht der Definition der ersatzlos zurückgezogenen DIN 4768 [DIN 4 90].

Zur Ermittlung der Gesamthöhe des Profils P_t werden die Absolutbeträge der Höhe der größten Profilspitzen Z_p und der tiefsten Profiltäler, innerhalb der Gesamtmessstrecke, bestehend aus mehreren Einzelmessstrecken, summiert. Da P_z nur auf Einzelmessstrecken bezogen wird, gilt jedenfalls $P_t \geq P_z$.

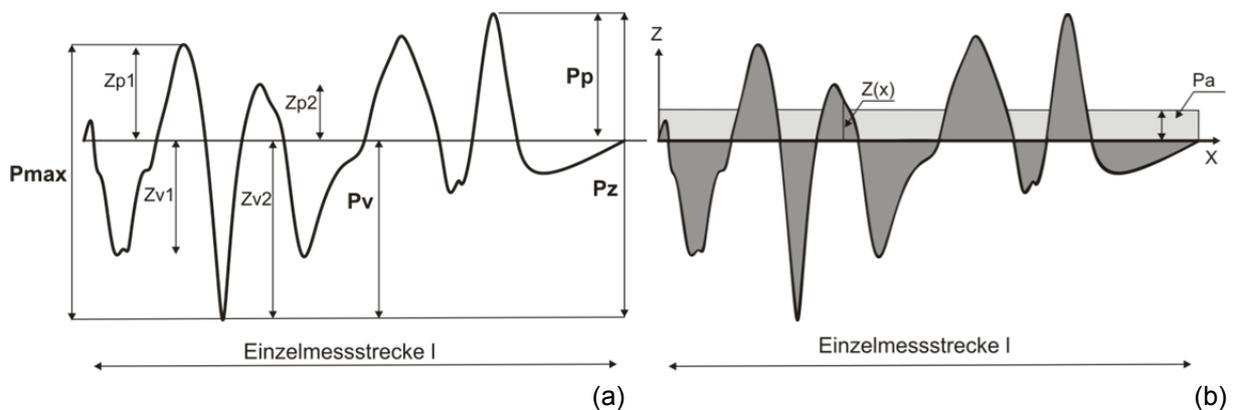


Abbildung 46: Profilparameter P_p , P_v und P_z gemäß [ENIS 10] (a) sowie Ermittlung der mittleren Höhe des Profils P_a aus dem Integral von $Z(x)$ über die Auswertlänge der Einzelmessstrecke l (b) [nach MOMB 06]

Die mittlere Höhe der Profilelemente P_c errechnet sich aus der Summe aller Höhendifferenzen der Profilelemente (m) einer Einzelmessstrecke gemäß Gleichung (27):

$$P_c = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m (Z_{p_i} + Z_{v_i}) \quad (27)$$

Die mittlere Höhe eines Profils P_a bzw. der arithmetische Mittelwert der Profilorordinatenabschnitte gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] ergibt sich aus dem Integral der absoluten Werte des Profils $Z(x)$ gemäß Gleichung (28):

$$P_a = \frac{1}{l} \int_{x=0}^l Z(x) dx \quad (28)$$

Dabei definiert l die Einschätzungslänge zur Bestimmung des Parameters und Z die jeweiligen Ordinatenwerte $Z(x)$ zur Abszisse X . Dieser Wert entspricht gemäß Abbildung 46 (b) der dunkel hinterlegten Fläche der über die Mittellinie hinausragenden Profilspitzenflächen und der unter die Mittellinie ragenden Profiltalflächen geteilt durch die Messstrecke l .

Statistische Parameter

Neben den Amplitudenparametern können die statistischen Parameter P_q , P_{sk} und P_{ku} ermittelt werden. Diese beruhen auf der Amplituden-Verteilungsfunktion, die die Wahrscheinlichkeit angibt, mit der ein Oberflächenprofil eine gewisse Höhe an einer Position hat. Meist wird die Amplituden-Verteilungsfunktion für das Rauheitsprofil R ermittelt, dies ist ebenso für das Primärprofil P und Welligkeitsprofil W möglich.

Die Varianz der Amplituden-Verteilungsfunktion wird durch die quadratische Höhe des Profils Pq bzw. durch den quadratischen Mittelwert der Profilorдынaten gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] in Gleichung (29) angegeben:

$$Pq = \sqrt{\frac{1}{l} \int_{x=0}^l |Z^2(x)| dx} \quad (29)$$

Der Parameter Psk ⁶ definiert die Schiefe eines Profils. Dieser ist ein Maß für die Asymmetrie der Amplituden-Verteilungsfunktion bzw. misst die Schwankung des Profils über seine Mittellinie. Die Schiefe des Profils gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] ist Gleichung (30) zu entnehmen:

$$Psk = \frac{1}{Pq^3} \left(\frac{1}{l} \int_{x=0}^l |Z^3 x| dx \right) \quad (30)$$

Oberflächen mit wenigen hohen Spitzen gemäß Abbildung 47 (a) besitzen eine positive Schiefe bzw. Oberflächen mit einem glatten Plateau und wenigen tiefen Tälern gemäß Abbildung 47 (b) haben eine negative Schiefe. Die Schiefe korreliert mit der Belastungsfähigkeit oder Porosität von Oberflächen. Bei Psk -Werten größer $\pm 1,5$ ist generell davon auszugehen, dass die Oberfläche nicht von einfacher Gestalt ist und Amplitudenparameter wie Pa zur Charakterisierung der Oberfläche ungeeignet sind. Beispielsweise haben die in Abbildung 47 dargestellten Oberflächen denselben Rt -Wert, sind jedoch von ihrer Ausprägung gänzlich verschieden [ALIC 08].

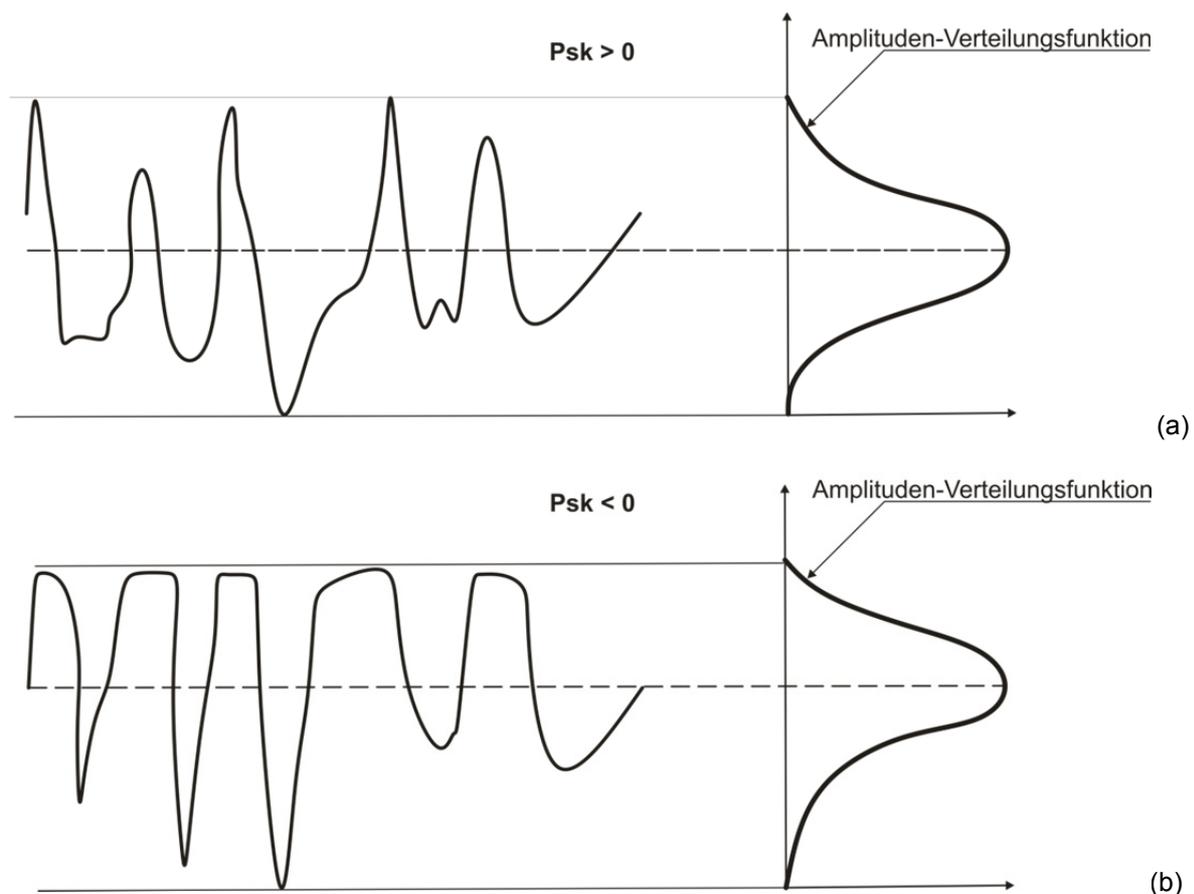


Abbildung 47: Schematische Darstellung eines Oberflächenprofils und der Amplituden-Verteilungsfunktion mit $Psk > 0$ (a) und $Psk < 0$ (b)

⁶ EN ISO 4287 [ENIS 10] definiert für die Schiefe des Profils die Bezeichnung Rsk . Psk und Wsk können in entsprechender Weise am Primär- bzw. Welligkeitsprofil ermittelt werden. Oft wird die Schiefe auch als Sk angegeben.

Als letzter Formparameter der Amplituden-Verteilungsfunktion sei die Steilheit eines Profils oder Kurtosis Pku angeführt. Dieser ebenfalls in EN ISO 4287 [ENIS 10] definierte Parameter gibt über die Gleichförmigkeit der Amplituden-Verteilungsfunktion oder Stacheligkeit des Profils Aufschluss. Die Berechnung dieses Parameters erfolgt gemäß Gleichung (31):

$$Pku = \frac{1}{Pq^4} \left(\frac{1}{l} \int_{x=0}^l |Z^4 x| dx \right) \quad (31)$$

Tragverhältnis Parameter

Wird der Materialanteil des Profils als Summenhäufigkeit der Ordinatenwerte $Z(x)$ innerhalb einer Messstrecke ausgewertet, ist es möglich, die sogenannte Traganteils- oder Abbott-Firestonekurve zu erstellen. Durch diese auch in Abbildung 48 visualisierte Darstellung, können gemäß EN ISO 13565-2 [ENIS 98-1] die Parameter Pk , Ppk und Pvk ermittelt werden. Mathematisch gesehen kann die Traganteilskurve auch als Integral der Amplituden-Verteilungsfunktion gesehen werden.

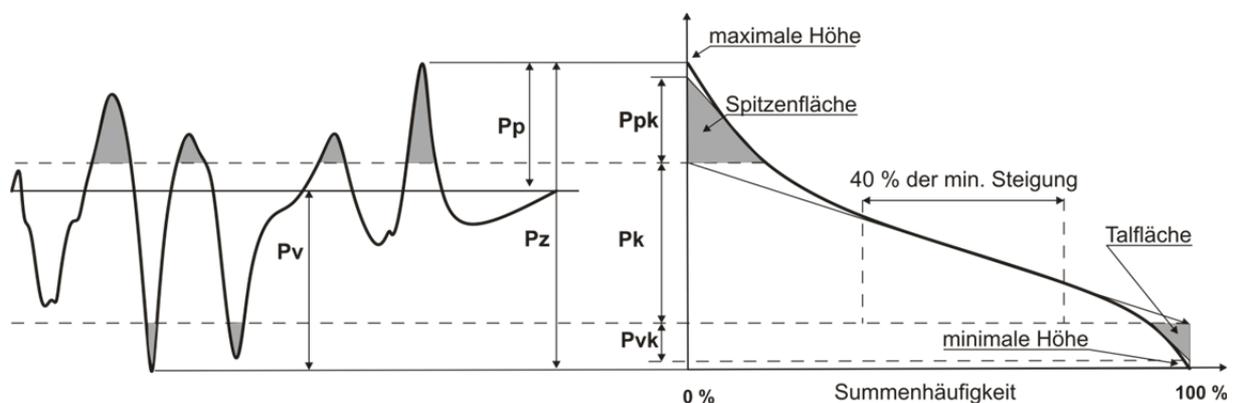


Abbildung 48: Profildarstellung sowie zugehörige Traganteilskurve mit den Parametern Ppk , Pk und Pvk [nach ENIS 98-1, ALIC 08]

Die Ermittlung erfolgt durch Darstellung der Summenhäufigkeit aller Profilerhebungen und Vertiefungen. Zur Ermittlung der Kernrautiefe bzw. der Höhe des Kernbereichs wird gemäß EN ISO 13565-2 [ENIS 98-1] eine Gerade (Bereich 40 Prozent der minimalen Steigung) an die Traganteilskurve angepasst. Durch die Schnittpunkte mit der Vertikalen können die Parameter Kernrautiefe Pk , reduzierte Spitzenhöhe Ppk und reduzierte Riefentiefe Pvk ermittelt werden. Dabei wird die obere Grenze für Ppk durch die gemittelte Höhe der aus dem Kernbereich herausragenden Spitzen sowie die untere Grenze für Pvk durch die gemittelte Tiefe der aus dem Kernbereich herausragenden Riefen bestimmt.

Durch die Traganteils- oder Abbott-Firestonekurve ist es möglich, zwischen rauen Flächen mit wenigen steilen Spitzen bzw. flachen Spitzen oder Flanken mit wenigen Vertiefungen zu unterscheiden. Abbildung 49 zeigt schematisch die Traganteils- oder Abbott-Firestonekurve dieser unterschiedlich ausgebildeten Oberflächentypen.

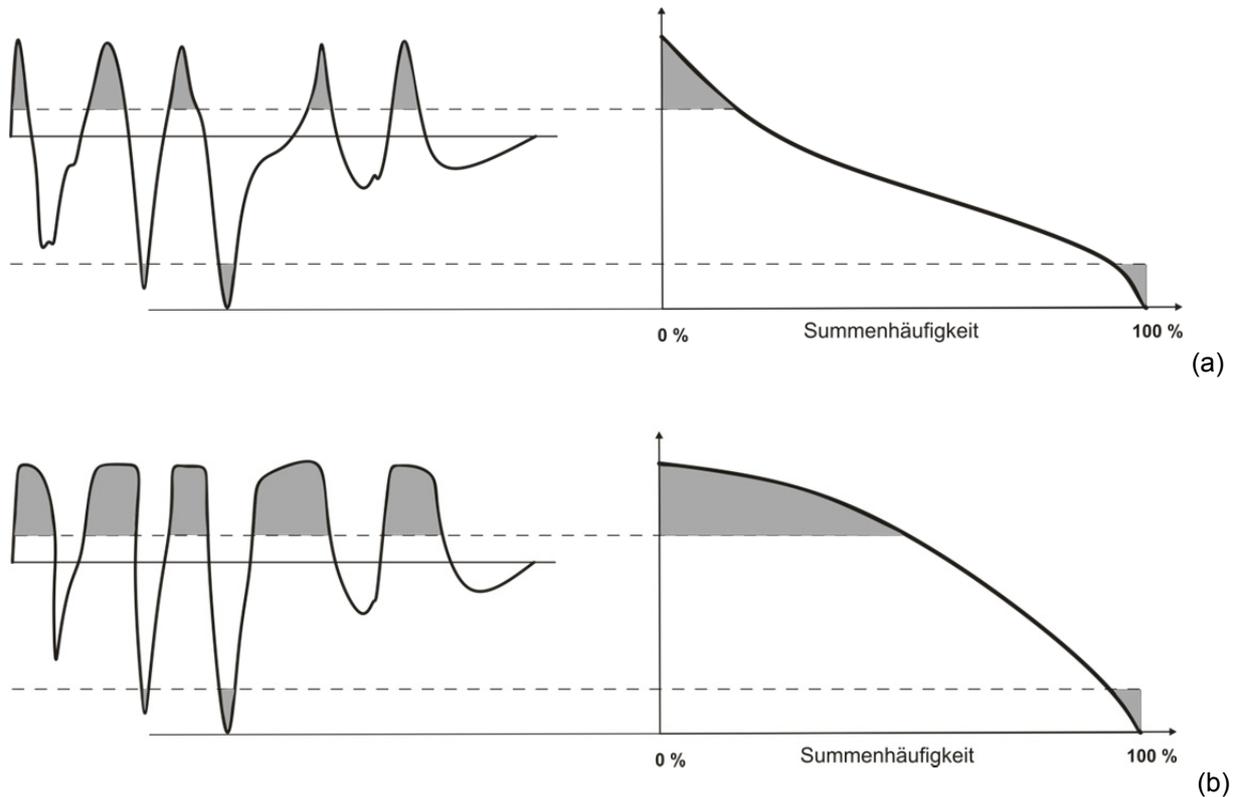


Abbildung 49: Schematische Darstellung der Traganteils- oder Abbott-Firestonekurven von unterschiedlich strukturierten Oberflächen, wenige steile Spitzen (a) und flache Spitzen mit wenigen Tälern (b)

2.4.3.2 Flächenkenngrößen

Aufbauend auf den in Kapitel 2.4.3.1 beschriebenen Profilkenngrößen besteht die Möglichkeit, eine wesentlich bessere Charakterisierung der Oberflächeneigenschaften im Rahmen von flächenhaften Analysen durchzuführen. Datengrundlage ist idealerweise ein dreidimensionales Oberflächenmodell. Diese Oberflächenmodelle basieren in der Regel auf Abtastung der Oberfläche mittels Lasertriangulationsverfahren, Interferometrie oder stereoskopischen Verfahren (vgl. Kapitel 2.4.4). Da die Rauheitsparameter gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] auf dem Tastschnittverfahren basieren, können diese nicht ohne Adaption auf die mit interferometrischen oder stereoskopischen Messverfahren ermittelten digitalen Oberflächenmodelle übertragen werden [MOMB 06].

Um dieses Problem zu lösen, werden beispielsweise bei der Auswertung von stereoskopisch aufgenommenen Oberflächenmodellen von der Software MeX [ALIC 08] Flächenkenngrößen durch eine hohe Anzahl von über die Oberfläche gelegten Längs- und Querprofilen bestimmt. Dadurch können Flächenparameter, die auf jenen der Profilanalyse gemäß Kapitel 2.4.3.1 basieren, sowohl für das Primärprofil P als auch für das Rauheitsprofil R und das Welligkeitsprofil W bestimmt werden. Abbildung 50 (a) zeigt einen zur Bestimmung der Flächenkenngrößen (Flächenanalyse) mit der Software MeX [ALIC 08] herangezogenen Bildausschnitt mit den Abmessungen von etwa 2 x 2 cm einer hochdruckwassergestrahlten Betonoberfläche. In Abbildung 50 (b) sind darüber hinaus die Höhenschichtenlinien des gleichen Bildausschnitts, die auf dem dreidimensionalen Oberflächenmodell basieren, visualisiert.

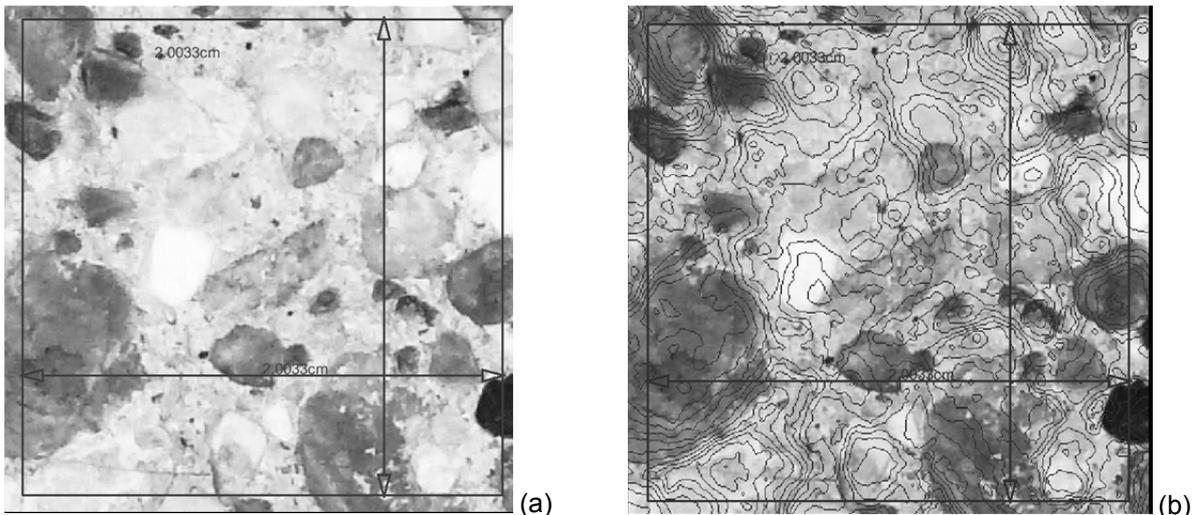


Abbildung 50: Darstellung eines etwa 2 x 2 cm großen Bildausschnitts für die flächenhafte Erfassung der Oberflächenparameter (a) sowie gleicher Ausschnitt mit errechneten Höhen-schichtenlinien (b)

Analog zu den Profilkenngrößen können für die jeweils definierten Flächen, die davon abgeleiteten Parameter der Flächenanalyse gemäß Tabelle 8 ermittelt werden. Grundlage für diese Zusammenstellung sind die von der Software MeX [ALIC 08] generierten Parameter.

Tabelle 8: Abgeleitete Parameter der Flächenanalyse [ALIC 08]

Parameter	Beschreibung
Sa	Arithmetischer Mittelwert der Profildordinaten
Sq	Quadratischer Mittelwert der Profildordinaten
Sp	Höhe des größten Oberflächenpunktes
Sv	Tiefe des niedrigsten Oberflächenpunktes
Sz	Maximale Höhe der Fläche
S10z	Mittlerer Spitzenwert aus den zehn größten Spitzen
Ssk	Schiefe des Profils
Sku	Kurtosis des Profils
Sk	Kernrautiefe, Höhe des Kernbereichs
Spk	Reduzierte Spitzenhöhe, mittlere Höhe der herausragenden Spitzen über dem Kernb.
Svk	Reduzierte Riefentiefe, mittlere Tiefe der Profiltäler unterhalb des Kernbereichs
Smr1	Materialanteil, Anteil der Oberfläche, der aus den Spitzen über dem Kernb. besteht
Smr2	Materialanteil, Anteil der Oberfläche, der die Last trägt
Sdr	Mehranteil der wahren Fläche zur projizierten Fläche

Die Parameter Sa und Sq werden analog zu Pa und Pq oft zur Beschreibung der Oberflächenrauheit herangezogen, liefern jedoch häufig keine zufriedenstellenden Aussagen über die tatsächliche Oberflächenstruktur. Der Sp-Wert bringt lediglich Informationen über den höchsten Spitzenwert in Relation zur Referenzebene und ist daher von einem einzelnen Messergebnis abhängig. Wesentlich verlässlichere Aussagen enthält der Parameter Spk, da zu dessen Ermittlung die mittlere Höhe der herausragenden Spitzen herangezogen wird. Analog dazu sind für die Profiltäler die Oberflächenkennwerte Sv und Svk zu verstehen. Aus der Summe der Parameter Sp und Sv ergibt sich der ebenfalls nicht robuste Kennwert Sz. Verlässliche Aussagen über die Oberflächenstruktur liefert der S10z-Wert, welcher den Mittelwert der zehn größten Spitzenhöhen wiedergibt. Darüber hinaus existieren auf Basis des sehr einfachen Parameters Sq weitere statistische Parameter der Amplituden-Verteilungsfunktion. Der Kennwert Ssk oder Schiefe, beschreibt anhand des dreidimensionalen Oberflächenmodells ob mehr Werte unterhalb oder oberhalb des Nullniveaus liegen bzw. der Wert Sku oder Kurtosis gibt an, wie gleichförmig die Profilunregelmäßigkeiten ausgebildet sind. Der Parameter Sdr drückt den Mehranteil der wahren Fläche zur projizierten Fläche in Prozent aus [ALIC 08]. Eine genaue Zusammenstellung der auf gleicher mathematischer Basis beruhenden Profilparameter wurde bereits in Kapitel 2.4.3.1 gegeben.

Kurz sei noch die Traganteilkurve bei der flächenhaften Analyse betrachtet, da es hier möglich ist, Aussagen über die Verteilung von Material- und Leervolumen einer Oberfläche zu treffen. Generell werden analog zur Ermittlung der Profilparameter die Kennwerte S_k , S_{pk} und S_{vk} bestimmt. Der Parameter S_{mr1} gibt, an wie viel Material aus den Spitzen über dem Kern besteht und S_{mr2} wie viel Material „die Last trägt“. Daher ergibt $100\text{ Prozent} - S_{mr2}$ den Anteil der Talflächen unter dem Kernbereich [ALIC 08]. Diese Oberflächenparameter sind in Abbildung 51 zusammengestellt.

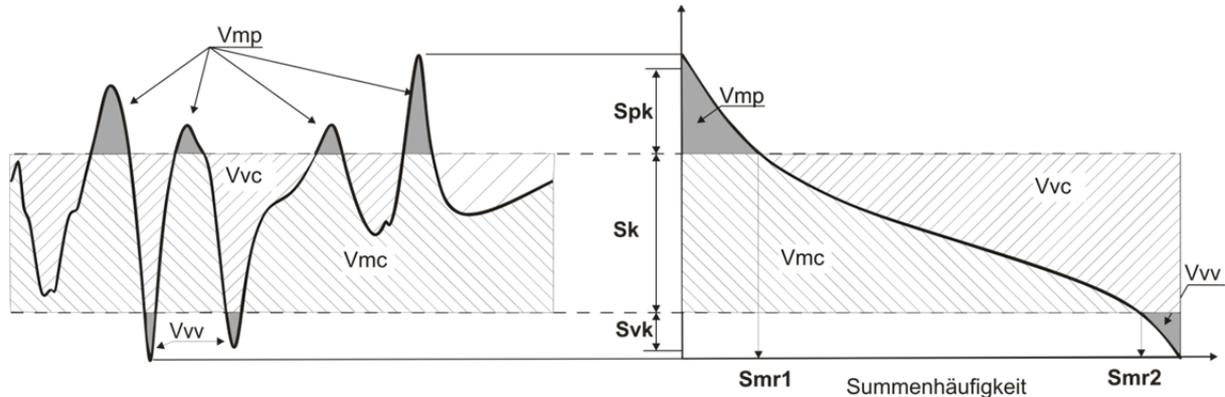


Abbildung 51: Darstellung eines fiktiven Profils und zugehörige Traganteilkurve mit den Parametern S_k , S_{pk} , S_{vk} , S_{mr1} und S_{mr2} sowie V_{mp} , V_{vc} , V_{mc} und V_{vv} [nach ALIC 08]

Da bei der Flächenanalyse nicht nur ein Profil, wie in Abbildung 51 schematisch dargestellt, sondern die gesamte Bauteiloberfläche durch ein engmaschiges Netz an Längs- und Querprofilen abgetastet wird, kann aufgrund der Traganteilkurve auf das Material- bzw. Leervolumen geschlossen werden. Die in Tabelle 9 zusammengestellten Parameter V_{mp} und V_{mc} repräsentieren das Materialvolumen der obersten Spitzen bzw. des Kernbereichs sowie V_{vc} und V_{vv} das Leervolumen des Kernbereichs bzw. der Täler. Diese Parameter geben jeweils das Volumen einer definierten Analysenfläche an.

Tabelle 9: Parameter der Traglastflächenkurve [ALIC 08]

Parameter	Beschreibung
V_{mp}	Materialvolumen der obersten Spitzen der Oberfläche
V_{mc}	Materialvolumen des Kernbereichs der Oberfläche
V_{vc}	Leervolumen des Kernbereichs der Oberfläche
V_{vv}	Leervolumen der Täler der Oberfläche

Die Volumenparameter der Flächenanalyse eignen sich ebenfalls sehr gut, eine Oberflächenstruktur mit wenigen steilen Spitzen sowie eine mit flachen Spitzen und wenigen Tälern gemäß Abbildung 49 zu charakterisieren. Abbildung 49 (a) würde einen niedrigen Wert für V_{vc} und einen hohen Wert für V_{mc} ergeben, bei Abbildung 49 (b) wäre es genau umgekehrt.

2.4.3.3 Volumenanalyse

Wird bei der Analyse von Oberflächen ein digitales Oberflächenmodell (DOM) erstellt, besteht die Möglichkeit echte Volumen Kenngrößen ausgewählter Bildausschnitte zu bestimmen. Das Problem dabei ist generell, dass es sich bei den Messergebnissen nicht um Volumina sondern um Oberflächen handelt, daher ist es unabdingbar Begrenzungsebenen zu definieren. Die einfachste Methode ist, die Referenz oder Schnittebene dafür heranzuziehen und das Volumen zwischen der Oberfläche und dieser zu bestimmen. Die Software MeX [ALIC 08] erlaubt darüber hinaus noch das Volumen zwischen einer fiktiven Seifenhaut oder im Modus oben und unten deckend zu errechnen. Abbildung 52 (a) zeigt das digitale Oberflächenmodell (DOM) einer strukturierten Betonoberfläche sowie Abbildung 52 (b) den selben Bildausschnitt mit der als Netz sichtbar gemachten Schnittebene.

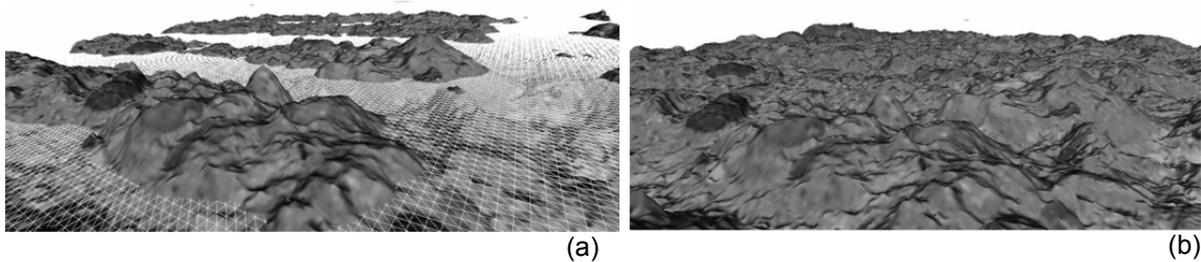


Abbildung 52: Digitales Oberflächenmodell einer strukturierten Betonoberfläche (a) sowie mit eingefügter Schnittebene (b)

Mit Hilfe des dreidimensionalen Oberflächenmodells können Bauteile ansprechend dargestellt werden. Als Parameter zur Oberflächencharakterisierung liefert dieser Auswertemodus Volumina V über und unter definierten Ebenen sowie die zugehörige projizierte Fläche A_p . Bei der Wahl einer entsprechenden Begrenzungsebene (Seifenfilm, oben deckend) zur Berechnung der Volumina besteht daher die Möglichkeit, die Rauheit R_t gemäß Gleichung (32) zu errechnen:

$$R_t = \frac{V}{A_p} \quad (32)$$

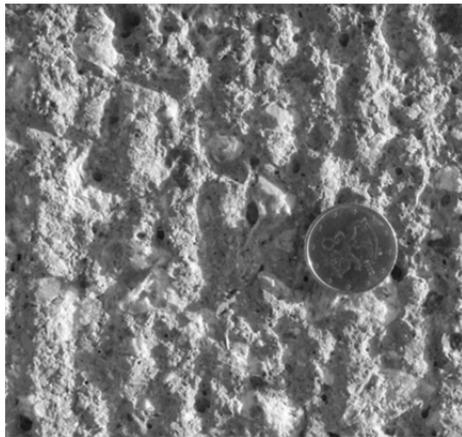
Für die Volumenanalyse existieren bis dato keine entsprechenden Prüfvorschriften die es erlauben, einheitliche Aussagen über die Oberflächentextur zu treffen.

2.4.4 Methoden zur Charakterisierung von Oberflächen

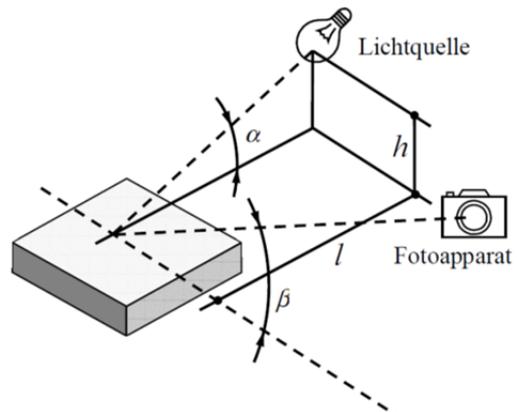
Die Charakterisierung von Oberflächen kann generell mit Hilfe unterschiedlicher Messverfahren erfolgen. Bei der Auswahl der Methode ist zu beachten, welche Informationen erforderlich sind, da sich die unterschiedlichen Messverfahren sehr stark sowohl in ihrer Genauigkeit als auch im Messaufwand unterscheiden. Oft ist die direkte Vergleichbarkeit der einzelnen, angewandten Verfahren nicht immer möglich, da unterschiedliche Parameter gemessen werden. Gerade wenn komplexere, wissenschaftliche Methoden zur Charakterisierung von Oberflächeneigenschaften herangezogen werden, ist oft die Rückführbarkeit auf einfache Methoden, wie das Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71], sehr wichtig. Im Folgenden sind die wesentlichen Verfahren, die sich zur Erfassung der Rauheit von Bauteiloberflächen eignen und auch bereits zur Erfassung der Textur von Betonoberflächen herangezogen wurden, erläutert. Weitere Verfahren, die sich beispielsweise zur mikroskopischen Abbildung von Oberflächen eignen, können beispielsweise aus A. Momber und R.-R. Schulz [MOMB 06] bzw. R. Reinecke [REIN 02] entnommen werden. Im Folgenden wurde der Fokus auf die Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren sowie auf stereoskopische Verfahren gelegt, da die Oberflächencharakterisierung im Rahmen dieser Arbeit mit diesen Methoden erfolgte.

2.4.4.1 Fotografische Dokumentation

Das einfachste Verfahren zur Darstellung von Oberflächencharakteristika ist die fotografische Dokumentation der Oberflächenstruktur. Meist wird hierzu zur Dokumentation ein Foto mit Blickwinkel senkrecht zur analysierenden Oberfläche erstellt. Um Aussagen über die Größe des Bildausschnitts treffen zu können ist es wichtig, dass ein Objekt mit bekannter Größe auf dem Bildausschnitt abgebildet wird. Dadurch ist es möglich unterschiedliche Oberflächenstrukturen rein optisch anhand einer unterschiedlichen Oberflächenstruktur zu vergleichen. Weiters ist es wesentlich, dass die Lichtquelle, egal ob die Aufnahmen auf der Baustelle oder im Labor erstellt werden, immer von gleicher Art sowie deren Anordnung (Höhe und Abstand zum Objekt) immer gleich sind. Hierzu beschreiben J. Mainz und K. Zilch [MAIN 02] eine spezielle Methode zum Aufnehmen von vergleichbaren Bildern. Dabei werden sowohl Winkel und Abstand der Lichtquelle als auch der Winkel zum Objektiv festgelegt. Abbildung 53 (a) zeigt eine fotografische Aufnahme einer gefrästen Betonoberfläche mit einer Münze zur Festlegung der Bildausschnittsgröße. Eine schematische Darstellung der von J. Mainz und K. Zilch [MAIN 02] sowie auch von R. Reinecke [REIN 02] angewandten fotografischen Dokumentation mit definierter Lichtquelle ist Abbildung 53 (b) zu entnehmen.



(a)



(b)

Abbildung 53: Aufnahme einer Oberflächenstruktur (a) sowie Vorschlag zur Beleuchtungsanordnung für die photographische Dokumentation (b) [REIN 02]

2.4.4.2 Sandflächenverfahren

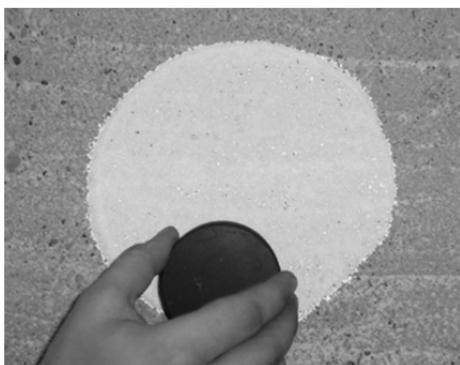
Das erste und heute gebräuchlichste Verfahren zur direkten Bestimmung der Oberflächenbeschaffenheit wurde von N. Kaufmann [KAUF 71] publiziert. Diese Methode wurde ursprünglich entwickelt, um die Rauheit bzw. Griffigkeit von Fahrbahnoberflächen zu untersuchen. Mit Hilfe dieses Bestimmungsverfahrens werden die Strukturzwischenräume mit einer feinkörnigen Substanz (meist Sand oder Glasperlen) aufgefüllt. Aufgrund von Zusammenhängen zwischen Oberflächenbeschaffenheit und Volumen des verwendeten Sandes kann auf die Rauheit geschlossen werden.

Zur Prüfung der Rautiefe mittels Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann wird eine definierte Menge (V) eines feinen Stoffes (Normensand, Glasperlen) auf eine trockene, saubere Oberfläche kegelförmig aufgeschüttet und mit einer runden Scheibe durch Drehbewegungen verteilt. Durch die ohne Druck durchgeführte Verteilung soll eine möglichst kreisförmige Fläche entstehen, deren Durchmesser (d) durch mehrmaliges Messen und Mittelwertbildung erfasst wird. Die Rautiefe (R_t) wird gemäß Gleichung (33) als Höhe des gedachten zylindrischen Körpers mit dem so gemessenen Kreisdurchmesser d und dem Volumen des aufgetragenen Stoffs V [KAUF 71] definiert.

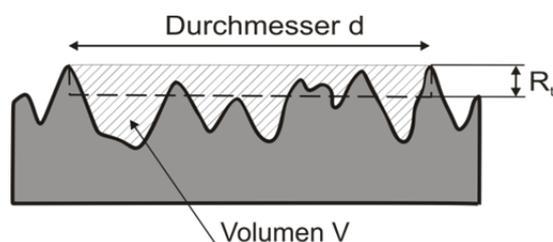
Die Rautiefe R_t errechnet sich somit mit der in Gleichung (33) angegebenen Formel:

$$R_t = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot d^2} \quad (33)$$

Abbildung 54 (a) zeigt die Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann an einer rauen Betonoberfläche. Die Rautiefe definiert die Höhe eines gedachten zylindrischen Körpers mit dem Durchmesser d und dem Sandvolumen V gemäß Abbildung 54 (b).



(a)



(b)

Abbildung 54: Bestimmung der Rautiefe (a) sowie Darstellung der mittleren Rautiefe R_t an einer strukturierten Oberfläche (b)

Dieses einfach anzuwendende Verfahren zur Bestimmung der Rautiefe wird mittlerweile für viele Anwendungsbereiche eingesetzt. Beispiele hierfür sind die Bestimmung der Oberflächenrauheit von Betonoberflächen vor Aufbringen von Abdichtungssystemen oder die Überprüfung einer geforderten Oberflächenrauheit vor dem Aufbringen von Verstärkungsbetonen. Die für den jeweiligen Anwendungsbereich genau definierten Versuchskonfigurationen bzw. das zu verwendende feinkörnige Material sind den jeweiligen Regelwerken zu entnehmen [EN13 01, EN17 00, ZTVS 90].

EN 13036-1 [EN13 01] dient zur Ermittlung der Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen mit Hilfe des Sandflächenverfahrens. Zur Prüfung der Oberflächenrauheit zum Schutz und für die Instandsetzung von Betontragwerken ist EN 1766 [EN17 00] heranzuziehen. Bei diesem Prüfverfahren wird mit einem Messzylinder mit einem Gesamtvolumen von 25 ± 1 ml Quarzsand mit einer Korngröße von 0,05 mm bis 0,10 mm aufgebracht und mit einer Holzscheibe mit aufgeklebter Hartgummi-scheibe (Durchmesser 65 ± 5 mm) verteilt. Aufgrund des an drei Stellen gemessenen Durchmessers kann die mittlere Rautiefe gemäß Gleichung (33) ermittelt werden. Da bei einer größeren Rautiefe dieses Verfahren nicht sinnvoll anwendbar ist, kann gemäß ZTV-SIB 90 [ZTVS 90] das Volumen des Sandes in Abhängigkeit eines mindestens erforderlichen Durchmessers von 25 bis 50 ml gewählt werden.

Die Sandflächenmethode ist sicher eine einfache und schnelle Methode zur Abschätzung der Rautiefe R_t von Oberflächen, wenngleich das beschriebene Verfahren in der Regel nur auf annähernd horizontale Flächen angewandt werden kann. Aufgrund der Körnigkeit des Sandes eignet sich dieses Verfahren besonders für Rautiefen zwischen 0,25 und 5 mm [MOMB 06]. Ist die Rautiefenbestimmung an vertikalen oder schwach geneigten Flächen erforderlich, kann diese alternativ mit einer definierten Menge eines an der Oberfläche haftenden Materials (z.B. Zementmörtel) bestimmt werden [BLOC 98]. Ein Problem stellt die relativ hohe Streuung bei der Messung der Oberflächenrauheit mit diesem Messverfahren dar, da das Ergebnis stark von der ausführenden Person abhängig ist [REIN 02, MOMB 06].

2.4.4.3 Tastschnitt- bzw. Taststiftverfahren

Eine weitere Möglichkeit zur Ermittlung von Oberflächenprofilen besteht mit Hilfe des sogenannten Tastschnitt- bzw. Taststiftverfahrens. Dieses mechanische Verfahren erzeugt ein Abbild der Oberflächentextur entlang eines Profils, mit einem auf einer biegsamen Messzunge befestigten harten Tastfühler (Diamant oder Hartmetall). Dadurch kann, während die Tastspitze über die Oberfläche gezogen wird, die Verformung der Messzunge induktiv oder über Widerstandsänderung sehr genau erfasst werden. Zur Auswertung des erstellten Oberflächenprofils werden die in Kapitel 2.4.3.1 beschriebenen Profilkenngrößen gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] herangezogen.

Um Messungen mittels Tastschnitt- bzw. Taststiftverfahren durchführen zu können, sind zur Führung der Tastspitzen Kufensysteme üblich, um nur Relativbewegungen zwischen Taststift und Kufe zu erfassen. Bei dieser Methode haben die Abmessungen der Tastspitze sowie die Geschwindigkeit des Nadelantriebes einen entscheidenden Einfluss auf die Genauigkeit dieses Messsystems [REIN 02, MOMB 06]. Das Problem liegt darin, dass sehr dünne Spitzen meist nur eine diskontinuierliche Messung erlauben, da diese aufgrund ihrer Schlankheit sonst brechen würden. F. Daschner und H. Kupfer [DASC 86] beschreibt eine mögliche Messeinrichtung zur Bestimmung der Fugenrauheit gemäß Abbildung 55. Die Messung der Oberflächenrauheit erfolgt, indem der Messwagen mit dem Taststift über die zu prüfende Oberfläche gezogen wird und dabei der horizontale Weg des Messwagens und der vertikale Weg der Tastspitze kontinuierlich aufgezeichnet werden.

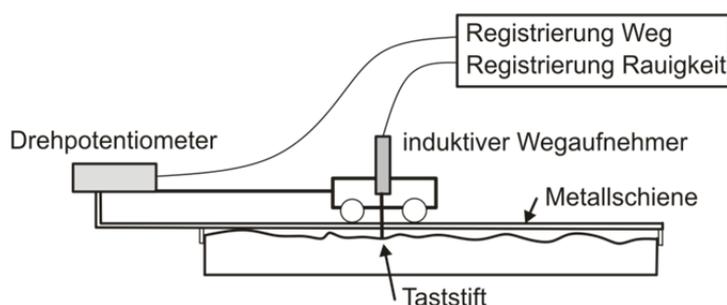


Abbildung 55: Schematische Darstellung eines Tastschnittgeräts [nach DASC 86]

R. Reinecke [REIN 02] beschreibt, dass die Profilmessung mit einer in Anlehnung an F. Daschner und H. Kupfer [DASC 86] gefertigten Messvorrichtung nur bei Oberflächen mit nicht zu großer Rauheit durchgeführt werden kann, da stark strukturierte Oberflächen zu einer Verhakung des Taststiftes mit der Oberfläche führen. Eine Weitermessung ist nur durch Anhebung des Messwagens möglich, dies ist jedoch immer mit einem Messfehler verbunden. Eine großflächige Erfassung der Oberflächenrauheit scheint mit dieser mechanischen Methode generell sehr aufwendig.

2.4.4.4 Optische Laser-Messmethoden

Eine mittlerweile weit verbreitete und auch robuste Messmethode zur Erfassung von Oberflächeneigenschaften stellt die optische Triangulation mittels Laserdiode dar. Mit Hilfe dieses Verfahrens kann der Abstand zwischen einer Laserdiode und einer Objektfläche erfasst, und durch Bewegung des Lasers Höhenprofile unterschiedlicher Punkte mit großer Genauigkeit aufgenommen werden. Dieses Verfahren beruht darauf, dass ein fokussierter Laserstrahl auf das Objekt gerichtet, und je nach Oberflächenbeschaffenheit diffus reflektiert wird. Ein Teil dieses Lichtes gelangt auf einen lichtempfindlichen Empfänger oder Detektor. Je nach genauer Position des Lichtpunktes am Detektor kann mit Hilfe des Triangulationsprinzips auf den Abstand zwischen Oberfläche und Sensor geschlossen werden [MOMB 06]. Abbildung 56 zeigt das generelle Messprinzip der Lasertriangulation mit Sende- bzw. Empfangseinheit und Messobjektsoberfläche.

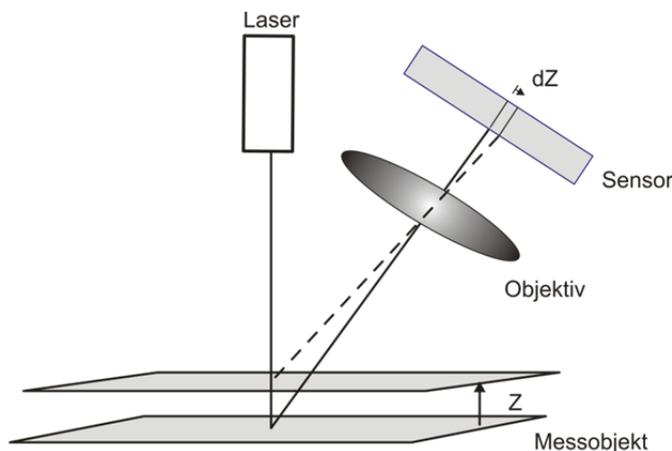


Abbildung 56: Messprinzip der Lasertriangulation [nach MOMB 06, BAUE 08]

Bei der Durchführung von Messungen mittels Lasertriangulation ist generell zu beachten, dass die Reflexion diffus erfolgen soll. Bei sehr glatten oder nassen Oberflächen ist dies nicht immer gewährleistet und kann zu einer Verfälschung der Messergebnisse führen. Darüber hinaus muss der Lichtstrahl direkt auf die zu untersuchende Oberfläche auftreffen und darf nicht durch steile oder überhängende Flanken abgelenkt werden. Dies ist durch einen möglichst spitzen Winkel zwischen Lichtquelle und Detektor zu verhindern, da sonst tiefe Texturen nicht mehr korrekt erfasst werden können (vgl. Kapitel 2.4.4.5). Alternativ zu dem in Abbildung 56 zusammengestellten Messprinzip werden zur Vermeidung der Schattenwirkung auch Messsysteme mit Doppeloptik links und rechts des Lasers angewandt [MOMB 06].

Als ähnliche berührungslose optische Messverfahren werden das Streulicht-Oberflächenrauheitsmessverfahren sowie das Laser-Autofokus-Tastermessverfahren angeführt [REIN 02, MOMB 06]. Bei ersterem werden keine genauen Formen der Oberfläche, sondern einzelne Parameter wie die Oberflächenrauheit (z.B. R_q) gewonnen, da diese mit Hilfe von Auswertalgorithmen aus einem Interferenz- oder Specklemuster des von der Oberfläche reflektierten Lichtes errechnet werden. Der Laser-Autofokus-Taster beruht auf dem mechanischen Tastschnittverfahren, wobei die Taster Spitze durch einen Laserstrahl ersetzt wird. Eine Erfassung des Höhenprofils einer Oberfläche ist dadurch möglich, indem der reflektierte Laserstrahl mit Hilfe einer beweglichen Linse so fokussiert wird, dass Photodioden gleichmäßig beleuchtet werden. Aufgrund der Lage der Linse ist es möglich, das Höhenprofil der abgetasteten Oberflächen sehr genau elektronisch zu erfassen [REIN 02].

Bei einem Vergleich der drei angeführten Verfahren schließt R. Reinecke [REIN 02], dass aufgrund der ermittelten Informationen die Lasertriangulation das wahrscheinlich praktikabelste und unkomplizierteste optische Verfahren darstellt.

2.4.4.5 Stereoskopische Verfahren

Unter Stereoskopie wird generell die Wiedergabe von Bildern mit einem räumlichen Eindruck, der physikalisch nicht vorhanden ist, verstanden. Dieses Prinzip beruht darauf, dass Menschen aufgrund ihrer zwei nebeneinander angeordneten Augen die Umgebung aus zwei leicht versetzten Blickwinkeln betrachten. Durch Verarbeitung dieser Information ist es möglich, den betrachteten Objekten eine Entfernung zuzuordnen und so ein räumliches Bild zu erzeugen. Mathematisch wurde dieser Effekt im Rahmen der Photogrammetrie nutzbar gemacht, um bei der Fernerkundung der Erdoberfläche aus zwei Messbildern eine räumliche Darstellung zu generieren und so die räumliche Gestalt bzw. die Koordinaten jedes Punktes darstellen zu können [KRAU 04, BAUE 08].

Diese Analysemethode eignet sich nicht nur zur Erfassung der Erdoberfläche sondern ebenso zur Beschreibung von räumlichen Gegenständen oder Oberflächen. Mit Hilfe von adäquaten, fotografischen Aufnahmen können eine Fülle von Informationen über die Objekte gesammelt werden, wobei es nicht notwendig ist, das zu untersuchende Gebilde zu berühren oder strukturiert zu beleuchten. Mit diesem Verfahren können auf Basis von in unterschiedlichen Winkeln aufgenommenen Bildern dreidimensionale Oberflächenmodelle generiert werden. Typische Anwendungsgebiete der photogrammetrischen Erfassung liegen in der technischen oder kulturhistorischen Architektur, der technischen Dokumentation sowie in der Qualitätskontrolle und Fertigungstechnik [BAUE 08].

Von der herkömmlichen Fotografie unterscheidet sich die Photogrammetrie dadurch, dass den jeweiligen Aufnahmen zusätzliche Informationen über Abbildungseigenschaften und Maßzusammenhänge zugeordnet werden müssen. Für eine richtige Auswertung hat jedenfalls der Abstand des Projektionszentrums von der Bildebene und der Einfallswinkel des Lichtstrahls bekannt zu sein. Bei hochpräzisen Aufnahmen kann es ebenfalls erforderlich sein, eine Korrektur von Verzerrungen aufgrund der eingesetzten Optik der Kamera vorzunehmen. Generell geht die traditionelle Photogrammetrie von einer ebenen Bildprojektion aus und wurde daher auf Basis eines rechtwinkligen Koordinatensystems entwickelt. Eine universellere Beschreibung von dreidimensionalen Objekten ist nur mit einem sphärischen Koordinatensystem möglich [BAUE 08].

Die stereoskopische Bildaufnahme stellt einen Sonderfall der Mehrbildaufnahme dar. Dieses Messverfahren arbeitet generell mit zwei unterschiedlichen Bildern mit fester Basis und vorzugsweise parallelem Verlauf der optischen Achse von linker und rechter Kamera [BAUE 08]. Im Gegensatz dazu wurde von der Firma Alicona ein Softwarepaket MeX [ALIC 08] entwickelt, welches mit zwei stereoskopischen, digitalen Bildern bzw. Fotografien, die in einem euzentrisch⁷ verkippten Winkel aufgenommen wurden, ein digitales Oberflächenmodell (DOM) erzeugen kann. In Abbildung 57 sind die Standardkonfiguration [WITT 11] sowie die gewählte Messkonfiguration auf Basis der Software MeX [ALIC 08] zur Erzeugung des Oberflächenmodells visualisiert.

⁷ Euzentrisches Verkippen ist ein Begriff aus der Mikroskopie bzw. Elektronenmikroskopie und bedeutet, dass der Bildmittelpunkt auf der zu verkippenden Oberfläche ein Fixpunkt sein muss. Dies bedeutet, dass die Kippachse möglichst auf der Oberfläche des Bildes sein soll.

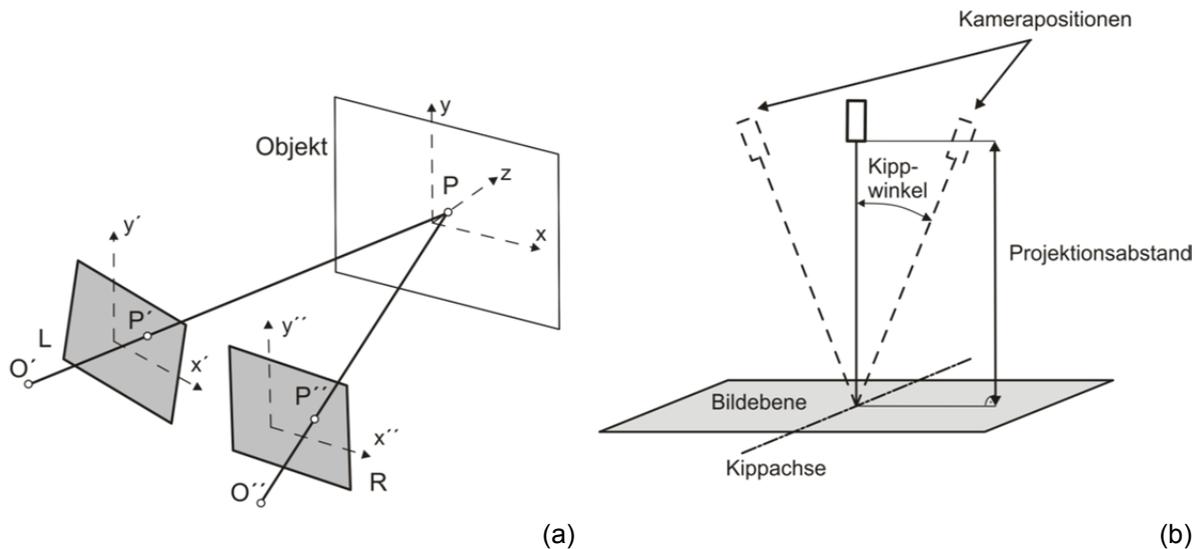


Abbildung 57: Messkonfiguration zur Erzeugung eines stereoskopischen Bildpaares, Standardkonfiguration (a) [nach WITT 11] sowie gewählte Messkonfiguration mit Kippachse in der Bildebene (b) [nach ALIC 08]

Die dreidimensionale Punktbestimmung basiert auf der Triangulation. Hierzu werden, wie in Abbildung 57 (a) dargestellt, zwei Aufnahmen L und R von in einem definierten Abstand vom Objekt liegenden Positionen mit den Projektionszentren O' und O'' erstellt. Der definierte Punkt P auf dem Objekt kann auf den Aufnahmen als Punkt P' und P'' identifiziert werden. Bei bekannter Orientierung der Bilder (Abstand zueinander und zum Objekt bzw. Öffnungswinkel) können auf Basis der gemessenen Bildkoordinaten (x', y' bzw. x'', y'') die entsprechenden Bildstrahlen (O', P' bzw. O'', P'') rekonstruiert werden. Mit Vorwärtseinschneiden können damit die entsprechenden Koordinaten (x, y, z) des Punktes P ermittelt werden [BAUE 08, WITT 11].

Das im Rahmen der Untersuchungen angewandte und in Abbildung 57 (b) dargestellte Verfahren wurde ursprünglich zur Erstellung von stereoskopischen Rasterelektronenmikroskopbildern entwickelt. Grundlage dieser dreidimensionalen Oberflächenrekonstruktion sind Aufnahmen von zwei um etwa 5 bis 15° verkippten Bildern. Auf Basis dieser Aufnahmen werden von der Software MeX [ALIC 08] zwei korrespondierende Punkte auf den Bildern festgelegt und mit Hilfe der geometrischen Zusammenhänge der Optik die dreidimensionalen Koordinaten aller Oberflächenpunkte ermittelt [DANZ 06].

Adaptionen zur Untersuchung von Oberflächen von Baustoffen bzw. Bruchflächen mit diesem Verfahren wurden beispielweise von C. Manhart und H. Harmuth [MANH 06] bzw. H. P. Possler [POSS 09] durchgeführt. Dabei wurde anstatt, nicht wie bei der Rasterelektronenmikroskopie üblich, die Probe sondern die Kamera um die feststehende Probe geschwenkt. Durch diese Modifikation ist es möglich, nicht nur kleine Proben im Labormaßstab sondern auch große Flächen in situ (z.B. gefräste Betonoberflächen oder Straßenoberflächen) zu erfassen. Abbildung 57 (b) zeigt schematisch dieses Messprinzip mit starrer Bildebene und schwenkbarer Kameraposition. Datengrundlage zur Ermittlung des digitalen Oberflächenmodells sind zwei um einen definierten Winkel um die Koordinatenachse verkippte Bilder sowie die Kenntnis des Projektionsabstands und des exakten Kippwinkels [ALIC 08, DANZ 06].

Generell wird für die Ermittlung der Koordinaten von Objektpunkten mittels Vorwärtseinschneiden für eine hohe Genauigkeit ein Winkel von 90° angestrebt. Das Problem bei stereoskopischen Aufnahmen liegt hierbei, dass es in Abhängigkeit der Strukturierung der Oberflächen zu einer Verdeckung einzelner Bildbereiche kommen kann. Um dies zu vermeiden, muss ein kleiner Winkel zwischen den Aufnahmerichtungen gewählt werden, wodurch die Punktbestimmung ungenauer wird [WITT 11]. Daher ist es bei stereoskopischen Aufnahmen das Ziel, einen möglichst guten Kompromiss zwischen Schnittgeometrie und Verdeckungsgrad zu finden. Durch diese geometrische Randbedingung bei der Rekonstruktion von stereoskopischen Bildpaaren können steile Flanken oder Hinterschnidungen oft nicht wahrheitsgetreu dargestellt werden. Treten solche Fälle auf, wird beispielsweise von der Software MeX [ALIC 08] zwischen definierten Punkten linear interpoliert. In Abbildung 58 (a) ist das Rekonstruktionsresultat bei sehr steilen oder hinterschnittenen Flanken visualisiert.

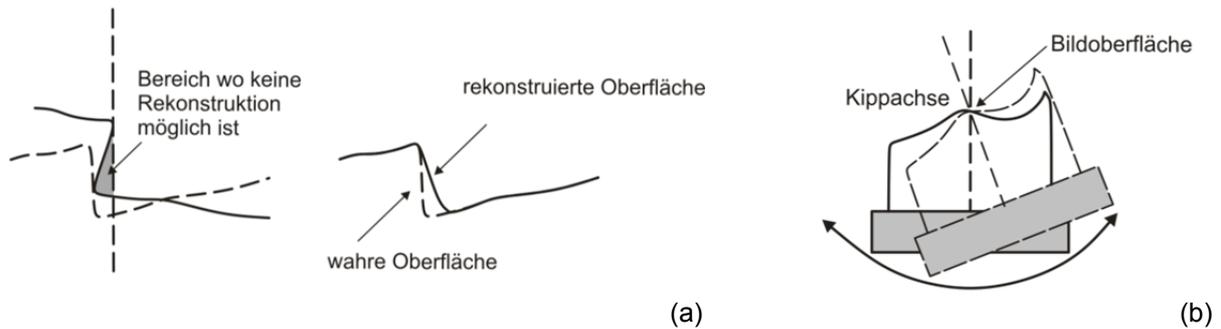


Abbildung 58: Rekonstruktionsergebnis bei sehr steilen oder hinterschnittenen Flanken (a) sowie zur Rekonstruktion erforderliche euzentrische Verkippung in der Mitte der Bildoberfläche (b) [nach ALIC 08]

Die dreidimensionale Visualisierung gemäß der Software MeX [ALIC 08] erfolgte durch die Aufnahme von zwei um wenige Grad verkippte, fotografische Aufnahmen. Diese beiden erstellten stereoskopischen Bilder dienen als Basis für die eigentliche Rekonstruktion des digitalen Oberflächenmodells (DOM). Die Auswertelgorithmen der Software erkennen für einzelne Bildpunkte auf der Probenoberfläche die jeweils korrespondierenden Bildpunkte in den beiden Stereobildern. Mit Hilfe dieser Information können die XYZ-Koordinaten jedes einzelnen Punktes der Probe berechnet werden, sodass eine vollständige dreidimensionale Rekonstruktion des betrachteten Probeausschnitts entsteht. Abbildung 59 zeigt den verwendeten Messrahmen, der es erlaubt, mit einer Digitalkamera zwei um wenige Grad verkippte Aufnahmen zu erstellen.

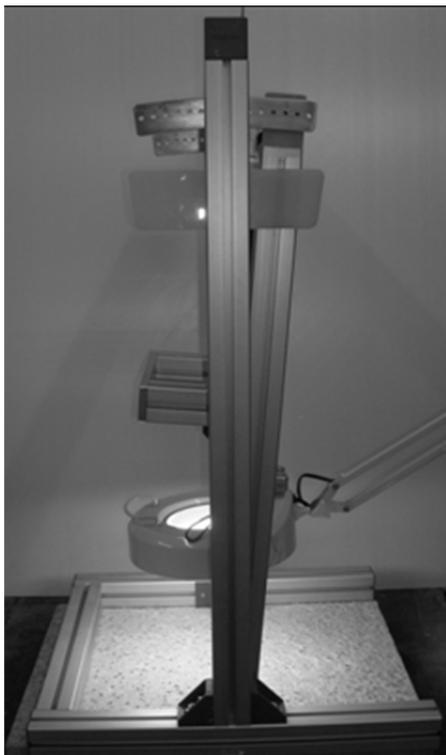


Abbildung 59: Versuchskonfiguration zur Bestimmung von Oberflächenparametern mit dem stereoskopischen Verfahren

Um eine möglichst euzentrische Verkippung zu gewährleisten, ist der Drehpunkt für die Fixierung der Kamera zur Aufnahme der Bilder sehr tief, nahe der zu analysierenden Oberfläche, gewählt. Ein wesentliches Kriterium ist die optimale Ausleuchtung der Probe. Eine gleichmäßige, ausreichend helle Beleuchtung ist generell durch Tageslicht bei Sonnenschein im Freien gewährleistet. Bei Untersuchungen mit nicht ausreichenden Lichtverhältnissen kann eine Schattenbildung, beispielsweise durch einseitige Belichtung, die Rekonstruktionsergebnisse negativ beeinflussen. Um dem vorzubeugen, hat sich eine ringförmige Beleuchtung, wie in Abbildung 59 mit Hilfe einer Lupenleuchte zu sehen,

bewährt. Dabei werden die digitalen Aufnahmen jeweils durch die kreisförmige Öffnung der Lupenleuchte fotografiert.

Der Kippwinkel der Kamera soll, je nach Höhenstruktur der Oberfläche, etwa ein Grad für stark strukturierte und bis zu sieben Grad für relativ glatte Oberflächen betragen. Generell wird die Speicherung von verlustarmen Dateiformaten (.tiff, .bmp, .png) gegenüber den meist gebräuchlichen Typen (.jpeg) der Vorzug gegeben, da nur hier verlustfreie Bildinformationen vorliegen [ALIC 08]. Neben den Angaben über den Kippwinkel und dem Projektionsabstand ist ebenso noch die Größe des Bildausschnitts von Interesse, damit eine maßrichtige Rekonstruktion erfolgen kann. Hierbei kann bei Aufnahmen ein Gegenstand mit bekannter Größe (z.B. Maßband, Millimeterpapier) auf dem Bildausschnitt abgebildet werden.

Zum Zeitpunkt der Erstellung der Software lag keine ISO-Norm zur Anwendung von auf optischer Basis beruhender Messgeräte vor. EN 4287 [ENIS 10] liefert lediglich Informationen über die geometrische Produktspezifikation von mit dem mechanischen Tastschnittverfahren analysierten Oberflächen. Diese Norm beinhaltet jedoch nur Parameter, die auf Basis einer Profilanalyse erfasst werden können. Dennoch sind, um diese Norm anzuwenden, die Parameter der Linien- und Flächenanalyse auf diese Norm zurückzuführen. Die Auswertung der Oberflächenmodelle mit der Software MeX erfolgt auf Basis einer Fülle von Normen und Publikationen, die sich mit Profilanalyse bzw. flächenhafter Analyse beschäftigen. Genauere Informationen darüber sind dem Handbuch der Software MeX zu entnehmen [ALIC 08].

Im Anschluss wird beispielhaft die Erstellung und Auswertung einer dreidimensionalen, hochdruckwassergestrahlten Betonoberfläche illustriert. Als erster Schritt werden die beiden Stereobilder so überlagert und soweit verschoben bis die Oberflächenstruktur im mittleren Bildbereich in Kippachsennähe scharf erscheint. Abbildung 60 (a) und (b) zeigen das für die Erstellung eines dreidimensionalen Oberflächenmodells (DOM) erforderliche Stereobildpaar. Nach Eingabe des Kippwinkels, der horizontalen Messpunktgröße und des Projektionsabstandes erfolgt die Berechnung des Oberflächenmodells. Dieser Prozess ist sehr rechenintensiv und benötigt für die Erstellung eines DOMs etwa 15 bis 30 Minuten. Abbildung 60 (c) zeigt das aus dem Stereobild erstellte digitale Oberflächenmodell.

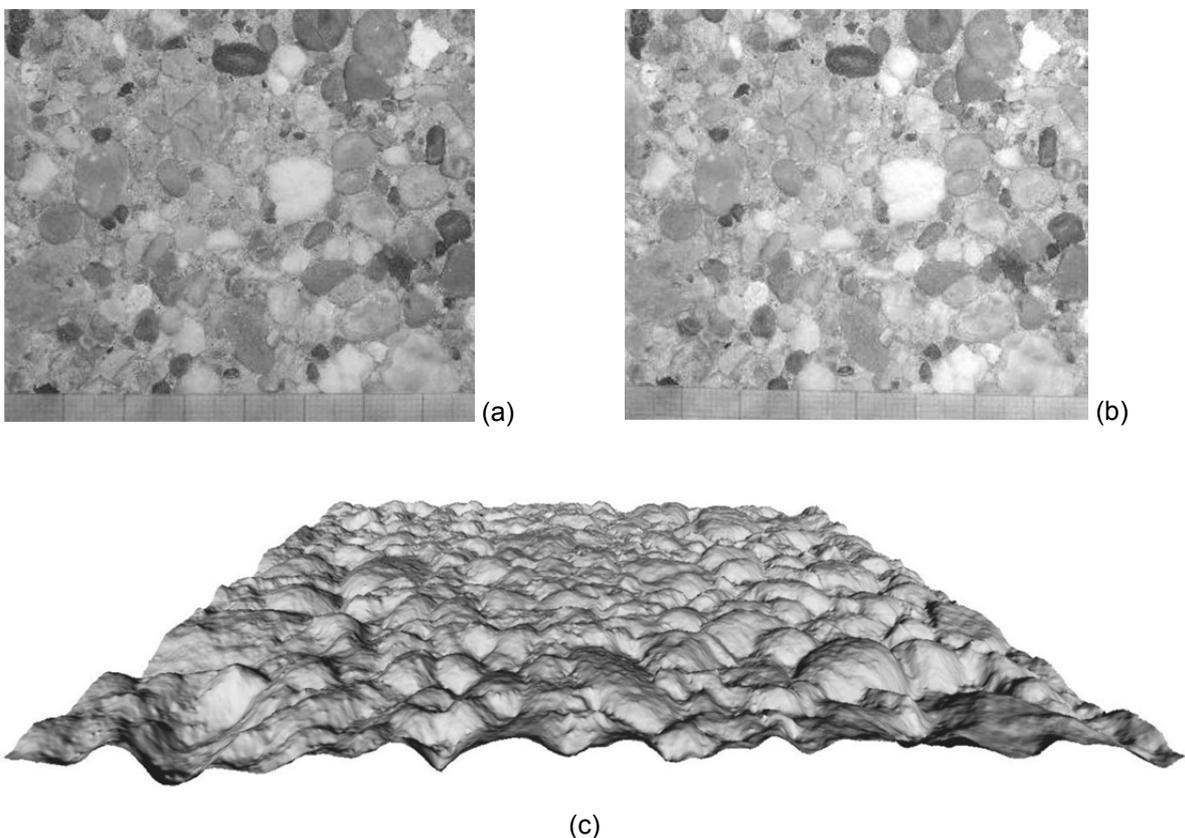
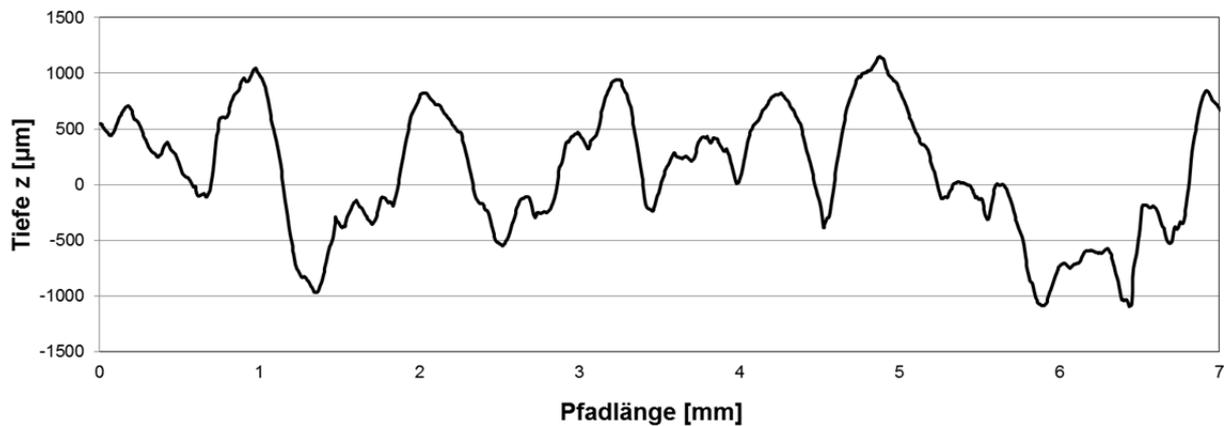
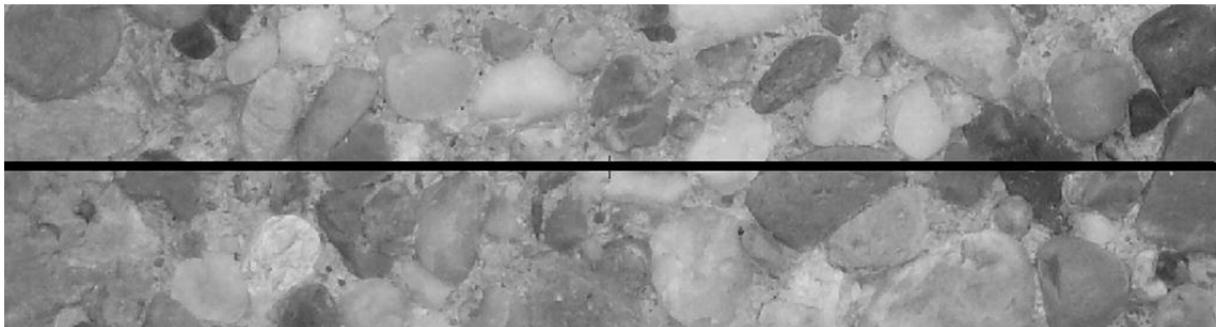


Abbildung 60: Stereobildpaar einer hochdruckwassergestrahlten Oberfläche, Bildbreite 8 cm (a) und (b) sowie perspektivische Darstellung des digitalen Oberflächenmodells des gleichen Bildausschnitts (c)

Das in Abbildung 60 gezeigte Oberflächenmodell bildet die Basis für die weiteren Analysen von Profilen, Flächen oder Volumina. Bei der Profilanalyse gemäß EN ISO 4287 [ENIS 10] wird auf der Oberfläche entlang einer Linie ein Oberflächenprofil erstellt, anhand dessen die Profilkenngrößen gemäß Kapitel 2.4.3.1 ermittelt werden können. Analog dazu werden auf Grundlage eines fein über die Oberfläche verteilten Netzes an Einzelprofilen, die Parameter zur Beschreibung der Oberflächeneigenschaften der Flächenanalyse berechnet. Für die Volumenanalyse existieren derzeit keine normativen Grundlagen aber es besteht die Option, Material und Leervolumen auf Basis unterschiedlicher Referenzebenen zu ermitteln. Abbildung 61 zeigt ein Oberflächenprofil einer hochdruckwassergestrahlten Oberfläche sowie den zugehörigen Bildausschnitt des dreidimensionalen Oberflächenmodells.



(a)



(b)

Abbildung 61: Oberflächenprofil der hochdruckwassergestrahlten Oberfläche (a) mit zugehörigem Bildausschnitt der Länge von 4 mm (b)

2.5. Verbundeigenschaften von Beton-Verbundkonstruktionen

2.5.1 Einleitung und Begriffe

Die Anwendung von Verbundkonstruktionen gewinnt nicht nur im Bauwesen sondern auch bei Betonkonstruktionen zunehmend an Bedeutung, da an Bauteile ständig höhere und auch unterschiedliche Anforderungen gestellt werden. Dieser Problemstellung wird oft damit begegnet, dass Schichten mit unterschiedlichen Eigenschaften zu einem Bauteil zusammengefügt werden. Dies ist jedoch nicht immer in einem Arbeitsschritt möglich, sondern kann baupraktisch oft erst dann erfolgen, wenn eine Schicht aus Beton bereits erhärtet ist. Der Fokus in dieser Arbeit wird auf Verbundbauteile gelegt, die bei Infrastrukturbauwerken wie Brücken oder Tunnel auftreten.

Bei Brücken tritt oft die Problemstellung auf, dass durch steigende Belastung Verstärkungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich sind. Dabei wird durch Auf- oder Anbetonieren an bestehende Konstruktionen die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit oder das Ermüdungsverhalten auf neue Anforderungen angehoben [IVAN 94]. Ein weiteres breiteres Anwendungsgebiet von Beton-Verbundkonstruktionen stellen Instandsetzungsmaßnahmen an Infrastrukturbauten dar. Diese Form der Erneuerung wird dann angewendet, wenn die Oberflächeneigenschaften (z.B. von Tunnelinnenschalen) nicht mehr den Anforderungen entsprechen. Dabei wird der alte, teils geschädigte Beton abgetragen und eine neue Schicht (z.B. aus Spritzbeton oder Instandsetzungsmörtel) auf den Untergrund appliziert. Abschließend sei noch die Verbundproblematik der Abdichtungssysteme auf Brücken angesprochen. Gerade diese Zwischenschichten und deren Verbundverhalten mit der restlichen Konstruktion stellen erhebliche Schwachstellen in der Gesamtkonstruktion dar und führen daher zu teuren Instandsetzungsmaßnahmen.

Bei Verbundkonstruktionen im Bauwesen mit zumindest einer zementgebundenen Schicht besteht die Herausforderung darin, dass auf einen, meist schon über Jahre bestehenden Untergrundbeton, eine weitere Schicht appliziert wird. Die beiden Werkstoffe müssen dauerhaft eine kraftschlüssige Verbindung eingehen und statischen, dynamischen Belastungen sowie den Umwelteinwirkungen dauerhaft standhalten. Bevor genauer auf den Wirkungsmechanismus des Verbundverhaltens in der Kontaktzone zwischen zumindest einer Schicht aus zementgebundenen Betonwerkstoffen und einer weiteren meist mineralischen Werkstoffschicht eingegangen wird, werden im Folgenden die Wirkungsmechanismen des Tragverhaltens von Verbundkonstruktionen im Bauwesen dargelegt.

2.5.2 Mechanismen des Tragverhaltens von Verbundkonstruktionen

Die Beschreibung des prinzipiellen Tragverhaltens von Beton-Verbundbaustoffen erfolgt meist anhand des wichtigsten Einsatzgebietes, der Verstärkung von Brückentragwerken. Bei dieser Ertüchtigungsmöglichkeit wird auf ein bereits oft seit Jahrzehnten bestehendes Tragwerk eine weitere meist relativ dünne Schicht aus Verstärkungsbeton aufgebracht. Solche Verstärkungsmaßnahmen können vor allem dann erforderlich sein, wenn durch alte Tragwerke die höheren Achslasten nicht mehr aufgenommen werden können, es zu zusätzlichen Belastungen zufolge Lärmschutzwänden oder Rückhaltesystemen kommt, oder eine Veränderung des Fahrbahnquerschnitts mit eventueller Tragwerksverbreiterung erforderlich ist [BRAN 06, MACH 07-2]. Als weitere Anwendungsgebiete von Verbundkonstruktionen aus zwei Schichten Beton, die in dieser Arbeit jedoch nicht näher behandelt werden, können Verstärkung von Stützen und das Vorsetzen einer Innenschale in Tunnelbauwerken erwähnt werden. Weitere Informationen hierzu sind beispielsweise W. Seim [SEIM 07] zu entnehmen.

Die Verstärkung von Betonkonstruktionen ist eine anspruchsvolle Aufgabe, bei der die einzelnen Arbeitsschritte sehr sorgsam ausgeführt werden müssen. Eine bewährte Methode der Verstärkung von Betonbrücken besteht darin, dass auf das entsprechend vorbehandelte Rohtragwerk eine in der Regel bewehrte Platte betoniert wird. Das Tragverhalten der entstehenden Verbundkonstruktion hängt, neben den Materialeigenschaften des bestehenden Tragwerks und der Aufbetonschicht, entscheidend von der Ausbildung der Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton ab. Je nach Beschaffenheit der Verbundfuge und deren Möglichkeit der Übertragung von Schubspannungen, kann grundsätzlich zwischen starrem und verschieblichem Verbund unterschieden werden. Bei einem theoretisch völlig starrem Verbund treten keine Relativverschiebungen zwischen den Einzelquerschnitten auf und die Verbundkonstruktion wirkt als monolithischer Bauteil. Im Gegensatz dazu wirken bei einem verschieblichen oder teilweise nachgiebigen Verbund die beiden Querschnittsteile nicht vollständig zusammen [EMPE 09].

In Abbildung 62 sind diese beiden Verbundarten bzw. deren Wirkung bei auftretender Belastung zusammengestellt.

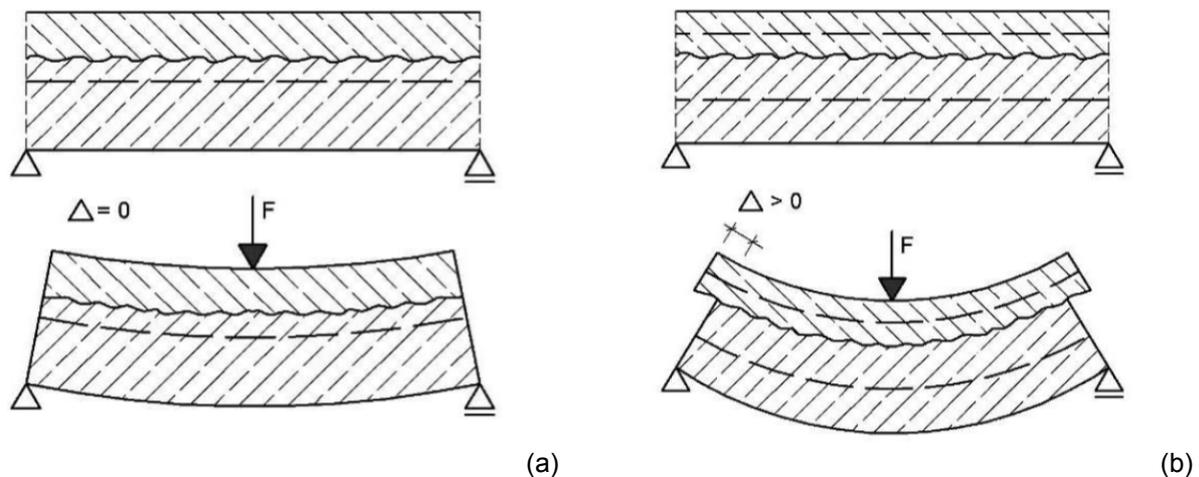


Abbildung 62: Starrer (a) sowie verschieblicher Verbund (b) [EMPE 09]

Der vollkommen starre Verbund stellt den Idealfall für eine Tragwerksverstärkung dar. Aufgrund des zeitlich versetzten Einbringens von Tragwerks- und Aufbeton sind innere Zwangskräfte (z.B. zufolge Schwinden) unvermeidbar. Bei einem nicht vollständigen Zusammenwirken der Querschnittsteile führen die in der Fuge auftretenden Spannungen zu einer Entfestigung des Haftverbundes und zu einer Rissöffnung bzw. Rissuferverschiebung zwischen den einzelnen Bauteilen [EMPE 09]. Zur Bemessung von diesen Verbundfugen wird allgemein von vollständig starrem Verbund ausgegangen. Eingehende Untersuchungen zum Tragverhalten dieser Konstruktionen können beispielsweise aus K. Kernbichler et. al. [KERN 06], N. Randl et. al. [RAND 08] sowie H. Hartl und J. Feix [HART 11] entnommen werden. Eine aktuelle Zusammenstellung für die Bemessung und Anforderungen an die Schubfuge findet sich in RVS 15.02.34 [RVS1 11].

2.5.3 Kraftübertragung in Kontaktzonen

Das Schubtragverhalten einer Verbundfuge setzt sich grundsätzlich aus den Komponenten Adhäsion, Reibung sowie bei Vorhandensein einer Verbundbewehrung aus einer Dübel- oder Klemmwirkung zusammen. Diese drei Komponenten des Schubtragverhaltens wirken jedoch nicht bereits zu Beginn der Belastung, sondern werden, nacheinander, erst mit zunehmender Laststeigerung, aktiviert. Unter Adhäsion oder Haftverbund versteht man die chemische und physikalische Verbindung zwischen den Bestandteilen des Korngefüges, also jene Anteile des Schubwiderstandes, die ohne Einwirkung von äußeren Normalspannungen durch atomare und zwischenmolekulare Anziehungskräfte bzw. zufolge Verbindung kristalliner Zementstrukturen übertragen werden können [EMPE 09]. Werden diese Adhäsionsspannungen überwunden, kommt es zum Entstehen von Rissen im Interface und durch die weiter wirkende Scherkraft zu einer Rissuferverschiebung. Dadurch kann Gleitreibung zwischen den Rissufern aktiviert werden. Diese coulombschen Reibungskräfte oder Widerstand der relativen Bewegung der sich berührenden Körper sind einerseits von den Unebenheiten der Oberfläche und andererseits von der senkrecht auf die Verbundfuge wirkenden Normalkraft abhängig [ACKE 92, RAND 08]. Eine ausreichend hohe Normalkraft wird entweder durch eine äußere Last oder durch Klemmwirkung der Bewehrung sichergestellt. Durch eine vorhandene Bewehrung oder Verdübelung kann ein Verschieben der Fugenoberfläche durch die Dübel-, bzw. Klemm- oder Schrägzugwirkung verhindert werden [EMPE 09]. Abbildung 63 zeigt die Traganteile der Schubtragfähigkeit einer Verbundfuge, bestehend aus Adhäsion, Reibung sowie Verbundbewehrung.

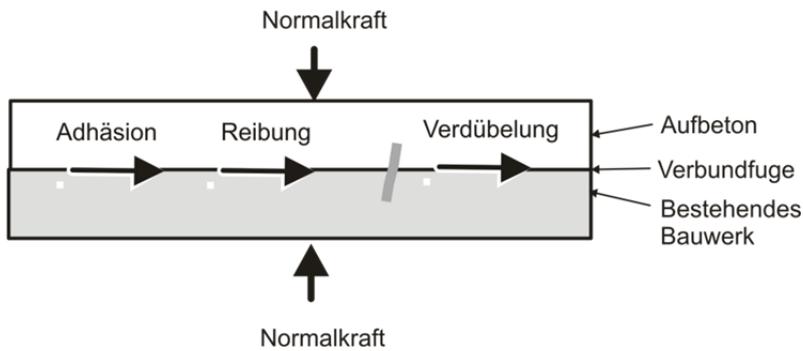


Abbildung 63: Kraftübertragung in der Verbundfuge [nach EMPE 09]

In Abbildung 64 sind die Schubspannungs-Verschiebungsbeziehungen einer unbewehrten Fuge mit rauher Oberfläche und einer bewehrten Fuge mit glatter und mit rauher Oberfläche dargestellt. Auf Basis dieser Schubversuche konnte N. Randl [RAND 97] zeigen, dass das Vorhandensein einer Bewehrung oder Verdübelung bei großer Verschiebung schlagartiges, sprödes Versagen verhindern kann.

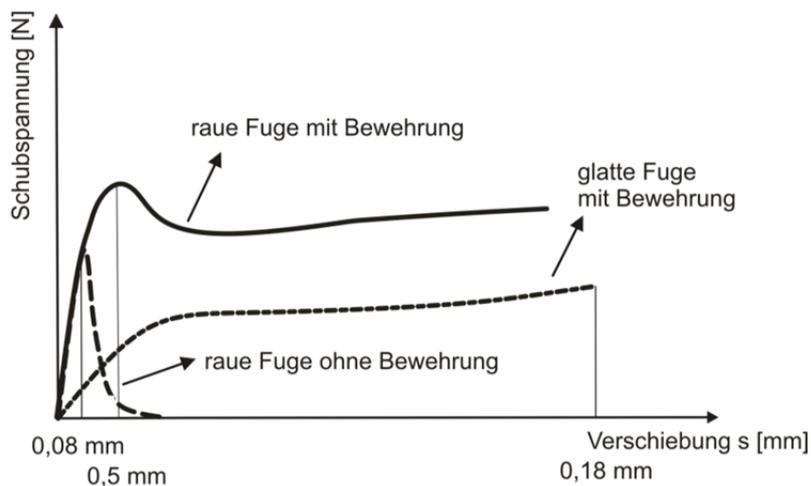


Abbildung 64: Schematische Darstellung der Schubspannungs-Verschiebungsbeziehung für Probekörper mit und ohne Verbundbewehrung [nach RAND 97]

Die in Abbildung 63 bzw. Abbildung 64 beschriebenen Schubspannungsanteile τ ergeben sich gemäß Gleichung (34) [ACKE 92]:

$$\tau = \tau_A + \tau_R + \tau_B \quad (34)$$

In Gleichung (34) repräsentiert τ_A die Schubspannung zufolge Adhäsion, τ_R die Schubspannung zufolge Reibung und τ_B den Schubspannungsanteil durch die Verbundwirkung der Bewehrung. Diese Anteile der Kraftübertragung in Kontaktzonen sind im Folgenden einzeln beschrieben.

2.5.3.1 Adhäsion

Der Haftverbund zufolge Adhäsion resultiert aus chemischen und physikalischen Bindungskräften zwischen den angrenzenden Schichten. Diese Bindung wird von physikalischen Kräften während des Hydratationsvorgangs von Zement maßgeblich beeinflusst. Der Anteil der Adhäsion ist vollkommen unabhängig von einer vorhandenen Bewehrung und wirkt nur, so lange kleine gegenseitige Verschiebungen in der Verbundfuge auftreten. Bei weiterer zunehmender Belastung und einer daraus resultierenden Verschiebung sinken die Adhäsionskräfte sprunghaft ab [RAUP 08, ACKE 92]. In Abbildung 65 sind die Einflussfaktoren der Adhäsionskraft sowie die typische Schubspannungs-Verschiebungsbeziehung, verursacht durch Adhäsionskräfte, gezeigt.

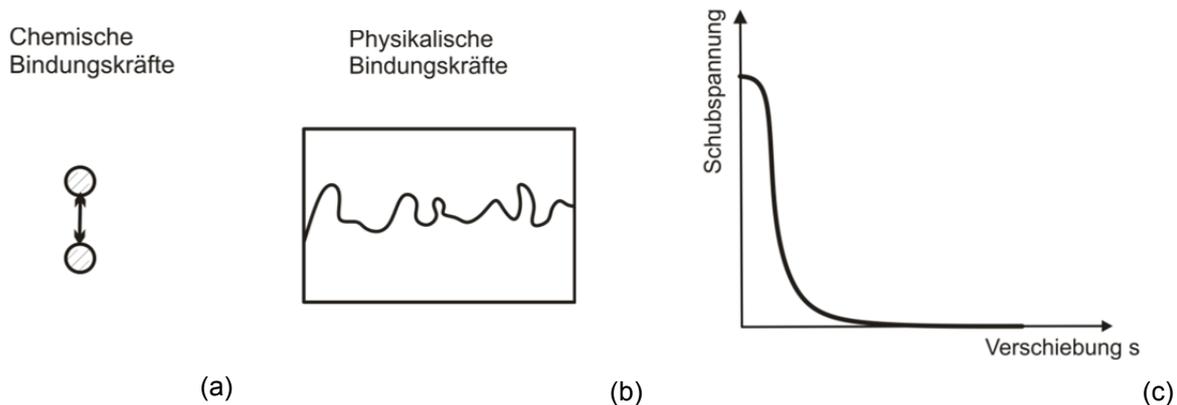


Abbildung 65: Einflussfaktoren der Adhäsionskraft (a) und (b) sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Adhäsion in der Verbundfuge [nach ACKE 92]

Durch den Zusammenhang zwischen Schubspannung und Verschiebung definieren G. Ackermann und M. Burkhardt [ACKE 92] folgende Grenzbereiche der Verschiebung s für die Art des Verbundes:

Starrer Verbund	$0 \text{ mm} \leq s \leq 0,02 \text{ mm}$
Quasi starrer Verbund	$0,02 \text{ mm} \leq s \leq 0,05 \text{ mm}$
Verschieblicher Verbund	$0,05 \text{ mm} \leq s$

Aufgrund der obigen Zusammenstellung, können Adhäsionskräfte in vollem Umfang nur bis zu einer Verschiebung von 0,02 mm und reduziert bis zu einer Verschiebung von etwa 0,05 mm wirken. Die Größe des Schubspannungsanteils zufolge Adhäsion τ_A kann mit 0,07 der mittleren Zugfestigkeit für glatte Oberflächen und mit bis zu 0,28 der mittleren Zugfestigkeit für entsprechend vorbereitete Oberflächen angenommen werden [ACKE 85, FIB 82].

Chemische Bindungen entstehen zwischen den einzelnen Bestandteilen des Betons durch interatomare oder intramolekulare Kräfte. Grundsätzlich kann zwischen ionischer, metallischer und kovalenter Bindung unterschieden werden. Die chemische Bindung von zwei Werkstoffen ist in großem Maß vom Abstand der Teilchen abhängig. Neben den chemischen Bindungskräften können noch Wasserstoffbrückenbindungen sowie die Van-der-Waals-Kräfte zur Adhäsion zwischen zwei Werkstoffen beitragen. Bei der Wasserstoffbrückenbindung gehört ein Wasserstoffmolekül durch eine kovalente Bindung zwei Wasserstoffatomen (Dipolmoleküle) an, wodurch der Schmelz- und Siedepunkt angehoben wird. Diese durch elektrostatische Anziehungskräfte an festen Oberflächen anhaftenden Wassermoleküle werden durch ihre Bindung von Salzhydraten auch als Kristallwasser bezeichnet [HOLL 95, KNOB 95, RAUP 08].

Die Van-der-Waals-Kräfte sind weitere molekulare Kräfte, die sich wesentlich auf die Adhäsion auswirken. Diese basieren auf lokalen Schwankungen der Ladungsdichte in der Elektronenhülle. Die Antreffwahrscheinlichkeit der Elektronen in einem Molekül oder Atom ist nicht konstant und dadurch entstehen vorübergehende induzierte Dipole, die eine schwache elektrostatische Anziehungskraft besitzen. Da sich Nachbarmoleküle ebenfalls ausrichten, ist die Gesamtenergie des Systems am geringsten. Die zufolge dieser Orientierung entstehende elektromagnetische Anziehungskraft wird als Van-der-Waals-Kraft bezeichnet. Diese Kraft ist wesentlich vom Abstand der Teilchen bzw. von der spezifischen Teilchenoberfläche abhängig [KNOB 95, REIN 02]. Untersuchungen in der Biomechanik konnten klar zeigen, dass die Größe der Kontaktfläche für die Ausprägung der Van-der-Waals-Kraft von wesentlicher Bedeutung ist. So konnte K. Autumn et. al. [AUTU 02] nachweisen, dass die Haftwirkung der Setae von Geckos (Härchen an deren Füßen) materialunabhängig und ohne kapillare Effekte rein auf Basis der Van-der-Waals-Kräfte gegeben ist.

Die vorgestellten theoretischen Adhäsionskräfte können je nach Bindungsart erfasst werden. So liefert M. H. Fiebrich [FIEB 94] eine Zusammenstellung der unterschiedlichen Bindungsarten mit der zugehörigen Bindungsenergie bzw. der theoretischen Zugfestigkeit. Die Kovalenzbindung weist mit etwa 17500 N/mm² die größte theoretische Zugfestigkeit auf, gefolgt von der Metallbindung mit etwa 5000 N/mm², der Wasserstoffbrückenbindung mit etwa 500 N/mm² und der Ionenbindung mit etwa

30 N/mm². Diese beschriebenen Größenordnungen basieren rein auf theoretischen Überlegungen, die in der Praxis nie vorkommen, da sich nie alle Moleküle in einer Grenzschicht berühren können.

Physikalische Bindung entsteht durch Unebenheiten der Oberfläche, wodurch sich auf jeder realen Oberfläche gewisse Verzahnungseffekte ausbilden können. Die Wirkung dieser mechanischen Verbindung ist von der geometrischen, der wahren und der effektiven Oberflächengröße abhängig. Dabei definiert die geometrische Oberfläche die Ansichtsfläche einer fiktiv ideal glatten Oberfläche. Die stets größere wahre Oberfläche ist jene Fläche inklusive aller makro- und mikroskopischen Unebenheiten. Bei der Verbindung zwischen zwei Schichten können in der Regel nicht alle Unebenheiten der wahren Oberfläche ausgefüllt werden und die Kontaktfläche oder effektive Oberfläche ist wiederum kleiner als die wahre Oberfläche. Abbildung 66 zeigt eine Einteilung der Oberflächenstruktur in geometrische, wahre und effektive Oberfläche.

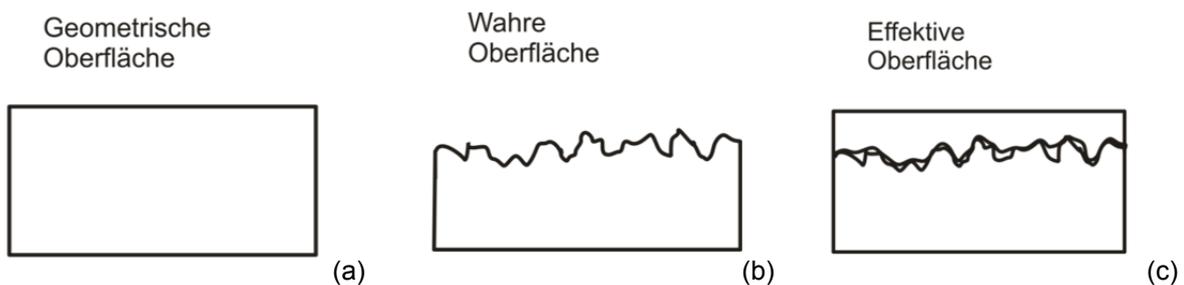


Abbildung 66: Darstellung der geometrischen (a), der wahren (b) sowie der effektiven (c) Oberfläche bei Verbundkonstruktionen [nach TRAU 00, TORN 03]

Zur Beschreibung der Oberfläche wird meist der Begriff der Rauheit herangezogen (vgl. Kapitel 2.4.). Die Rauheit ist jedoch stets im Kontext des Maßstabes der Betrachtungsebene zu sehen. Eine Auflösung im Millimeterbereich reicht in der Regel aus, um die gängigen Oberflächenbearbeitungsmethoden von Beton wie Fräsen, Hochdruckwasserstrahlen oder Sandstrahlen zu erfassen. Untersuchungen von M. H. Fiebrich [FIEB 94] haben dargelegt, dass die mechanische Verzahnung im makroskopischen Bereich nicht ausreicht, um experimentell festgestellte Verbundfestigkeiten zu erklären. Daraus wurde geschlossen, dass weitere Verzahnungseffekte im mikroskopischen Bereich aufgrund der Rauheit von Gesteinskörnung und Bindemittelleim vorhanden sein müssen. Darüber hinaus zeigte H. R. Sasse [SASS 94], dass im mikroskopischen und submikroskopischen Bereich infolge kapillarer Kräfte weitere Verzahnungseffekte auftreten. Diese entstehen, wenn flüssiger Beton in den bereits erhärteten eindringen kann und sich die aufgrund des Hydratationsprozesses entstehende kristalline Struktur verankert. Abbildung 67 zeigt schematisch die Makro- und Mikrorauheit sowie die submikroskopische Verzahnung von Betonoberflächen.

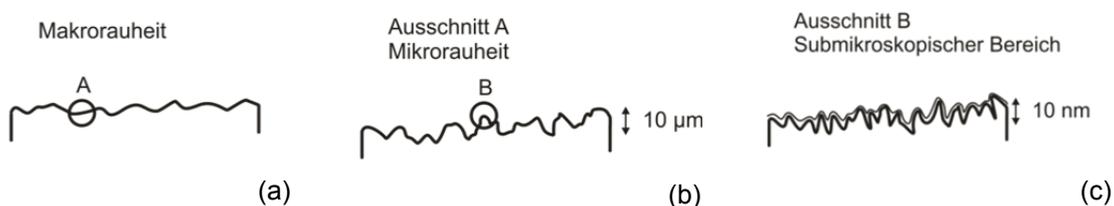


Abbildung 67: Makrorauheit (a), Mikrorauheit (b) und submikroskopische Verzahnung (c) [nach SASS 87]

L. Courard [COUR 00] beschreibt die mechanische Verzahnung und die Oberflächenspannung als die wesentlichen Einflüsse auf das Verbundverhalten. Dabei werden einige essentielle Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten eines Interfaces zwischen Beton und Instandsetzungsprodukten beleuchtet. Beim Ausbreiten einer Flüssigkeit über eine Oberfläche bilden sich je nach Struktur Bindungskräfte aus, wodurch Spalten und Rillen der Oberfläche überbrückt werden können. Eine Methode zur Ermittlung der Oberflächenspannung stellt die Bestimmung des Kontaktwinkels dar [FIEB 94]. Mit Hilfe des in Gleichung (35) beschriebenen Zusammenhangs ist es möglich, den Kontaktwinkel als Kennwert für die physikalische Anziehung zu bestimmen:

$$\cos \vartheta = \frac{A_r}{A_g} \left(\frac{\gamma_s - \gamma_{SL}}{\gamma_l} \right) \quad (35)$$

Dabei ist ϑ der Randwinkel zwischen Flüssigkeit und festem Substrat, A_r und A_g die wahre und geometrische Oberfläche, γ_s die Oberflächenspannung des Festkörpers, γ_l die Oberflächenspannung der Flüssigkeit sowie γ_{sl} die Grenzflächenspannung. Der wesentliche Einflussparameter auf die Bindungskräfte ist der auch experimentell bestimmbare Randwinkel ϑ . Dieser beschreibt die Art der Oberflächenbenetzung und somit auch die Möglichkeit, inwieweit zwei Materialien eine Verbindung eingehen können.

Ein praktisches Beispiel liefert H. R. Sasse [SASS 87] mit der Untersuchung der Benetzung von unterschiedlichen Gesteinsoberflächen mit Wasser. Dabei lieferte die Oberfläche von Basalt im Vergleich zu Kalkstein und Quarz den höchsten Randwinkel. Dieser wirkte sich direkt auch auf die Bestimmung der relativen Adhäsionskraft von Epoxidharzen auf den herangezogenen Gesteinsoberflächen aus. Abbildung 68 zeigt den Zusammenhang zwischen unterschiedlich benetzenden Festkörperoberflächen und Randwinkel sowie den Zusammenhang zwischen Adhäsionskraft und Oberflächenspannung.

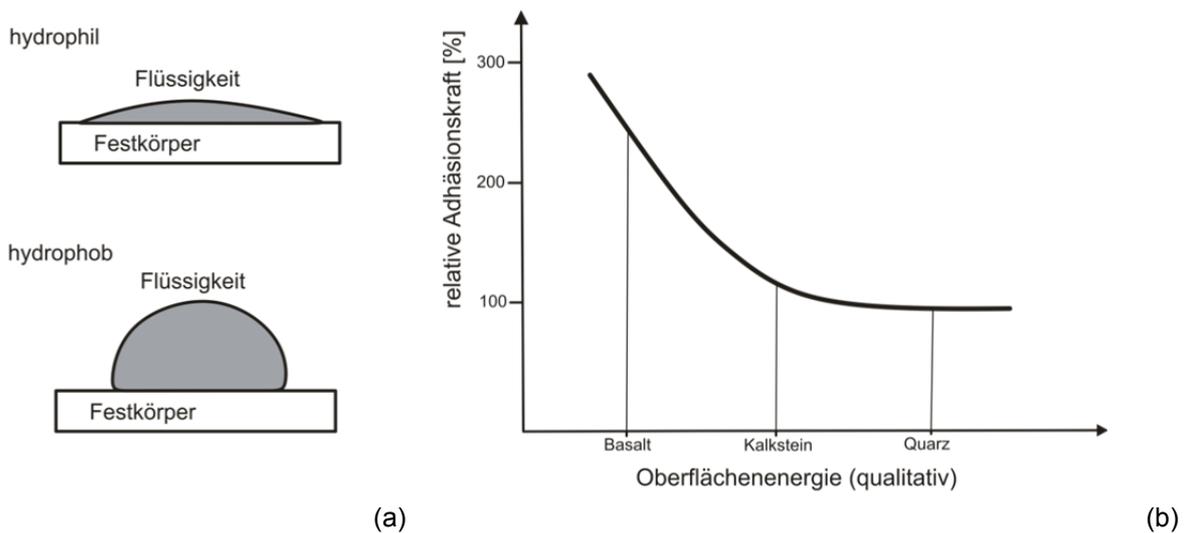


Abbildung 68: Randwinkel zwischen Flüssigkeit und Festkörper (a) sowie experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen Adhäsionskraft in Relation zum Untergrundmaterial (b) [nach SASS 87]

Aufgrund dieser allgemeinen Zusammenhänge können bei entsprechend niedriger Oberflächenspannung durchaus Adhäsionskräfte zwischen einer alten und einer nachträglich aufgetragenen Betonschicht aktiviert werden. Generell ist davon auszugehen, dass die adhäsive Wirkung umso größer ist, je größer die absolute Haftfläche bzw. je kleiner der Randwinkel zwischen Altbeton und dem aufgetragenen Neubeton ist. Eine oft in der Baupraxis angewandte einfache Möglichkeit das Haftvermögen und somit die Oberflächenspannung von Altbetonoberflächen zu reduzieren, ist das Vornässen des Altbetons mit Wasser.

2.5.3.2 Reibung

Die Reibung wird als Widerstand der relativen Bewegung von sich in Kontakt befindlichen Festkörpern definiert. Um eine ausreichende Reibung zu aktivieren, sind makro- und mikroskopische Unebenheiten sowie eine Fugennormalkraft erforderlich. Bei nur sehr geringen Verschiebungen hindert der Widerstand zufolge Haftreibung bzw. Adhäsion das Verschieben bzw. Auftrennen der beiden Materialien. Werden diese Kräfte überwunden, kommt es zu einer Ablösung der Kontaktflächen und es wird die Gleitreibung aktiviert. Durch die Coulomb'sche Schubreibungstheorie, die einen linearen Zusammenhang zwischen der Normalspannung und der übertragbaren Schubspannung darlegt, können die Rei-

bungswiderstandskräfte rechnerisch ermittelt werden [ACKE 92, EMPE 09]. Der Reibungsanteil hat einen wesentlichen Einfluss auf das Schubtragverhalten von Bauteilen. Abbildung 69 (a) und (b) zeigen eine Darstellung der Einflussfaktoren auf die Reibung sowie Abbildung 69 (c) die Schubspannungsanteile zufolge Reibung als Funktion der Verschiebung.

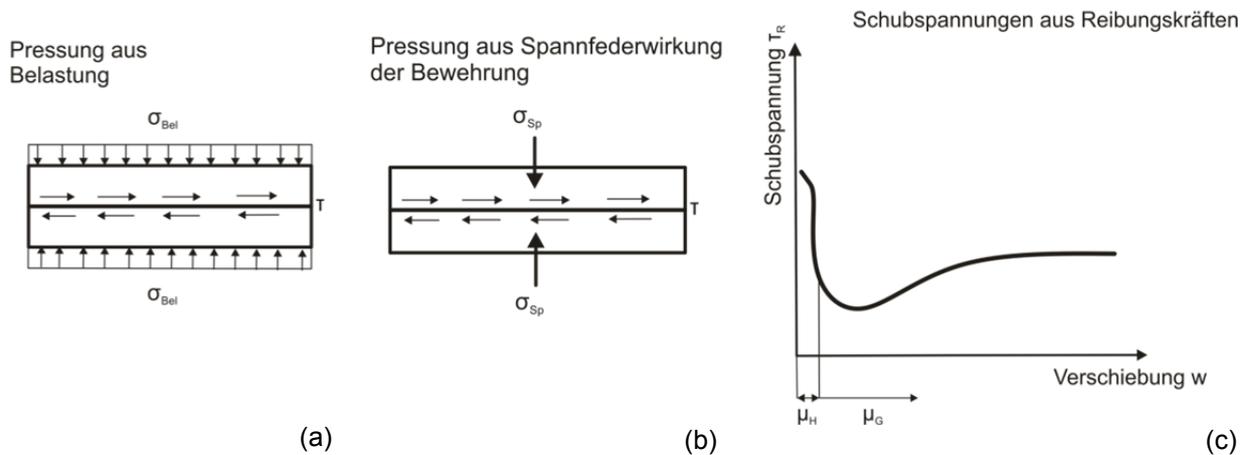


Abbildung 69: Einflussfaktoren der Reibung (a) und (b) sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Reibung in der Verbundfuge [nach ACKE 92]

Generell ist die Höhe der Reibung von der Belastung der Fuge (σ_{Bel}) abhängig. Diese kann sowohl durch eine äußere Belastung als auch durch eine vorhandene Bewehrung oder Verdübelung aufgebracht werden [BASL 66]. Die Reibung an einer geschlossenen Verbundfuge kann daher gemäß Gleichung (36) ermittelt werden [ALFE 93]:

$$\tau_R = \mu (\sigma_{Bel} + \sigma_{Sp}) \quad (36)$$

Dabei beschreibt τ_R die Schubspannung zufolge Reibung an der Verbundfuge, μ den Reibungsbeiwert in Abhängigkeit der Spannung zufolge Belastung bzw. Pressung auf Grund der Spannwirkung der Bewehrung. Laut Abbildung 69 (c) fällt die übertragbare Schubspannung bereits bei geringer Verschiebung abrupt ab. Dieser Abfall definiert den Übergang zwischen Haftreibung (μ_H) und Gleitreibung (μ_G).

Gemäß Gleichung (36) ist die Schubspannung zufolge Reibung von der Belastung auf die Verbundfuge abhängig und nimmt den Wert null an, falls keine Belastung bzw. auch kein Eigengewicht auftreten würde. Je nach Oberflächenbearbeitung gibt G. Ackermann [ACKE 92] einen Bereich für die Reibungsbeiwerte von $\mu = 0,20$ bei glatten Oberflächen bis $\mu = 0,80$ für eine entsprechend aufgeraute Oberfläche an.

Eurocode 2 für die Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken [EN19 09] gibt je nach Oberflächenausbildung unterschiedliche Reibungsbeiwerte wieder:

Sehr glatt (a)	$\mu = 0,5$
Glatt (b)	$\mu = 0,6$
Rau (c)	$\mu = 0,7$
Verzahnt (d)	$\mu = 0,9$

Dabei definiert sehr glatt (a), wenn die Betonoberfläche durch Betonieren an Stahl, Kunststoff oder glatte Holzschalungen hergestellt wurde, glatt (b), wenn die Betonoberfläche abgezogen oder nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung belassen wurde, rau (c), wenn die Rautiefe mindestens 3 mm beträgt und verzahnt (d), wenn eine entsprechend profilierte Fugenausbildung vorliegt. Diese Fugenausbildung ist dann gewährleistet, wenn Erhebungen und Vertiefungen gemäß Abbildung 70 vorliegen.

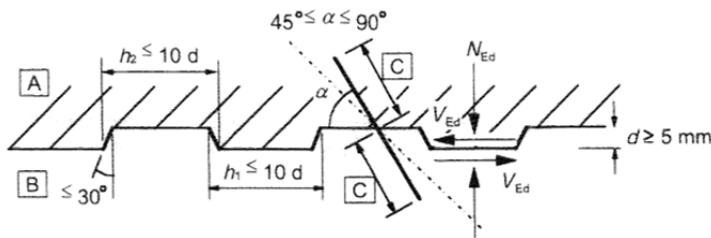


Abbildung 70: Verzahnte Fugenausbildung [EN19 09]

Untersuchungen zum Verbundverhalten von unterschiedlich rauen Fugen wurden von diversen Autoren durchgeführt. Einige Publikationen seien hier kurz angeführt, eine genaue Zusammenstellung ist Kapitel 2.5.6 zu entnehmen. E. K. Tschegg [TSCH 93] patentierte auf Basis von diversen Untersuchungen (z.B. [TSCH 91-1, TSCH 91-2]) ein Verfahren zur Oberflächenbehandlung von zu beschichtenden, zementgebundenen oder bituminösen Werkstoffen oder anderen Verbundwerkstoffen. Dieser Publikation ist zu entnehmen, dass die Oberfläche vor Aufbringung der Beschichtung entsprechend aufgeraut und gereinigt werden soll und, dass die Rautiefe dem halben Größtkorndurchmesser der zu beschichtenden Oberfläche bzw. der Deckschicht entsprechen soll. Basis dafür bildeten Untersuchungen mit unterschiedlich profilierten Oberflächen, wobei gezeigt werden konnte, dass bei entsprechend guter Oberflächenausbildung bei Beton-Beton-Verbund Bruchenergiewerte, die nahezu dem homogenen Beton entsprechen, erreicht werden können.

Den Einfluss der Rauheit von Betonoberflächen auf die Schubfestigkeit von Beton konnte ebenso H.-D. Beushausen [BEUS 01] darstellen. Er untersuchte die Schubfestigkeit von Beton-Beton-Verbundbauteilen mit unterschiedlich ausgebildeten bzw. bearbeiteten Oberflächen des Interfaces und stellte dabei fest, dass bei Kraftübertragung einer ausreichend ausgebildeten Profilierung der Oberfläche eine Einlage von Fugenbewehrung nicht erforderlich ist. Weitere Untersuchungen zum Zusammenhang von Verbundverhalten und Oberflächenrauheit können beispielsweise K. Block und R. Drell [BLOC 98], R. Reinecke [REIN 02] oder auch Kapitel 2.5.6 entnommen werden.

2.5.3.3 Verdübelung oder Bewehrung

Der Schubwiderstand aus der Verdübelung oder Bewehrung ergibt sich als Widerstand des Stahls gegenüber horizontaler Verschiebung der Verbundfuge. Dieser Schubwiderstand lässt sich in den Traganteil der Dübelbewehrung sowie in den Traganteil aus Klemm- bzw. Schrägzugwirkung aufspalten. Zu Beginn der Belastung definiert sich der Tragwiderstand der Bewehrung primär durch den Biege- widerstand. Bei zunehmend weiterer Verformung wird die Plastifizierungsgrenze des Dübelstahls erreicht und der Schubwiderstand der Bewehrung kann nur noch in geringem Maß vergrößert werden. Wenngleich bei sehr glatten Fugen das Tragverhalten der Verbundkonstruktion wesentlich von der Dübelbewehrung abhängig ist, bildet sich in diesem Fall die Klemmwirkung der Bewehrung kaum aus. Generell wird das Tragverhalten der Verdübelung nach Überschreiten der Adhäsionskräfte erst bei relativ großen Verschiebungen aktiviert (vgl. Abbildung 64) [EMPE 09].

Bei der Bemessung von Verbundfugen mit Verdübelung oder Bewehrung wird das Modell eines elastisch eingebetteten Stabes mit Plastifizierungsmöglichkeit im Interface zugrunde gelegt. Dabei wird angenommen, dass bei kleinen Verschiebungen die Plastifizierungstiefe $h = 0$ ist und diese in weiterer Folge bei steigenden Verschiebungen zunimmt [ACKE 92]. Abbildung 71 zeigt die Einflussfaktoren der Verdübelung auf das Tragverhalten sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Verdübelung oder Bewehrung.

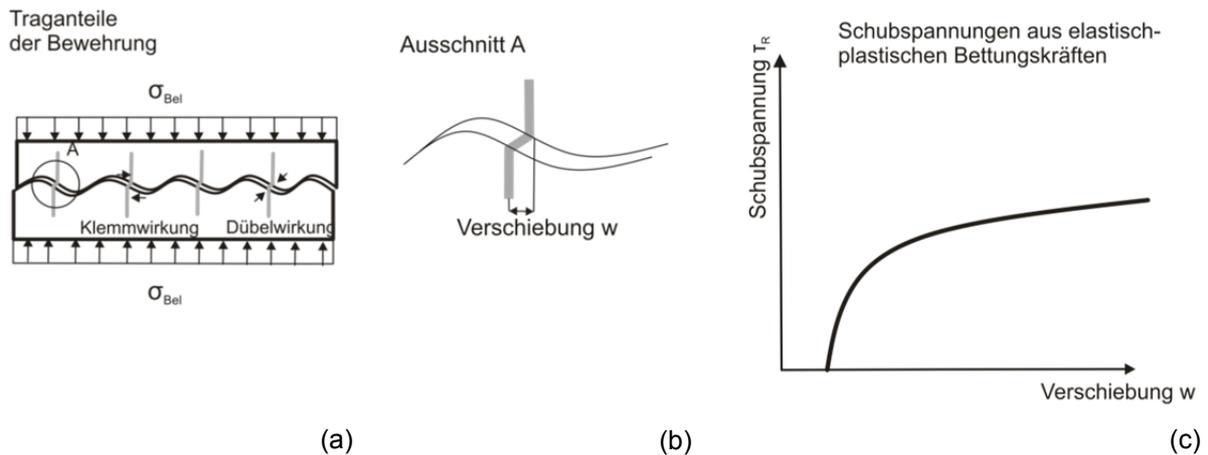


Abbildung 71: Traganteile der Bewehrung mit Dübelwirkung und Klemmwirkung (a) und (b) sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Bewehrung (c) [nach ACKE 92, EMPE 09]

Das Tragverhalten durch Dübelbewehrung ist generell von der Anzahl der Dübel je Verbundfläche sowie des Traganteils der Bewehrung bei einer definierten Verschiebung w abhängig. G. Ackermann und M. Burkhardt [ACKE 92] geben für das Schubtragverhalten der Verdübelung oder Bewehrung folgenden Zusammenhang gemäß Gleichung (37) wieder:

$$\tau_B = n \frac{P_{Be}}{A_F} \quad (37)$$

Dabei ist n die Anzahl der Dübel, P_{Be} die aufnehmbare Kraft und A_F die Fläche der Verbundfuge.

Generell wird die Tragwirkung der Verdübelung oder Bewehrung erst aktiviert, wenn die Fuge des Verbundwerkstoffs bereits geöffnet ist. Diese kann jedoch in diesem Fall viel Energie absorbieren und somit die Fortpflanzung des Risses bzw. Ablösen der Aufbetonschicht stoppen [TSCH 00-2]. Auf die rechnerische und experimentelle Ermittlung des Tragverhaltens von Verbundkonstruktionen mit Dübelbewehrung wird im weiteren nicht näher eingegangen, da die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Verbundkonstruktionen ohne Dübelbewehrung konzipiert wurden.

2.5.4 Betontechnische Einflussparameter auf das Verbundverhalten

Das Verbundverhalten von Werkstoffen aus Beton ist sowohl von den Eigenschaften der angrenzenden Werkstoffe als auch von der Ausprägung des Interfaces an sich abhängig. Bei Verbundwerkstoffen treffen in der Regel zwei Betonrandzonen aufeinander, wobei zumindest eine Oberfläche eine klassische Randzone darstellt. Betonrandzonen unterscheiden sich vom restlichen Beton aufgrund geometrischer Randbedingungen (Bindemittelleim- und Feinteilanreicherung), aufgrund des Betoneinbaus bzw. der Verdichtung (Entmischung) und aufgrund geänderter Hydratationsbedingungen (Austrocknen, Temperatur). Im Folgenden werden betontechnische Einflussparameter auf das Verbundverhalten, die im speziellen Betonrandzonen betreffen, aufgegriffen.

2.5.4.1 Mechanische Eigenschaften des Betons

Das mechanische Verhalten von Beton und somit auch die Verbundeigenschaften sind von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Generell werden an die grenzflächennahe Zone Anforderungen an die Abreißfestigkeit⁸, die Schubfestigkeit sowie an die Festigkeit generell, vor allem bei mehraxialer Beanspruchung, gestellt. Darüber hinaus soll die Betonoberfläche frei von Bindemittelanreicherungen an

⁸ ONR 23303 [ONR2 10] definiert für die Prüfung von Oberflächen den Begriff Abreißfestigkeit und für die Prüfung von Verbundwerkstoffen den Begriff Haftzugfestigkeit. In der Literatur wird oft der Begriff der Haftzugfestigkeit für beide Bedeutungen verwendet.

der Oberfläche (z.B. Zementschlämme, Zementhaut), von Verschmutzungen und losen Teilen (z.B. Staub, Gummiabrieb, Betonreste aus Oberflächenprofilierung) und von den Verbund störenden Substanzen (z.B. Öl, Fett, Trennmittel, Nachbehandlungsmittel) sein.

Die Festigkeitseigenschaften von Beton können weitgehend durch den W/B-Wert, den Bindemittelanteil sowie durch Art und Größtkorn der beigegebenen Gesteinskörnung gesteuert werden [GRÜB 01]. Erste Untersuchungen zum Zusammenhang, dass mit sinkendem W/B-Wert die Festigkeit zunimmt, liefern beispielsweise K. Walz und G. Wischers [WALZ 76]. Ein kleinerer W/B-Wert führt nicht nur zu einer höheren Endfestigkeit sondern auch zu einer schnelleren Festigkeitsentwicklung [WISC 63]. Neben der Festigkeit hat auch die Elastizität bzw. Duktilität einen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften von Beton. Diese Verformbarkeit wird als annähernd linear elastischer Bereich durch den Elastizitätsmodul definiert. Einen wichtigen Einfluss auf Festigkeit, Elastizitätsmodul sowie auf das bruchmechanische Werkstoffverhalten hat die Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Bindemittelteil [REHM 77, MIER 97, VERV 97]. Je besser die Verzahnung in dieser Zone ausgeprägt ist, umso dichter ist das Materialgefüge aber umso spröder verhält sich der Werkstoff. Viele Zusammenhänge wie der Einfluss des Größtkorns auf die mechanischen Eigenschaften und somit auch auf das Verbundverhalten von Beton wurden bereits in Kapitel 2.3.5 erörtert.

Die Verbundfestigkeit des Betons wird in der Regel durch Bestimmung der Abreißfestigkeit definiert wobei diese einfache Methode in diversen nationalen sowie internationalen Richtlinien verankert ist [vgl. ONR2 10]. Je nach Beschaffenheit des Betonuntergrundes bzw. Ausbildung des Interfaces kann Versagen im Untergrundbeton, direkt im Interface oder im neu aufgetragenen Beschichtungsbeton auftreten. Dementsprechend sind, um Aussagen über das mechanische Verhalten der Verbundkonstruktion zu erhalten, Kenntnisse über die Beschaffenheit und Festigkeit der grenzflächennahen Zone von großer Bedeutung. Verschiedenste Untersuchungen haben gezeigt, dass die Oberflächenzugfestigkeit generell geringer als die Zugfestigkeit des Betons ist. Die Oberflächenzugfestigkeit beträgt je nach Publikation etwa 5-6 Prozent der Druckfestigkeit [DOMI 06, LITT 97, SCHW 94], wobei im Gegensatz dazu die Zugfestigkeit von Beton mit knapp 10 Prozent der Druckfestigkeit [HART 88, GRÜB 01] angenommen werden kann. Diese niedrigeren Werte der Oberflächenzugfestigkeit sind auf eine Vielzahl von Einflüssen an der Betonrandzone zurückzuführen und werden im Folgenden näher erläutert.

2.5.4.2 Betoneigenschaften in Bauteilrandzonen

Die Beschaffenheit von Betonrandzonen stellt hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und Beständigkeit eine entscheidende Rolle dar. Einerseits ist diese Zone durch Exposition zur Umwelt besonders physikalischen und chemischen Belastungen ausgesetzt, andererseits weist gerade diese Zone, bedingt durch den Herstellungsprozess, ungünstigere Eigenschaften als der Kernbeton auf.

Generell werden die Eigenschaften von Beton in Bauteilrandzonen (Oberflächen oder Schalflächen) vom Material an sich bzw. von der Herstellung beeinflusst. Bei der Herstellung von Verbundbaustoffen mit zumindest einer Komponente aus Beton sind an die Betonoberflächen gewisse Anforderungen zu stellen. Eine Zusammenstellung der negativen Einflüsse auf Festigkeit und Struktur der Betonoberfläche liefern zum Beispiel R.-R. Schulz [SCHU 84], M. Raupach und J. Orłowsky [RAUP 08] und J.-L. Trausch [TRAU 00]. Einige wichtige Einflussfaktoren auf die Betongüte von oberflächennahen Schichten sind im Folgenden zusammengefasst:

Kornverteilung in Betonrandzonen

Sowohl geschalte als auch ungeschalte, abgezogene oder geglättete freie Betonrandzonen weisen andere Eigenschaften als der Beton im Inneren eines Querschnitts auf. Dies ist allein schon dadurch bedingt, dass die groben Gesteinskörnungsanteile eine durch Schalung vorgegebene Begrenzungsfläche oder eine durch Glätten definierte freie Oberfläche bestenfalls nur berühren und nicht durchdringen können. In der Regel wird daher ein grobes Gesteinskorn die Oberfläche nicht berühren sondern von Feinteilen und Zementstein überdeckt sein.

Als Folge daraus reduziert sich der Gehalt grober Gesteinskörnung in Oberflächennähe, während das fehlende Volumen durch erhöhten Feinmörtel- bzw. Zementsteingehalt ausgeglichen wird. S. Stöckl [STÖC 66] beobachtete, dass die Gesteinskörnungsanteile, die die Begrenzungsfläche nicht schneiden können, in der Regel um etwa eine halbe Korngröße nach innen verschoben sind. Somit folgt dem Mörtelbereich an der Oberfläche eine mit grober Gesteinskörnung angereicherte Zone. Erst in

einem Abstand von etwa dem 1,3 bis 1,6 fachen Größtkorndurchmesser kann aufgrund dieser geometrischen Vorgaben mit gleichmäßig verteilten Gesteinskörnungsanteilen gerechnet werden [STÖC 66, SCHU 84].

J. G. M. van Mier [MIER 97] beschreibt dieses Problem im Zuge der Auswahl von geeigneten Probekörpern zur Bestimmung von mechanischen Eigenschaften von Beton. Um die Einflüsse einer generell weicheren Betonrandzone auf die Bestimmung von Materialparametern möglichst gering zu halten, empfiehlt er, geschnittene Probekörper zu verwenden. Dabei kann es jedoch zu Kornausbrüchen kommen. Werden Probekörper in einer Schalung hergestellt, können grobe Gesteinskörnungspartikel ebenso wie bei Bauteilen gewisse Positionen in Schalungsnähe nicht annehmen. P. C. Kreijger [KREI 84] bezeichnet dieses Phänomen als Wandeffekt.

In Abbildung 72 (a) ist die Oberfläche eines geschnittenen Probekörpers dargestellt. Hierbei kann es bei nur gering in die Bindemittelmatrix eingebetteten Gesteinskörnern zu Ausbrüchen dieser kommen. Diese Effekte treten naturgemäß auch bei nachträglicher Oberflächenbearbeitung durch beispielsweise Fräsen oder Hochdruckwasserstrahlen auf. Abbildung 72 (b) zeigt die Oberflächenbildung von geschaltem Betonoberflächen mit Feinteilanreicherung an der Oberfläche aufgrund eines geringeren Anteils von grober Gesteinskörnung an der Oberfläche. Um möglichst gute Verbundeigenschaften zu erhalten, ist jedenfalls diese, oberflächennahe Schicht geringer Betongüte durch geeignete Methoden zu entfernen (vgl. Kapitel 2.5.4.3).

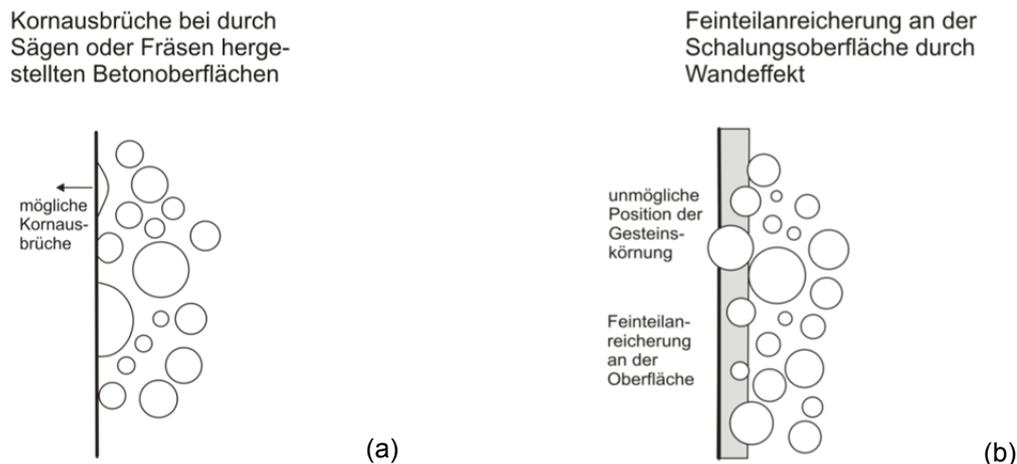


Abbildung 72: Kornverteilung in der Betonrandzone bei geschnittenen oder abgefrästen Oberflächen (a) sowie bei geschaltem Betonoberflächen (b) [nach MIER 97]

Entmischungsvorgänge

Die Verdichtung von Beton erfolgt idealerweise so lange, bis nur noch vereinzelt Luftblasen aufsteigen und sich an der Betonoberfläche eine geschlossene, feinteilreiche Mörtelschicht ausbildet. Eine geschlossene Oberfläche wird dadurch erreicht, dass durch Rütteln grobe Gesteinskörnungsanteile geringfügig absinken bzw. von der Oberfläche weg wandern. Je nach Stabilität der Rezeptur, Kornverteilung, Zementleimgehalt bzw. eingebrachter Verdichtungsenergie kommt es aufgrund von Entmischungserscheinungen an Betonoberflächen aber auch in Schalungsnähe zu lokaler Feinteilanreicherung. Diese Zonen mit Feinteilanreicherung zeichnen sich nicht nur durch eine porösere Betonstruktur, sondern auch durch erhöhtes Schwinden und damit einhergehender Mikrorissbildung aus [SCHU 84].

Die Absonderung von Bindemittel (Mörtelschlemp) an der Betonoberfläche ist in großem Maß von der Konsistenz, der Betonzusammensetzung, insbesondere Mehlkorngelalt, und von den verwendeten Zusatzmitteln abhängig. R. Breitenbüchler und B. Siebert [BREI 06] zeigten im Rahmen von Versuchen zur zielsicheren Herstellung von Industrieböden mit Hartstoffschichten, dass die Dicke der Feinmörtelschicht sowohl von der Konsistenz als auch von den verwendeten Fließmitteln abhängig ist. Hierfür wurde Beton mit einem gängigen Portlandzement der Festigkeitsklasse C25/30 mit einem Zementgehalt von 310 kg/m³ und einem Wassergehalt von 170 kg/m³ hergestellt und in einen Zylinder mit einer Höhe von 30 mm eingefüllt. Die Dicke der abgesonderten Feinmörtelschicht wurde anschlie-

ßend gemessen. Abbildung 73 zeigt die Ergebnisse dieser Bestimmungen in Abhängigkeit der Konsistenzklasse⁹ und des verwendeten Fließmittels.

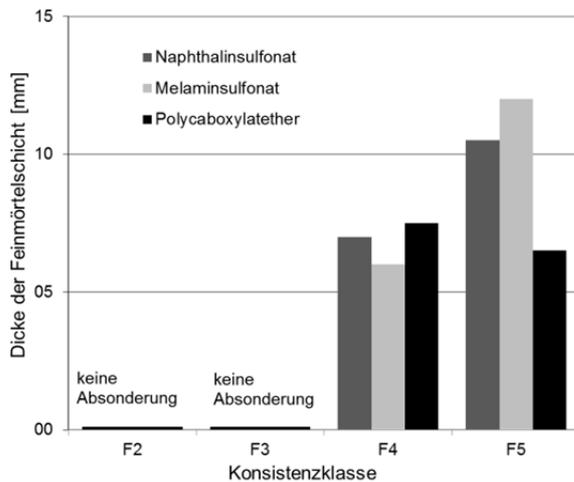


Abbildung 73: Dicke der Feinmörtelschicht in Abhängigkeit der Konsistenz und des verwendeten Fließmittels [nach BREI 07]

Neben diesen Entmischungerscheinungen kommt es primär an Betonrandzonen bei zu starkem Rüttelenergieeintrag bzw. ungenügend stabiler Betonrezeptur zu Entmischungen des Zementleims (Bluten) [GRÜB 01]. Dieses Phänomen der Wasseranreicherung bewirkt lokal an den Betonrandzonen eine starke Erhöhung des Wasserbindemittelwerts. Dadurch entsteht in der Randzone zufolge des Wasserüberschusses eine hohe Anzahl an Kapillarporen (hohe Porosität) die nach dem Hydratationsvorgang zu geringeren Endfestigkeiten führen [SCHU 84].

2.5.4.3 Umwelteinwirkungen auf Bauteilrandzonen

Speziell Bauteilrandzonen sind exponiert gegenüber einer Fülle von Umwelteinwirkungen. Gerade junger Beton ist zumindest die ersten Tage entsprechend zu schützen damit der Hydratationsprozess auch an der Betonoberfläche ordnungsgemäß abläuft und die gewünschten Anforderungen an die Betonoberfläche erreicht werden. Auch führen verschiedenste Umwelteinflüsse, beispielsweise durch den Beton schädigende Substanzen, mit zunehmendem Betonalter zu einer Schädigung der oberflächennahen Schichten.

Umwelteinwirkungen in jungem Betonalter

Junger Beton ist besonders anfällig gegenüber Umwelteinwirkungen wie beispielsweise zu starke Austrocknung oder Temperaturbeanspruchung. Dem frisch eingebauten Beton wird an der Betonoberfläche durch Verdunstung oder durch saugende Schalung Wasser entzogen, welches für den Hydratationsprozess in diesen Schichten nicht mehr zur Verfügung steht. Dabei können im Extremfall die Hydratationsprodukte geschädigt und zerstört werden. Generell ist die Schädigung umso größer, je früher und je schneller dem Beton an der Oberfläche Wasser entzogen wird und je höher die Betontemperatur im Vergleich zur Lufttemperatur ist. Wird dem Beton anschließend wieder Wasser zugeführt, kommt die Hydratation teilweise wieder in Gang, jedoch muss von einer deutlichen Verminderung der Endfestigkeit ausgegangen werden [WESC 96, VDZ 08, FACH 11].

Um eine möglichst hohe Qualität des oberflächennahen Betons sicherzustellen, ist der junge Beton vor frühzeitiger und rascher Austrocknung möglichst gut zu schützen. Daher sind Betonoberflächen bei üblicher Festigkeitsentwicklung und Umgebungstemperatur zumindest 3, besser 7 Tage feucht zu halten. Dies kann durch Bewässern, Abdecken mit Folien bzw. Bauschutzmatten, Aufsprühen von flüssigen Nachbehandlungsmitteln oder Belassen der Schalung erfolgen [ÖNB4 07, FACH 11].

Es ist zu beachten, dass auch bei sehr guter Nachbehandlung die Festigkeit oder auch die Güte des

⁹ In Österreich werden die Konsistenzklassen mit F38, F45, F52 und F59 bezeichnet, diese entsprechen den Konsistenzklassen F2, F3, F4 und F5 gemäß EN 206-1.

Betons¹⁰ in Oberflächennähe immer geringer ist als die Festigkeit des Kernbetons. Dies ist dadurch zu erklären, dass die Hydratationsbedingungen, die Zusammensetzung des Betons, die Verdichtung aber auch hygri-sche und thermische Einwirkungen in Oberflächennähe in der Regel ungünstiger als jene im Bauteilkern sind. Dies ist vor allem beim Aufbringen von Beschichtungen sowie bei der Wirksamkeit der Betondeckung hinsichtlich Stahlkorrosion zu berücksichtigen [WESC 96]. Abbildung 74 zeigt schematisch den Qualitätsverlust der Betonoberfläche (abnehmende Betongüte) aufgrund ungenügender Nachbehandlung.

Qualitätsverlust durch schlechte
bzw. gute Nachbehandlung

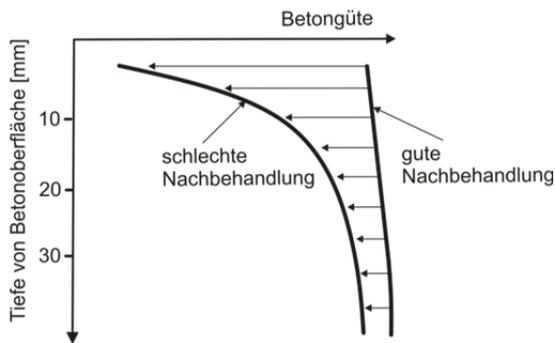


Abbildung 74: Schematische Darstellung des Qualitätsverlusts an der Betonoberfläche durch ungenügende Nachbehandlung

Ebenso wirkt sich Frost in jungem Betonalter besonders nachteilig auf die Betonqualität in Oberflächennähe aus. Dabei kommt nicht nur die Erhärtung des Betons zum Stillstand, sondern es ist vor allem in Oberflächennähe mit einer Schädigung der noch nicht vollständig hydratisierten Zementsteinmatrix zu rechnen. Generell wird davon ausgegangen, dass der junge Beton bei einmaligem Durchfrieren keinen Schaden davonträgt, wenn er vor dem Durchfrieren bereits einen ausreichenden Hydratationsgrad (Druckfestigkeit $\geq 5,0 \text{ N/mm}^2$) erreicht hat. Um Schädigungen an der Betonoberfläche vorzubeugen ist sicherzustellen, dass bis zum Erreichen dieser Festigkeit die Betonoberfläche nicht unter $+3 \text{ }^\circ\text{C}$ abkühlt [ONB4 07].

Ebenso wirkt sich auch extreme Temperaturbelastung von jungem Beton, resultierend aus der Hydrationswärme von Zement (speziell bei massigen Bauteilen) oder durch Witterungseinflüsse (hohe Tagestemperatur oder direkte Sonneneinstrahlung), negativ auf die Qualität der oberflächennahen Schicht aus. Thermische Belastung aber auch Schwinden des Betons führen zur Bildung von Mikrorissen und beeinträchtigen speziell die Qualität des Betons nahe der Oberfläche merklich [SPRI 73, FRAN 80, MANG 94].

Umwelteinwirkungen am erhärteten Beton

Wie bei jungem Beton können unterschiedliche Umwelteinwirkungen den erhärteten Beton, beginnend von den Betonrandzonen, schädigen. Zu diesen Angriffsarten zählen generell Korrosion durch Karbonatisierung, Korrosion durch Chloride, Zerstörung durch Frosteinwirkung mit und ohne Taumittel, chemischer Angriff (lösend oder treibend) sowie mechanische Beanspruchung (i. d. R. Verschleißbeanspruchung) [ONB4 07]. Wesentlich ist, dass eventuell geschädigte Bereiche vor dem Aufbringen von weiteren Betonschichten, Instandsetzungs- oder Abdichtungsebenen entfernt werden.

Die Karbonatisierung ist ein stets fortlaufender Prozess, bei dem das im Beton vorliegende Calciumhydroxid durch das Kohlendioxid in der Luft zu Calciumkarbonat umgewandelt wird. Dadurch wird der pH-Wert im Beton gesenkt, wodurch die Gefahr von Bewehrungskorrosion eintreten kann. Für den unbewehrten Beton hat die Karbonatisierung keinerlei Konsequenzen außer, dass aufgrund dieses Prozesses eine Erhöhung der Dichte und Festigkeit festgestellt wurde [GRÜB 01, STAR 01]. Untersuchungen zeigten, dass das Porenvolumen um etwa 25 Prozent reduziert, und die Festigkeit in Abhängigkeit der Zementart um bis zu 20 bis 50 Prozent erhöht wird [STAR 01]. Eine karbonatisierte Betonschicht ist daher nur bei Gefahr von Bewehrungskorrosion zu entfernen.

¹⁰ Der Begriff der Güte des Betons definiert neben der Festigkeit auch die Beständigkeit des Betons gegen unterschiedliche Umwelteinwirkungen wie Frostbeständigkeit, Beständigkeit gegen chemische und mechanische Beanspruchung etc.

Korrosion durch Chloride entsteht, da diese, sofern sie nicht schon in den Betonausgangsstoffen vorhanden sind, in den Beton durch Poren oder Mikrorisse eindringen. Dadurch erhöht sich die Chloridkonzentration bis ein kritischer Wert erreicht, und die passivierende Deckschicht an der Stahloberfläche zerstört wird. Die Korrosion tritt in diesem Fall meist punktförmig (Lochfraß) auf [GRÜB 01]. Bei vorhandener Bewehrung ist der Beton jedenfalls soweit abzutragen bis die Chloridkonzentration auf die zulässigen Werte gesenkt werden kann. Schädliche Einflüsse von hohen Chloridkonzentrationen auf die Beständigkeit von Beschichtungen sind bis dato noch nicht eingehend untersucht.

Frostbeanspruchung mit und ohne Taumittel sowie chemische Angriffe bewirken eine Schädigung des Betongefüges und somit Gefügestörungen, die sich primär von der Betonoberfläche ins Bauteilinnere fortpflanzen. Nähere Erklärungen über diese Zerstörungsmechanismen können beispielsweise aus P. Grübl et. al. [GRÜB 01], R. Springenschmid [SPRI 07] oder K. Wesche [WESC 96] entnommen werden. Einen weiteren Angriff auf die Betonoberfläche stellt die mechanische Beanspruchung dar. Dabei wird in der Regel zuerst die im Vergleich zur Gesteinskörnung weichere Zementmörtelschicht an der Oberfläche abgetragen. Dies kann sowohl durch Verkehrsbeanspruchung als auch durch Beanspruchung durch Geschiebe bei Wasserbauten erfolgen. Dadurch ergeben sich größere Angriffsflächen für weitere Angriffsarten (z.B. Frostbeanspruchung oder chemische Beanspruchung). Hingegen ist bei der Herstellung von Verbundkonstruktionen eine gewisse, künstlich hergestellte Oberflächenrauigkeit wünschenswert (vgl. Kapitel 2.5.3).

2.5.5 Einflüsse von Zwischenschichten

Nachfolgend wird der Einfluss von Zwischenschichten wie Haftbrücken oder einer dünnen Schicht Zementleim auf das Verbundverhalten näher erläutert. Unabhängig davon, können Zwischenschichten nur sinnvoll eingesetzt werden, wenn auch die Oberfläche des bestehenden Betons eine genügende Oberflächenbearbeitung erfährt, und sich so entsprechende Adhäsions- und Reibungskräfte mit der anbetonierten Schicht aufbauen können.

Eine häufig angewandte Methode zur Verbesserung des Verbundverhaltens zwischen zu unterschiedlichen Zeitpunkten aufgebracht, meist zementgebundenen Schichten, stellt die Anwendung von Haftbrücken dar. Diese zementgebundenen, zementgebundenen und kunststoffmodifizierten oder rein kunststoffgebundenen Systeme werden häufig in der Sanierung von Bauwerken zur Verbesserung des Verbundes eingesetzt. Darüber hinaus bewirken Haftbrücken in der Regel eine verbesserte Dauerhaftigkeit bei mechanischer, thermischer, hygri-scher und chemischer Beanspruchung [RAUP 08]. Untersuchungen an Instandsetzungssystemen nach 20 Jahren Freibewitterung von R. Breitenbüchler und B. Siebert [BREI 07] zeigten, dass eine frisch in frisch eingebrachte Haftbrücke das Verbundverhalten deutlich verbessert. Es konnte dargelegt werden, dass durch die Applikation von Haftbrücken die Anzahl von Fehlstellen deutlich reduziert werden. Wichtig dabei ist, dass das System Haftbrücke und die weiter aufgebrauchte Schicht auf der gleichen Wirkstoffbasis aufgebaut sind. Insbesondere bei Instandsetzungsmaßnahmen nehmen Haftbrücken neben einer Verbesserung des Verbundverhaltens auch die Aufgabe einer Feuchtigkeitsbarriere wahr, wodurch ein zu starkes Saugen des Betonuntergrunds vermieden wird [TRAU 00].

W. Zikmunda [ZIKM 92] untersuchte, inwieweit sich unterschiedliche Haftbrücken positiv auf das Verbundverhalten auswirken. Hierfür wurden auf unbehandelten sowie sandgestrahlten Betonoberflächen unterschiedliche Epoxidharzkleber, Kunststoffemulsionen sowie Zementleim vor dem Betonieren der zweiten Betonschicht appliziert. Durch Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg an hergestellten Interfaces, konnten bei den unbehandelten Betonoberflächen durch Applikation von Epoxidharz hart 38 Prozent, durch Epoxidharz weich 30 Prozent sowie durch Zementleim 9 Prozent der spezifischen Bruchenergie eines monolithischen Probekörpers erreicht werden. Bei Prüfung der Interfaces der sandgestrahlten Oberflächen betrug die spezifische Bruchenergie bei Vorbehandlung mit Zementleim 20 Prozent und bei Applikation einer Kunststoffemulsion 14 Prozent der Bruchenergie eines monolithischen Probekörpers.

Aufgrund der im obigen Kapitel beschriebenen möglichen nachteiligen Einflüsse auf die Betonqualität von Randzonen ist vor der Applikation von weiteren Schichten in der Regel eine Vorbearbeitung der Betonoberfläche unumgänglich. Im Bauwesen kommen seit Jahrzehnten zementgebundene Haftbrücken zum Einsatz. Zur Herstellung dieser, werden in der Regel Feinsand, Zement und Wasser zu einem Mörtel gemischt, dem gegebenenfalls noch ein Additiv auf Kunststoffbasis beigegeben werden kann. Oftmalig ist es auch erforderlich, bei Haftbrücken auf Kunststoffdispersionsbasis den Unter-

grund vor der Applikation des Mörtels einzustreichen. Haftbrücken entfalten am besten ihre Wirksamkeit wenn sie gründlich in den Untergrund eingebürstet werden [ALBR 67]. Ähnliche Empfehlungen gibt H. Sommer [SOMM 83-1, SOMM 83-2] für Beschichtungen auf Zementbasis bei Betonfahrbahndecken. Er stellte fest, dass das Einkehren einer Haftbrücke unerlässlich ist, da andernfalls aufgrund von Staub an der Oberfläche oder mangelnder Entlüftung kein vollständiger Verbund an der Kontaktfläche entstehen kann. Hierfür muss kein eigener Feinmörtel hergestellt, sondern es kann auch der Beschichtungsbeton dafür herangezogen werden. Dabei hat es sich als günstig erwiesen, eine kleine Betonmenge mit einem Stahlbesen kräftig auf die Oberfläche des Unterbetons einzukehren, bis die gesamte Fläche lückenlos überzogen ist. Vorher ist der Altbeton jedenfalls gründlich vorzunässen. Prüfungen der Haftzugfestigkeit haben gezeigt, dass bei ordnungsgemäßer Herstellung nach diesem Verfahren der Bruch stets im Alt- oder Beschichtungsbeton auftrat. Somit war von einer guten Verbundfestigkeit zwischen den beiden Schichten auszugehen [SOMM 83-1].

2.5.6 Oberflächenausbildung und bruchmechanisches Tragverhalten von Betonverbundwerkstoffen

2.5.6.1 Allgemeines

Bisher wurden schon einige Untersuchungen bezüglich Tragverhalten von Betonverbundbaustoffen bzw. zu den Versagensmechanismen in den Kontaktzonen durchgeführt. Während vor einigen Jahren die Charakterisierung von Verbundwerkstoffen fast ausschließlich durch die Bestimmung der Haftzugfestigkeit erfolgte [SOMM 83-1] sind in letzter Zeit bruchmechanische Untersuchungen des Verbundverhaltens durchgeführt worden [TSCH 91-2, ZIKM 92, TSCH 00-1, SURB 01, ZILC 09]. Auf die Bestimmung der Haftzugfestigkeit wird kurz in Kapitel 2.5.7.2 eingegangen. Im Folgenden sind bisherige Erkenntnisse zur bruchmechanischen Untersuchung von Kontaktzonen von Beton mit anderen Werkstoffen dargelegt. Die meisten der anschließenden Unterkapitel finden sich in den experimentell untersuchten Problemstellungen des Kapitels 3 wieder. Zusätzlich werden im Folgenden bisherige Untersuchungen zum Verbundverhalten Beton (bzw. Zementmörtel) - Gestein zusammengefasst, da diese Publikationen ebenfalls Aufschluss über allgemein gültige Zusammenhänge des Verbundverhaltens bzw. dessen Einflussparameter geben.

2.5.6.2 Verbundverhalten Beton (Mörtel) - Gestein

Bereits vor nahezu 40 Jahren konnten B. Hillemeier und H. K. Hilsdorf [HILL 77] mit Hilfe von mit einem Keil belasteter Kompaktzugproben zeigen, dass durch die Zugfestigkeit alleine keine zufriedenstellende Aussage über das Materialverhalten von Beton gemacht werden kann. Da Versagen von Beton speziell durch die Ausprägung der Kontaktzone zwischen Bindemittelleim und Gesteinskörnung bestimmt wird, wurden Kompaktzugproben mit einer Probekörperhälfte aus Zementleim mit der anderen Probekörperhälfte aus Gestein hergestellt. Die Versuche zeigten, dass die Bruchzähigkeit der Kontaktzone, je nach verwendeter Gesteinskörnung, nur halb so groß ist wie jene der Zementsteinmatrix [HILL 77, HILS 79]. Darüber hinaus konnte H. K. Hilsdorf feststellen, dass die Bruchzähigkeit mit steigendem Anteil der Gesteinskörnung und mit steigender Korngröße ansteigt. Er führte dies darauf zurück, dass ein sich in der Zementsteinmatrix fortpflanzender Riss von der Gesteinskörnung gebremst wird. Aufgrund einer eventuell auftretenden Rissverzweigung erfordert der Rissfortschritt dadurch mehr Energie und die Bruchzähigkeit wird größer. Untersuchungen zum Verbundverhalten von Mörtel mit Gestein wurden in weiterer Folge beispielsweise von V. E. Saouma et. al. [SAOU 94], C. H. Surberg [SURB 01] und E. K. Tschegg [TSCH 08] durchgeführt.

V. E. Saouma et. al. [SAOU 94] führte Versuche zum Verbundverhalten von Beton-Gesteinskörnungs-Interfaces für Mixed-Mode Beanspruchung zur Erhöhung der Sicherheit von Betonstaudämmen durch. Die bruchmechanischen Kennwerte für Mode I – Beanspruchung wurden mit Hilfe von Keilspaltversuchen nach E. K. Tschegg [TSCH 86] ermittelt. Darüber hinaus erfolgte für die Mixed-Mode Belastung der Bau einer speziellen Prüfeinrichtung zur Aufbringung der biaxialen Belastung. Zur Ermittlung der spezifischen Bruchenergie des Interfaces zwischen Beton und Sandstein wurden Probekörper mit je zu einer Hälfte aus Beton und einer Hälfte aus Sandstein hergestellt. Unter kontrollierter Rissöffnung erfolgte die Bestimmung der maximal aufnehmbaren Horizontalkraft bzw. der spezifischen Bruchenergie.

Abbildung 75 zeigt typische Kraft-Verschiebungskurven für homogenen Beton, homogenen Sandstein sowie für einen Beton-Sandsteinverbundwerkstoff.

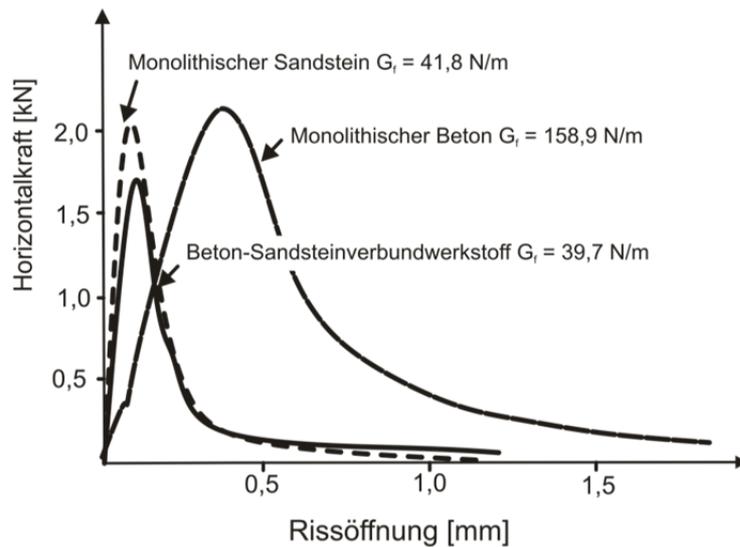


Abbildung 75: Typische Kraft-Verschiebungskurven für homogenen Beton, homogenen Sandstein sowie Beton-Sandsteinverbundwerkstoff [nach SAOU 94]

Auf Basis dieser Kurven konnte die spezifische Bruchenergie G_f mit 158,9 N/m für den homogenen Beton, 41,8 N/m für den Sandstein und 39,7 N/m für den Beton-Sandsteinverbundwerkstoff bestimmt werden. Da die ermittelte Maximalkraft der Verbundprobe nur knapp 25 Prozent niedriger als die des homogenen Betons war, schloss V. E. Saouma et. al. [SAOU 94] daraus, dass der Grund hierfür maßgeblich im Nachbruchverhalten der Proben zu suchen ist. Daher sei es sinnvoll, bruchmechanische Kennwerte zusätzlich zu den Festigkeitskennwerten für die Ermittlung der Sicherheitsbeiwerte heranzuziehen.

C. Surberg [SURB 01] untersuchte Interfaceproben sowie Verbundproben mit unterschiedlichen Gesteinskörnungsvarianten. Die experimentelle Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte erfolgte für Mode I und II mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [TSCH 86]. Für das Bruchversagen unter Mode II wurde ein neues Verfahren, der sogenannte „Punch-Through“ Test angewandt. Das Ergebnis dieser Versuche war, dass das vorherrschende Versagensverhalten in Mode I erfolgte. Die spezifische Bruchenergie der Komponenten Sandstein, Mörtel, Kalkstein sowie der Verbundzone konnten mit $G_f \text{ Sandstein} : G_f \text{ Mörtel} : G_f \text{ Kalkstein} : G_f \text{ Verbundzone} = 150 : 70 : 40 : 10 \text{ N/m}$ ermittelt werden [SURB 01]. Auch F. H. Wittmann [WITT 83] legte einen ähnlichen Sachverhalt bei der Bestimmung der Druckfestigkeit dar. Bei diesen Versuchen betrug das Verhältnis der Druckfestigkeit von Gestein zu Mörtel etwa: $f_c \text{ Gestein} : f_c \text{ Mörtel} = 120 : 40 \text{ N/mm}^2$. Der daraus hergestellte Beton konnte nur eine resultierende Druckfestigkeit von 40 N/mm^2 erreichen.

Weiters untersuchte C. Surberg [SURB 01] bruchmechanisch den Einfluss von unterschiedlichen Oberflächenrauigkeiten auf das Verbundverhalten der Kontaktzone zwischen Gesteinskörnung und Mörtel. Eine Erhöhung der spezifischen Bruchenergie durch eine größere Rauheit der Oberfläche konnte vor allem bei Versuchen im Versagensmode II festgestellt werden, da sich hier der mechanische Interlock-Effekt am stärksten bemerkbar macht. Bei den durchgeführten Untersuchungen zeigte sich, dass Sandsteinproben aufgrund ihrer höheren Kristallitgröße ein etwas besseres Verbundverhalten zum Mörtel aufwiesen als die Kalksteinproben. Bei Mode II Untersuchungen an Sandsteininterfaceproben konnte zudem festgestellt werden, dass das Verhältnis der spezifischen Bruchenergie von polierten zu sandgestrahlten Interfaces $G_f \text{ poliert} : G_f \text{ sandgestrahlt} = 351 : 602$ beträgt.

E. K. Tschegg et. al. [TSCH 08] bestimmte die bruchmechanischen Kennwerte von Beton-Marmor-Interfaces. Im Rahmen dieses Projekts wurde der Verbund zwischen grob polierten sowie geschnittenen Marmorplatten mit zwei unterschiedlichen Mörtelzusammensetzungen untersucht. Durch Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte konnte gezeigt werden, dass die spezifische Bruchenergie des Interfaces zwischen den geschnittenen Marmorplatten und dem Mörtel durchwegs höher war als im Interface zwischen den grob polierten Marmorplatten und dem Mörtel. Dieser Unterschied konnte ermittelt werden, obwohl die Differenz der Oberflächenrauheit beider Oberflächen nur $0,6 \mu\text{m}$ betrug.

Durch die etwas größere Oberfläche der geschnittenen Marmorplatten kann ein höherer Risswiderstand und somit ein höherer Widerstand gegen Risswachstum aufgebaut, und somit eine bessere Verbundfestigkeit erklärt werden.

2.5.6.3 Verbundverhalten Beton - Beton

Bauten aus Stahl- bzw. Spannbeton sind in heutigen Zeiten vor allem bei Infrastrukturobjekten nicht mehr wegzudenken. Die Anforderungen an Bauwerke werden durch steigende Belastung oder Änderung der Nutzung immer höher und als Folge werden Bauwerksverstärkungen erforderlich. Ein wichtiges Anwendungsfeld von Verbundkonstruktion mit zwei Schichten Beton stellt die Ortbetonergänzung auf liegenden Flächen wie beispielsweise Brückentragwerken dar [IVAN 94, EMPE 09]. Aber auch bei neuen Fertigteil- und Ortbetonbauweisen kann aufgrund geometrischer und technischer Anforderungen oftmals auf Arbeitsfugen nicht verzichtet werden [ZILC 09]. Die Kraftübertragung zwischen den bestehenden Betonbauteilen und den Ortbetonergänzungen nimmt dabei eine besondere Rolle ein. Während bewehrte Fugen im bereits gerissenen Zustand einen nachgiebigen Verbund ausbilden, kann ein quasi monolithisches Bauteilverhalten nur entstehen, wenn der Adhäsionstraganteil nicht überschritten wird. Diese Konstruktionen zeichnen sich jedenfalls durch Vorteile in Tragverhalten, Gebrauchstauglichkeit sowie Ermüdung aus [ZILC 09]. Nach einer kurzen Zusammenfassung über allgemeine Publikationen über das Verhalten von Beton – Beton – Verbundkonstruktionen wird im Folgenden der Fokus auf bruchmechanische Charakterisierung von Interfaces gelegt. Untersuchungen zu dieser Thematik wurden unter anderem von E. K. Tschegg et. al. [TSCH 91-2, TSCH 91-3, TSCH 00-1, TSCH 00-2], W. Zikmunda [ZIKM 92], J. Trausch [TRAU 00], H.-D. Beushausen [BEUS 01] und K. Zilch und P. Lenz [ZILC 09] durchgeführt.

Die meisten bis dato veröffentlichten Publikationen zum Verbundverhalten Beton – Beton beschäftigen sich mit der Ausführung von mit dem Tragwerk verdübelten Aufbetonschichten auf Brücken. Solche Instandsetzungsmaßnahmen wurden beispielsweise von F. Brandauer [BRAN 06] oder H. Hartl und J. Feix [HART 11] beschrieben. Bislang sind auch einige Ergebnisse von Forschungsprojekten mit Untersuchungen an verdübelten Aufbetonschichten zum Beispiel von Ch. Menn et. al. [MENN 92], R. Reinecke [REIN 00], K. Kernbichler et. al. [KERN 06] und N. Randl et. al. [RAND 00, RAND 08, RAND 10] sowie W. Lukas [LUKA 10] publiziert worden. Einen guten Literaturüberblick über die Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgebrachte Aufbetonschicht gibt auch M. Empelmann et. al. [EMPE 09] in einem Sachstandsbericht. In Österreich wurde eine Richtlinie für die Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten, die RVS 15.02.34 [RVS1 11], veröffentlicht.

Eine der ersten bruchmechanischen Untersuchungen zum adhäsiven Verbundverhalten von Interfaces zwischen altem und neuem Beton wurden von E. K. Tschegg und S. E. Stanzl [TSCH 91-2, TSCH 91-3, TSCH 94] durchgeführt. Für die Prüfung erfolgte die Verwendung von Proben mit unterschiedlicher Oberflächenpräparation des Altbetons. Die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte wurden mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg durchgeführt. Diese Untersuchungen konnten zeigen, dass bei unterschiedlichen Präparationen des Altbetons (z.B. Sandstrahlen, Nadelhammer oder das Aufbringen einer Emulsion) zwar 50 Prozent der Maximallast eines monolithischen Probekörpers erreicht werden kann, jedoch die spezifische Bruchenergie nur 20 Prozent jener eines monolithischen Probekörpers ausmacht. Dadurch konnte darlegt werden, dass die alleinige Bestimmung der maximal aufnehmbaren Kraft (z.B. durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit) nicht zielführend ist.

E. K. Tschegg und S. E. Stanzl [TSCH 91-2, TSCH 91-3] bewiesen aufgrund dieser Untersuchungen, dass durch die Bestimmung der spezifischen Bruchenergie auch die Duktilität des Interfaces ermittelt werden kann. Je „duktiler“ ein Material ist, umso mehr Mikrorisse entstehen und umso höher ist die Energie, die zum Aufspalten der Probe erforderlich ist. Generell konnten zwei Extremsituationen skizziert werden: Wird die Bruchprozesszone nur an einer Seite des Interfaces ausgebildet, muss diese die gesamte Deformation aufnehmen und das Material wird rasch an der schwächsten Stelle getrennt. Wird hingegen die Bruchprozesszone auf beiden Seiten des Interfaces ausgebildet, wird die Deformation auf einen viel größeren Bereich ausgedehnt und es ist mehr Energie nötig um einen Trennriss zu erzeugen. Dadurch ist es nur mit bruchmechanischen Untersuchungsmethoden möglich, dass mechanische Verhalten eines Interfaces genau zu beschreiben [TSCH 91-2].

W. Zikmunda [ZIKM 92] untersuchte die bruchmechanische Charakterisierung des Haftvermögens zementgebundener Werkstoffe. Die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgte mit der

Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [TSCH 86, TSCH 90] an Betonwürfeln mit einer Seitenlänge von 150 mm. Im Rahmen dieser Versuche wurde das Interface zwischen den beiden Betonschichten mit unterschiedlichen Methoden behandelt.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung resultierten aus folgenden Oberflächenbehandlungen:

Probekörper A	Geschliffene Oberfläche
Probekörper B	Unbehandelte Oberfläche
Probekörper C	Sandgestrahlte Oberfläche
Probekörper D	Wassergestrahlte Oberfläche
Probekörper E	Oberflächenprofilierung Sinus flach
Probekörper F	Oberflächenprofilierung Trapez
Probekörper G	Gebrochene Oberfläche
Probekörper H	Oberflächenprofilierung Dreieck groß
Probekörper I	Oberflächenprofilierung Dreieck klein
Probekörper J	Oberflächenprofilierung Sinus tief
Probekörper K	Monolithischer Probekörper

Die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte erfolge jeweils an vier identen Probekörpern. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sowie die unterschiedlichen angewandten Oberflächenprofilierungsmaßnahmen sind in Abbildung 76 zusammengestellt.

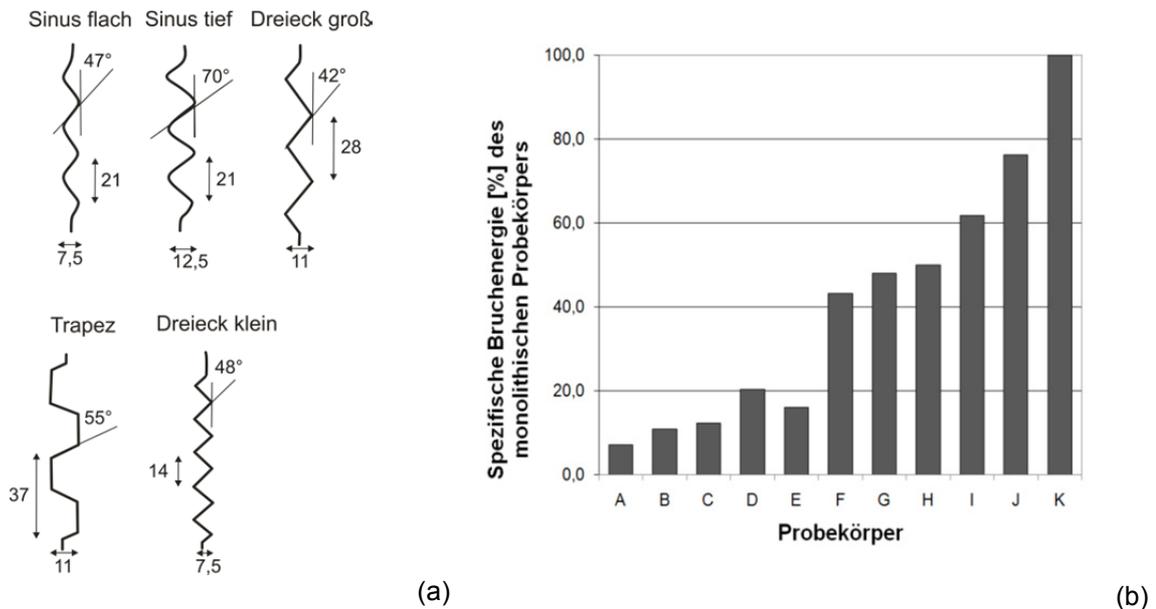


Abbildung 76: Unterschiedliche Oberflächenprofilierungsmaßnahmen (a) sowie spezifische Bruchenergie in Prozent des monolithischen Probekörpers (b) [nach ZIKM 92, TSCH 93]

Abbildung 76 zeigt, dass eine Verbundfestigkeit größer 50 Prozent jener eines monolithischen Probekörpers bei den Oberflächenprofilierungsmaßnahmen Dreieck groß, Dreieck klein und Sinus tief erreicht wurde. Der Grund, warum die restlichen Oberflächen eine relativ geringe Verbundfestigkeit liefern, dürfte darin liegen, dass bei diesen Untersuchungen die Gesteinskörnung nicht durch entsprechende Vorbehandlung (z.B. Hochdruckwasserstrahlen) freigelegt wurde.

Weiterführende Untersuchungen über das Bruchverhalten von Alt-Neubeton-Verbunden mit und ohne Dübelverstärkungen können E. K. Tschegg et. al. [TSCH 00-1, TSCH 00-2] entnommen werden. Diese Versuche haben gezeigt, dass die Rissinitiierungseigenschaften hauptsächlich durch die Qualität des Haftverbundes zwischen Alt- und Neubeton bestimmt werden. Durch eine entsprechende Abstimmung und Weiterentwicklung von Aufrauungsmethoden können bruchmechanische Eigenschaften von Verbundkonstruktionen erzielt werden, die fast jenen eines monolithischen Betonprobekörpers entsprechen. Bei einer zusätzlichen Anordnung von Dübeln in der Verbundfuge wirken diese erst, wenn bereits ein Riss vorhanden ist, übernehmen jedoch die Aufgabe von Rissstoppem. Dadurch kann die Fortpflanzung von Randrissen bei Verstärkungsstrukturen wirkungsvoll aufgehalten werden.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden drei Typen von Probekörpern mit folgender Bearbeitung der Altbetonoberfläche hergestellt:

Probekörper A	Wellen „gewellt“ (Wellentiefe etwa 20 mm und -länge 25 mm)
Probekörper B	kräftiges Wasserstrahlen „tief“ (Rautiefe 6,5 mm)
Probekörper C	leichtes Wasserstrahlen „normal“ (Rautiefe 0,17 mm)
Probekörper D	Monolithischer Beton „neu“

Nach dieser Oberflächenbearbeitung erfolgte das Aufbringen des Neubetons mit gleicher Qualität wie die des Altbetons (Größtkorn 16 mm, Bindemittelgehalt 240 kg/m³, W/B-Wert 0,75). Die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgte zur Abschätzung der Messunsicherheit jeweils an zwei Probekörpern, je nach Profilierungsmaßnahme, mit und ohne Bewehrung. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind für die Probekörper ohne Dübelverstärkung in Abbildung 77 (a) sowie für die Probekörper mit Dübelverstärkung in Abbildung 77 (b) zusammengestellt.

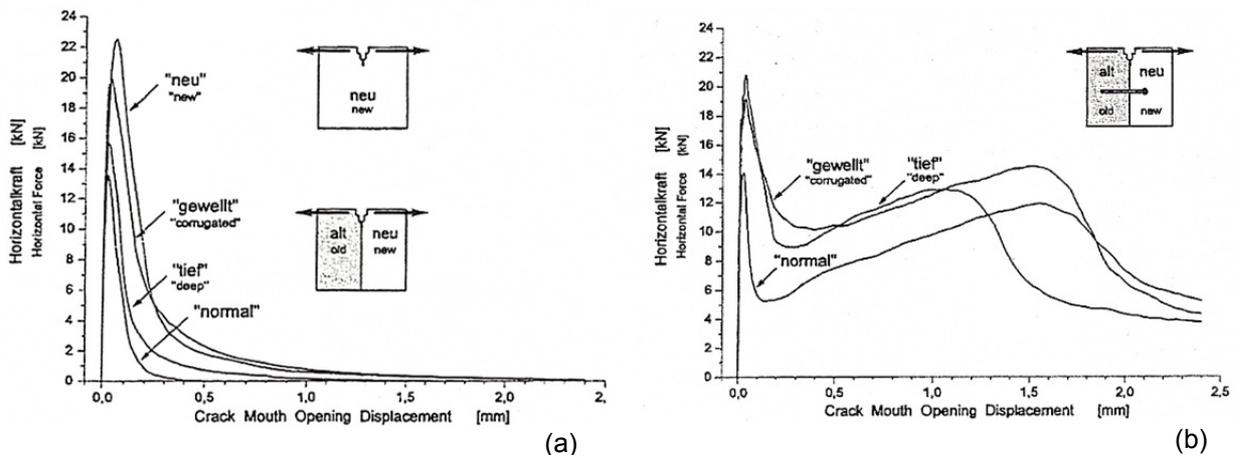


Abbildung 77: Horizontalkraft-Rissöffnungsdiagramm von Probekörpern mit unterschiedlicher Behandlung der Altbetonoberfläche ohne Dübelverstärkung (a) und mit Dübelverstärkung (b) [TSCH 00-1]

Die Ergebnisse aus Abbildung 77 (a) zeigen, dass die maximale Horizontalkraft der Interfaces der untersuchten Proben 60 bis 90 Prozent jener des monolithischen Betons entspricht, sich jedoch die Fläche unter den einzelnen Kurven als die spezifische Bruchenergie deutlich unterscheidet. Diese Werte erreichen nur 22 bis 23 Prozent des monolithischen Querschnitts. Abbildung 77 (b) zeigt, dass sowohl der ansteigende als auch ein Teil des absteigenden Astes der Kraft-Verformungslinien der untersuchten Proben nahezu ident mit jenen ohne Verdübelung sind. Erst mit zunehmender Verformung beginnen die schlaff eingebauten Dübel, Kräfte aufzunehmen und es kann ein neuerlicher Anstieg der Horizontalkraft festgestellt werden [TSCH 00-2]. Dabei ist zu beobachten, dass eine geringe Rauheit der Verbundfuge zu einem stärkeren Abfall führt, der Verbund somit eine geringe Verformungsfähigkeit aufweist. Durch den neuerlichen Anstieg der Horizontalkraft, entsteht eine sehr große spezifische Bruchenergie, die wesentlich zum Aufhalten des weiteren Risswachstums beitragen kann. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass Dübel zwar keinen wirklichen Beitrag zu Verhinderung von Rissen liefern, jedoch eine Bremsung des weiteren Risswachstums bewirken [TSCH 00-1].

Untersuchungen über das Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen liefert J.-L. Trausch [TRAU 00]. Zur Durchführung dieser Versuche wurden Probekörper, bestehend aus einem Untergrundbeton (Größtkorn 32 mm, W/B-Wert 0,50) und aus unterschiedlichen Beschichtungsbetonen (Größtkorn 4-16 mm, W/B-Wert 0,40-0,50, mit und ohne Schwindreduzierer und Stahlfasern), hergestellt. Neben der betontechnologischen Charakterisierung sowie Ermittlung hygrischer Kenngrößen erfolgte die Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten mit Keilspaltversuchen nach E. K. Tschegg sowie die Durchführung von Schubversuchen. Durch Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte mit dem Keilspaltversuch nach E. K. Tschegg konnte festgestellt werden, dass die Bruchenergie mit zunehmendem Gehalt an Schwindreduzierer im jungen Betonalter tendenziell abnimmt, wenngleich auch alle gemessenen Werte nahe beieinander liegen. Dies dürfte darauf zurückzuführen sein, dass die Zugfestigkeit des Betons aufgrund des Schwindreduzierers bei jungem Beton leicht erhöht ist. Im Betonalter von 28 Tagen ist kein Unterschied zu erkennen. Darüber hinaus konnte eindeutig festgestellt werden, dass bei einer Zugabe von Stahlfasern die spezifische Bruchenergie deutlich erhöht werden kann [TRAU 00].

Weitere Aussagen konnten von J.-L. Trausch [TRAU 00] durch Scherversuche mit einer Beanspruchung normal zur grenzflächennahen Zone getroffen werden. Er zeigte auf, dass durch Zugabe von Stahlfasern im Beschichtungsbeton die Bruchenergie im Mode II um 30 bis 40 Prozent erhöht werden kann. Dies machte sich vor allem im absteigenden Ast des Spannungs-Verformungsdiagramms bemerkbar, da Stahlfasern das Rissüberbrückungsvermögen deutlich erhöhen. Interessante Ergebnisse lieferten die Schubversuche an Betonproben mit unterschiedlichen Rauigkeitsstufen. Die ermittelten Rautiefen wurden mittels Hochdruckwasserstrahlen hergestellt und sowohl mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71] als auch mit einer einfachen Apparatur zur Abtastung der Oberfläche mittels Messuhren bestimmt. Das Verfahren zur Messung der Oberflächenrauheiten mit fünf auf einer Traverse montierten Messuhren, die für jede Messung um jeweils 5 mm verschoben wurden, wurde in Anlehnung an einen schwedischen Standardtest durchgeführt [TRAU 00]. Die Ergebnisse der Oberflächenmessung (Rautiefe Sandflächenverfahren, mittlere Rautiefe R_m und Profilkuppenhöhe mit Abtastverfahren) sind in Abbildung 78 (a) zusammengestellt. Abbildung 78 (b) zeigt darüber hinaus den Zusammenhang zwischen Rautiefe und spezifischer Bruchenergie, ermittelt am Scherversuch bei unterschiedlichem Betonalter.

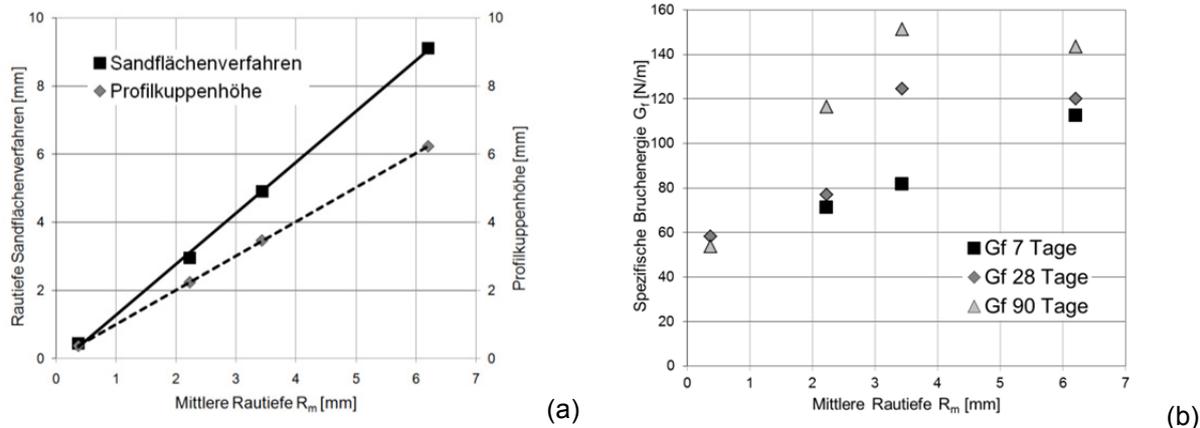


Abbildung 78: Ergebnisse der Bestimmung der mittleren Rautiefe und Profilkuppenhöhe mit Abtastverfahren im Vergleich zur Rautiefenbestimmung mit dem Sandflächenverfahren sowie Zusammenhang zwischen Rautiefe und spezifischer Bruchenergie in unterschiedlichem Betonalter (b) [nach TRAU 00]

Aufgrund der in Abbildung 78 dargelegten Ergebnisse kann geschlossen werden, dass die spezifische Bruchenergie, bestimmt mit dem Scherversuch, mit zunehmender mittlerer Rautiefe zunimmt. Weitere Untersuchungen zeigten, dass der Einfluss vom unterschiedlich vorgehästeten Untergrund auf die Schubfestigkeit eher gering, und der Einfluss von Haftbrücken auf die Verbundfestigkeit speziell nur im jungen Betonalter von Relevanz ist [TRAU 00].

H.-D. Beushausen [BEUS 01] widmete sich dem Schubtragverhalten von Beton bei unterschiedlichen Oberflächenprofilierungsmaßnahmen. Für diese Versuche wurde auf einem Untergrundbeton mit unterschiedlichen Oberflächenprofilierungsmaßnahmen eine 25 mm dicke Schicht Verbundestrich appliziert.

Für die Durchführung der Versuche erfolgte die Herstellung folgender Oberflächen:

Probekörper A	Glatte Betonoberfläche mit Schlämmschicht
Probekörper B	Glatte Betonoberfläche ohne Schlämmschicht
Probekörper C	Zwischenschicht aus hochfestem Beton, sonst wie A
Probekörper D	Zwischenschicht aus hochfestem Beton, sonst wie B
Probekörper E	Wellige Betonoberfläche, Belastung parallel zur Wellenausrichtung
Probekörper F	Wellige Betonoberfläche, Belastung normal zur Wellenausrichtung
Probekörper G	Freigelegte Gesteinskörnung ¹¹
Probekörper H	Fugenprofilierung mit Harke ¹² , Belastung parallel zur Ausrichtung
Probekörper I	Fugenprofilierung mit Harke, Belastung normal zur Ausrichtung
Probekörper J	Monolithischer Probekörper

¹¹ Das Erstarren der Betonoberfläche wurde durch Aufsprühen einer Zuckerlösung verzögert und der Bindemittelleim nach 24 Stunden, ähnlich der Herstellung einer Waschbetonoberfläche, mit einem Wasserstrahl entfernt.

¹² Auf die Betonoberfläche wurden Vertiefungen von 4 mm und in einem Abstand von 40 mm eingeprägt.

Abbildung 79 (a) zeigt den Versuchsaufbau sowie Abbildung 79 (b) die Ergebnisse der Fugenschubfestigkeit für die unterschiedlichen Probekörpertypen. Die Prüfung der Schubfestigkeit erfolgte an jeweils sechs Probekörpern.

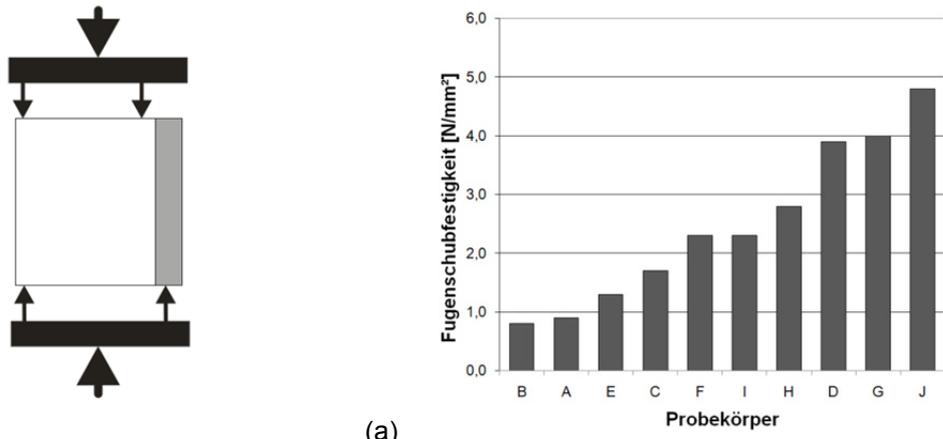


Abbildung 79: Systemskizze Versuchsaufbau (a) sowie Ergebnisse der Schubversuche (b) [nach BEUS 01]

H.-D. Beushausen [BEUS 01] konnte mit diesen Versuchen darlegen, dass bei entsprechender Oberflächenausbildung eine Fugenschubfestigkeit erreicht werden kann, die fast jener eines monolithischen Querschnitts entspricht. Es ist mit relativ einfachen Methoden möglich, den Untergrundbeton so weit zu profilieren, dass in weiterer Folge auf eine zusätzliche Schubbewehrung verzichtet werden kann.

K. Zilch und P. Lenz [ZILC 09] untersuchten im Rahmen eines Forschungsvorhabens das Verhalten von Beton-Beton-Verbunden. Die Untersuchungen im Zuge dieses Projektes erstreckten sich einerseits auf das Verbundverhalten in der Mikroebene, mit den chemischen Vorgängen zur Ausprägung des Interfaces durch die Zementhydratation, und andererseits auf das makroskopische Verbundverhalten ermittelt an Großkörpern. Parameter wie Zusammensetzung der Mischen für den Aufbeton, Oberflächenrauheit, Art des verwendeten Fließmittels und Vorbehandlung der Oberfläche wurden variiert. Zur Untersuchung der Verbundfestigkeit erfolgten die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit sowie der bruchmechanischen Kennwerte durch Erfassung des Kraft-Rissöffnungsdiagramms mit dem Keilspaltversuch. Ergebnisse der Keilspaltversuche sind in Abbildung 80 zusammengefasst.

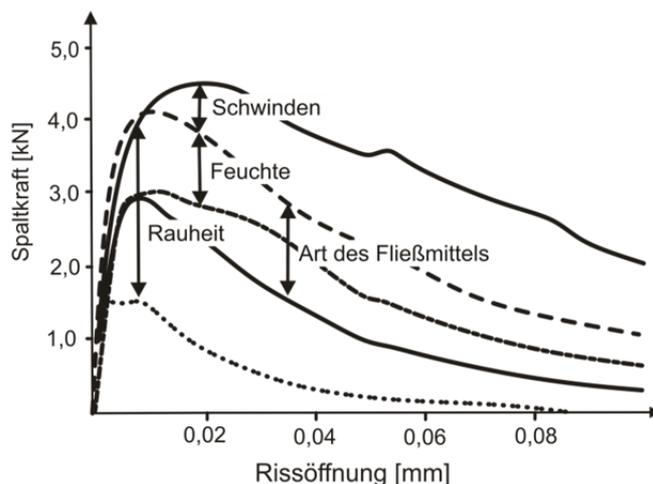


Abbildung 80: Kraft-Rissöffnungsdiagramm ausgewählter Versuche mit einer Bandbreite möglicher Einflussparameter auf das Verbundverhalten [nach ZILC 09]

Auf Basis dieser durchgeführten Versuche wurde abgeleitet, dass bei geeigneter Behandlung der Altbetonoberfläche sowie bei Wahl einer geeigneten Betonrezeptur Bauteile hergestellt werden können, die nahezu monolithisch wirken. In der derzeitigen Bemessung und Bauausführung in Deutschland findet dies jedoch nicht ausreichend Berücksichtigung [ZILC 09].

2.5.6.4 Verbundverhalten Beton – Abdichtungssysteme

Seit Jahrzehnten werden, um Brückentragwerke vor eindringenden Tauwässern zu schützen, Abdichtungssysteme auf Tragwerksoberflächen appliziert. In Österreich wird die Abdichtung fast ausschließlich mit Hilfe von mehrlagigen Bitumenbahnen hergestellt, welche mit dem Betontragwerk verklebt werden. Jedoch kommt es durch die Verkehrsbelastung in vielen Fällen zu Schäden an den Abdichtungssystemen [KHAZ 87].

Die Verbundeigenschaften von herkömmlichen Abdichtungssystemen aus Bitumenbahnen, werden in der Regel durch eine geforderte Rautiefe und Abreißfestigkeit des Betonuntergrunds sowie durch Prüfung der Haftzugfestigkeit des Abdichtungspaketes sichergestellt. Generell erfolgt die Prüfung gemäß RVS 15.03.12 [RVS1 03-3] bzw. EN 13596 [EN13 05] an der untersten Abdichtungslage bei einer Prüftemperatur von 0 °C. Bei einer Baustellenprüfung ist die entsprechende Kühlung durch Verwendung eines Kältebades (z.B. Alkohol oder Trockeneis) mit einem um die Prüfstelle gestülpten Rohrabschnitt sicherzustellen. Die geforderte Prüftemperatur (0 ± 3 °C) ist vor dem Aufbringen der Belastung mindestens zehn Minuten zu halten. Darüber hinaus definiert RVS 15.03.12 [RVS1 03-3] noch eine Prüfung der Schubfestigkeit des Abdichtungspaketes mit dem Betonuntergrund.

Bisher wurde eine Reihe von Untersuchungen zum Verbundverhalten von bituminösen Abdichtungssystemen durchgeführt. Im Gegensatz zu anderen Ländern wird in Österreich seit jeher die vollständige Verklebung der Abdichtungsebene mit dem Tragwerk angestrebt. Damit ist sichergestellt, dass unterläufiges Wasser dem Tragwerk nicht schaden kann und dass Bremskräfte zu keiner Verschiebung und lokaler Schädigung führen [KHAZ 87]. Die Bedeutung eines zu einem gewissen Grad schubsteifen Verbundes wurde beispielsweise von K. Lötsch und E. Eustacchio [LÖTS 82] dargelegt. Untersuchungen von M. Khazai-Moghadam et. al. [KHAZ 87] konnten zeigen, dass der Untergrund vor dem Verkleben mit der Abdichtung jedenfalls durch Hochdruckwasserstrahlen zu reinigen, und dass durch die Verwendung eines geeigneten Haftmittels eine wesentliche Verbesserung der Dauerhaftigkeit zu erwarten ist. Weiterentwicklungen führten dazu, dass anstelle des Systemanstrichs bei Rauigkeiten des Untergrundes unter 1,5 mm, bestimmt mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71], eine Kratzspachtelung auf Epoxidharzbasis vorzusehen ist [RVS1 03-2]. Dadurch kann eine bessere Haftung zwischen Beton und Abdichtungssystem, sowie eine dampfbremsende Wirkung sichergestellt werden. Aktuelle Untersuchungen von G. Dohr und E. Eustacchio [DOHR 08] an alten Abdichtungslagen aus den Jahren 1966 bis 1975 konnten zeigen, dass es durch die Liegedauer aufgrund des behinderten Sauerstoffzutritts nur zu relativ geringer Veränderung der Materialkennwerte kommt, jedoch ein teilweise sehr unterschiedlicher Haftverbund festgestellt wurde.

Gerade bei der Abdichtung von Brücken mit Bitumenbahnen treten in der Praxis immer wieder Schäden, speziell bei der Ausführung von Betonfahrbahnen auf. Durch schadhafte Fugen der Betondecke kommt es zum Einpressen von chloridhaltigen Tauwässern in die hohlraumreiche bituminöse Schutzschicht der Abdichtungsebene. Durch diese Zerstörung von unten wurde immer wieder ein Absinken von Betondeckenfeldern bzw. daraus resultierend, Klappern und Bruch einzelner Deckenfelder beobachtet [MACH 07-2]. Um dieses Problem sowie einen erheblichen Anteil an Eigengewicht zu reduzieren, wurden Alternativen zur derzeit angewandten Lösung für Betondecken auf Brücken, speziell für die Instandsetzung aber auch den Neubau im hochrangigen Straßennetz, gesucht. Dieses alternative System besteht aus einer etwa 0,2 cm dicken, direkt auf die Fahrbahn applizierten Kunststoffabdichtung und einer etwa 16 cm starken Betondecke. Von wesentlicher Bedeutung für das Funktionieren dieser Konstruktion ist die Ausbildung eines dauerhaften Verbundes zwischen Betondecke und Tragwerk [MACH 07-2, PEYE 09].

Die Anwendung von Kunststoffabdichtungssystemen bei Brückentragwerken ist in Europa, mit Ausnahme von Großbritannien, nicht sehr verbreitet. Der Marktanteil dieser Abdichtungssysteme liegt im deutschsprachigen Raum bei etwa ein bis maximal fünf Prozent, wobei in Großbritannien ein Marktanteil von etwa 70 Prozent erreicht wird. Aufgrund der dort vorliegenden durchwegs positiven Erfahrungen ist generell eine Erhöhung des Marktanteils in ganz Europa in Zukunft zu erwarten [HEAN 06]. Um Vorbehalte seitens der Bauherren sowie der Bauausführenden zu begegnen, ist zusätzliche Forschung zur Beseitigung von Wissenslücken bezüglich Materialeigenschaften, Anforderungen sowie Systemverhalten beim Einbau und während der Nutzung von entscheidender Bedeutung. In Österreich sind seit Beginn der 80er Jahre erste Brückenabdichtungen aus hochelastischen Kunststoffen in Verwendung, jedoch wurde festgestellt, dass die Verbundfestigkeit im Laufe der Zeit abgenommen hat. Auf Basis der Erkenntnisse erfolgten weitere Untersuchungen von G. Hartl et. al. [HART 95] zur Abklärung der grundsätzlichen Funktionstauglichkeit von Flüssigkunststoffabdichtungssystemen.

Diese weiterführenden Untersuchungen stellten dar, dass die Oberflächenrauheit nur einen relativ geringen Einfluss auf die Verbundeigenschaften hat, da das Versagen meist in der Kontaktzone zwischen Grundierung und Dichtungsschicht auftrat. Auch eine eventuelle Schädigung des Verbundes durch frühzeitiges Aufbringen des Adichtungssystems (14 Tage nach Betonherstellung) durch zu hohen Wassergehalt des Betons konnten von G. Hartl et. al. [HART 95] nicht nachgewiesen werden. Die Untersuchungen zeigten durchwegs Haftzugfestigkeiten von mindestens 2,2 N/mm². Diese waren mit jenen des Betonuntergrunds vergleichbar und liegen weit über der Anforderung gemäß RVS 15.03.13 [RVS1 97]. Die Prüfung von Flüssigkunststoffsystemen erfolgt weitgehend gemäß RVS 15.03.12 [RVS1 03-3], jedoch bei Raumtemperatur.

Neue Entwicklungen auf dem Gebiet von Flüssigkunststoffabdichtungssystemen zeigen auch, dass ein Kraftschluss zum Oberbau durch Anwendung von geeigneten Systemen hergestellt werden kann. Gerade bei hochbelasteten Verkehrsbauwerken ist es sinnvoll, dass nicht nur ein Verbundverhalten der Abdichtungsebene mit dem Untergrund, sondern auch mit dem Oberbau hergestellt wird. Im Rahmen eines Forschungsberichts wurde gezeigt, dass mit einem System bestehend aus Grundierung auf Altbeton, Haftvermittler einer PUR-Spritzabdichtung, eines Haftvermittlers sowie Abstreumaterial der beste Kraftschluss erreicht werden konnte [TORO 06]. Die in diesem Fall geforderte Schubfestigkeit von $\geq 0,15$ N/mm² gemäß RVS 15.03.10 [RVS1 97] wurde mit $\geq 0,8$ N/mm² erzielt.

Zweifellos sind die Eigenschaften von Abdichtungssystemen aus Flüssigkunststoffen und somit die Anforderungen an diese stark vom verwendeten Produkt abhängig. Schäden an diesen Systemen können entstehen, wenn zulässiger Feuchtigkeitsgehalt und Temperatur des Untergrunds, erforderliche Taupunkttemperaturen, Verarbeitungszeiten oder Wartezeiten nicht eingehalten werden. Wenngleich der Vorteil in der Applikation von Kunststoffabdichtungssystemen darin liegt, dass Kräfte übertragen, und Risse der Konstruktion dauerhaft überbrückt werden können, stellt die zielsichere Anwendung und Verbreitung in Österreich aufgrund der geringen Erfahrung mit diesen Produkten eine gewisse Herausforderung dar.

2.5.7 Prüfung von Verbundeigenschaften

Durch immer häufigere Instandsetzungs- oder Ertüchtigungsmaßnahmen aber auch durch die Anwendung von Fertigteilen, die mit einer zu einem späteren Zeitpunkt hergestellten Ortbetonschicht ausgeführt werden, nimmt das Zusammenwirken von zwei Betonschichten im Bauwesen eine immer größere Bedeutung ein. Das Wirken der Verbundkonstruktion setzt sich aus einer Vielzahl von Faktoren wie beispielsweise Adhäsion und Reibung zusammen. So vielfältig wie die in Kapitel 2.5.3 beschriebenen Mechanismen der Kraftübertragung sind daher auch die Prüfmethode zur Charakterisierung von Verbundeigenschaften. In den Verbundzonen von Beton herrschen grundsätzlich verschiedene Spannungs-Dehnungszustände (zufolge Druck-, Zug-, Scherbeanspruchung oder Kombinationen dieser), die je nach Prüfmethode besser oder schlechter erfasst werden können. Daher ist es wichtig, dass die jeweilige Prüfmethode auch die tatsächliche Belastungssituation möglichst gut abbildet.

2.5.7.1 Prüfmethode für Verbundwerkstoffe

Zur Prüfung von Verbundeigenschaften existieren eine Reihe genormter Prüfverfahren. Für jedes dieser Prüfverfahren werden Vorgaben an Probenherstellung, Probekörperabmessungen, Belastungssituation sowie Darstellung der Ergebnisse festgelegt. Statt eine Zusammenstellung von einzelnen national genormten Prüfverfahren aufzulisten, wird im Folgenden eine kurze Übersicht über generelle Prüfmöglichkeiten von Verbundbaustoffen gegeben. Dabei ist grundsätzlich zu beachten, dass die Ergebnisse reproduzierbar sein sollen damit diese als Grundlage für statische oder weitere numerische Berechnungen herangezogen werden können [MIER 97].

Eine gute Zusammenstellung über unterschiedliche Prüfmethode liefert A. Halicka [HALI 07]. Abbildung 81 zeigt die grundsätzlichen Prüfmethode sowie kombinierte Prüfverfahren von Verbundwerkstoffen. Als Spannungszustände im Interface können Zugbeanspruchung, Scherbeanspruchung oder Torsionsbeanspruchung auftreten, wobei für jeden Zustand oft unterschiedliche Prüfmethode angewendet werden können. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit auch mehraxiale Spannungszustände zu untersuchen. Wenngleich bei der Entwicklung dieser Prüfverfahren von Verbundwerkstoffen bzw. auch in den zugehörigen Richtlinien und Normen davon ausgegangen wurde, dass die Bestim-

mung der maximalen Kraft generell ausreichend ist, können bei vielen Prüfverfahren durch leichte Modifikationen auch bruchmechanische Kennwerte bestimmt werden. So besteht beispielsweise die Möglichkeit, bruchmechanische Eigenschaften von Interfaces in Anlehnung an den Spaltzugversuch mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg gemäß ÖNORM B 3592 [ONB3 11] zu bestimmen.

Spannungszustand im Interface					
Einaxialer Zug	Zug	Spaltzug	Haftzug	Biegezug	
Scherung	Scherung in einer Ebene	„Push off“	„Direkte Scherung“		
Torsion					
Mehraxiale Spannungszustände	Scherung und Druck	Abscherung 			
	Scherung und Zug	Scherung in zwei Ebenen (modifiziert) 	Konische Scherung 		
	„Patch test“				

Abbildung 81: Schematische Darstellung von unterschiedlichen Prüfmethoden zur Ermittlung von Verbundeigenschaften [nach HALI 07]

Zugbeanspruchung bzw. Beanspruchung im Mode I ist die meist verbreitete Prüfmethode zur Charakterisierung von Verbundwerkstoffen. Zu diesen Prüfungen können die Bestimmung der axialen Zugfestigkeit, der Haftzugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit gezählt werden. Als weitere Prüfmethode zur Verbundcharakterisierung findet die Verbundprüfung durch Scherbeanspruchung Anwendung. Die Torsionsprüfung ist in der Bauteilprüfung von Betonwerkstoffen kaum von Relevanz. Wenig verbreitet

sind ebenso Prüfmethode mit mehraxialen Spannungszuständen wie eine kombinierte Scher- und Druckbelastung, eine mehraxiale Scherbeanspruchung nach A. Halicka [HALI 07] und ein „Patch test“ nach S. A. Austin und P. J. Robins [AUST 93].

Die Auswahl geeigneter Prüfmethode für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Laborversuche erfolgte generell auf Basis der in Österreich gültigen Normenlage, wobei zur besseren Charakterisierung der Verbundeigenschaften ebenso bruchmechanische Untersuchungen durchgeführt wurden. Die Charakterisierung von Verbundeigenschaften zwischen unterschiedlichen Schichten erfolgt im Bauwesen in der Regel durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit. Dieses sehr einfache Verfahren ist seit Jahrzehnten in diversen nationalen [ONR2 10] sowie internationalen [EN15 99, ISO4 02] Prüfverfahren verankert. Das Prüfverfahren ist in Kapitel 2.5.7.2 beschrieben. Darüber hinaus wurden die bruchmechanischen Eigenschaften der Kontaktzone mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [TSCH 86, TSCH 90] ermittelt. Eine normative Festlegung dieser Prüfmethode erfolgte im Jahr 2011 in ÖNORM B 3592 [ONB3 11]. Das Prüfverfahren sowie die Anforderungen zur Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerken sind in Kapitel 2.5.7.3 zusammengestellt.

Die beiden aufgezählten Prüfverfahren bestimmen die Verbundeigenschaften bei Mode I Beanspruchung, wenngleich im Bauwesen generell unterschiedliche Belastungen auf Verbundfugen wirken. Werden die bereits in Kapitel 2.5.3 dargelegten Schubspannungsverläufe zufolge Adhäsion (Abbildung 65), zufolge Reibung (Abbildung 69) und zufolge Bewehrung oder Verdübelung (Abbildung 71) überlagert wird deutlich, dass diese aufgrund ihrer Wirkungsweise und Entstehung abhängig von der Verschiebung wirken. R. Reinecke [REIN 02] bzw. M. Empelmann et. al. [EMPE 09] liefern eine Zusammenstellung zum schematischen Schubspannungsverlauf in Anlehnung an die von G. Ackermann und M. Burkhardt [ACKE 92] publizierten Zusammenhänge. Diese sind in Abbildung 82 zusammengestellt.

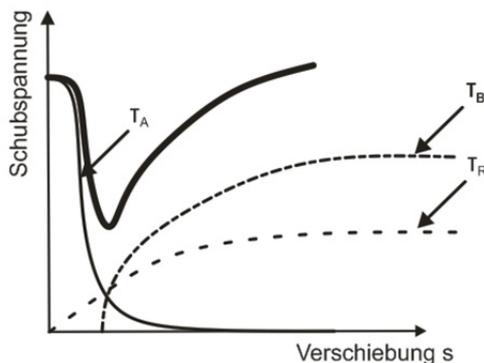


Abbildung 82: Schubspannungsverlauf zufolge Adhäsion τ_A , zufolge Reibung τ_R und zufolge Bewehrung τ_B [nach EMPE 09, REIN 02]

Die dargestellten Anteile müssen zur Abschätzung des Gesamttragverhaltens einer Konstruktion gesondert ermittelt werden. Darüber hinaus können diese nicht unabhängig voneinander betrachtet und bestimmt werden, da die Schubspannungsanteile zwar zu unterschiedlichen Zeitpunkten wirken, gewisse Überlagerungen der einzelnen Komponenten jedoch zweifellos auftreten. Die schematische Darstellung in Abbildung 82 zeigt, dass die Schubspannungen zufolge Bewehrung erst bei einer gewissen Verschiebung aktiviert werden und so ein vollkommenes Versagen einer bereits geöffneten Verbundfuge deutlich verzögern können.

Bei Betrachtung der in Abbildung 82 dargestellten Überlagerung der Schubspannungsanteile zufolge Adhäsion, Reibung und Bewehrung oder Verdübelung zeigt sich eine gewisse Ähnlichkeit zu den Horizontalkraft-Rissöffnungsdiagrammen gemäß Abbildung 77 (b) bei durchgeführten Versuchen zum Bruchverhalten zwischen Alt-Neubeton-Verbunden mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg. Die Keilspaltkonnten ebenso wie die Schubspannungsversuche darlegen, dass die maximal aufnehmbare Spannung überschritten wird und ein Riss in der Verbundfuge entsteht, ehe die Dübel oder Bewehrung beginnen Kräfte aufzunehmen. Somit ist es zur Sicherstellung einer dauerhaften und tragfähigen Konstruktion wesentlich, dass in der Verbundfuge zumindest im Gebrauchszustand (Zustand 1) nur so geringe Verformungen auftreten, dass Adhäsions- und Reibungskräfte nicht überschritten werden. Nur so kommt es zu keiner Entstehung eines Risses zwischen den beiden zusammengefügte Werkstoffen.

Bei der Verstärkung von Brückentragwerken durch Aufbetonschichten wird generell eine gewisse Menge an Verdübelung gemäß RVS 15.02.34 [RVS1 11] vorgeschrieben, dies führt jedoch zu einer nicht unerheblichen Steigerung der Kosten für diese Baumaßnahme. Darüber hinaus existieren eine Vielzahl von Einsatzmöglichkeiten des Aufbringens von mineralischen Verstärkungsschichten (z.B. Instandsetzungsmaßnahmen oder Verstärkungsschichten aus Spritzbeton), wo eine durchgehende Verdübelung oder Bewehrung wirtschaftlich nicht sinnvoll ausgeführt werden kann. Aufgrund des Sachverhalts, dass die maximal aufnehmbare Kraft in der Verbundfuge durch Adhäsion und Reibung erreicht wird und die Wirkung einer Verdübelung oder Bewehrung erst durch eine entsprechende Verschiebung aktiviert wird, erfolgten die im Rahmen dieses Projekts zusammengestellten Untersuchungen zur Ermittlung des Tragverhaltens von Verbundbaustoffen durchwegs ohne Einsatz einer entsprechenden Verdübelung.

Auf Basis der eben gezeigten Schubspannungs- bzw. Horizontalkraftverläufe in Abhängigkeit der Verschiebung stellt sich die Frage, welche Prüfmethode am besten zur Charakterisierung des Tragverhaltens von Verbundfugen geeignet sind. Die Prüfung der Haftzugfestigkeit als genormtes und hauptsächlich eingesetztes Verfahren zur Bestimmung von Verbundeigenschaften erfolgt im Mode I. Bei einer bruchmechanischen Charakterisierung des Interfaces mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg herrscht ebenfalls eine Belastungssituation im Mode I vor. Es stellt sich die Frage, ob diese Belastungssituation die tatsächlich in der Verbundfuge vorliegenden Gegebenheiten wieder spiegelt. Bei der Betrachtung eines Interfaces zwischen zwei Schichten, gemäß Abbildung 83, wird deutlich, dass bei einer vorausgesetzten, gewissen Oberflächenrauheit, bereits bei einer geringen Scherbeanspruchung ein Abheben der Probe erfolgt. Die Prüfung im Mode II geht daher bereits bei sehr geringen Verschiebungen in Mode I über. Weiters ist die Prozesszone im Beton bei einer Mode I - Belastungssituation viel kleiner als bei Mode II, dadurch kommt es im Mode I zu einer früheren Rissfortpflanzung als im Mode II [MIER 97]. Somit ist eine Prüfung im Mode I durchaus zur Charakterisierung der Verbundeigenschaften geeignet.

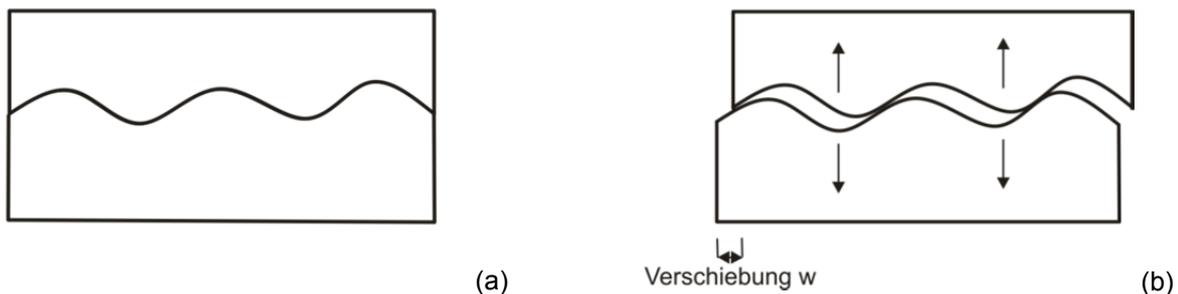


Abbildung 83: Schematische Darstellung des Übergangs von Mode I auf Mode II aufgrund der Unebenheit der Verbundfuge im unverschobenen Zustand (a), im um w verschobenen Zustand (b)

Erste umfangreiche Untersuchungen zum Zusammenwirken der Gesteinskörnung mit der Bindemittelmatrix unter Mode II Belastung wurden von J. C. Walraven und H. W. Reinhardt [WALR 81] publiziert. Entsteht ein Riss in der Bindemittelmatrix, verläuft dieser, aufgrund der in Kapitel 2.3.5.1 beschriebenen CH-reichen, porösen Zwischenschicht der Bindemittelmatrix, oft in Interfacenähe zur Gesteinskörnung. Wird ein Bauteil mit vorhandenem Riss im Mode II (Scherung) belastet, findet eine Kraftübertragung vom Korn auf die Matrix statt und es entsteht eine Verzahnung zwischen der Gesteinskörnung und der Bindemittelmatrix. Ähnlich wie in Abbildung 83 (b) dargestellt, bewirkt diese Schubbeanspruchung im Mode II durch vorhandene Gesteinskörnungspartikel oder andere Unebenheiten neben der Verschiebung auch ein Abheben der Rissufer im Mode I. Im Rissufer ist daher von einer Mixed-Mode Belastungssituation (Mode I und Mode II) auszugehen. Durch verschiedenste Versuche wurde beobachtet dass sich bei einer Mixed-Mode Belastungssituation die Risse meist im Mode I fortpflanzen [WALR 81, MIER 97].

Untersuchungen von C. H. Surberg [SURB 01] haben gezeigt, dass Proben bei experimentellen Untersuchungen in den Bruchmodi II und III dazu neigen nach Bruchmodus I zu versagen. Dies kann damit begründet werden, dass die Bruchenergie bei Scherbeanspruchung etwa eine Potenz über jener bei Zugbeanspruchung liegt. Im Rahmen dieser Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass das Verhältnis der Bruchenergie bei den Versagensmodi I, II und III für Sandstein $G_f(\text{Mode I}) : G_f(\text{Mode II}) : G_f(\text{Mode III}) = 9,5 : 467 : 39,4$ bzw. für Kalkstein $G_f(\text{Mode I}) : G_f(\text{Mode II}) : G_f(\text{Mode III}) = 6,6 : 151 : 21,1$ beträgt.

2.5.7.2 Prüfung des Verbundes durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit

Die Prüfung der Haftzugfestigkeit kann sehr einfach im Labor, aber auch direkt auf der Baustelle, durchgeführt werden. Diese Prüfmethode ist für unterschiedliche Oberflächen bzw. für die Prüfung unterschiedlicher Verbundwerkstoffe geeignet und je nach Anwendungsfall in diversen europäischen und nationalen Normen und Richtlinien verankert [ONR2 10, EN15 99, ISO4 02]. Ein oft im ähnlichen Kontext verwendeter Begriff ist die Bestimmung der Abreißfestigkeit. Gemäß ONR 23303 [ONR2 10] dient die Bestimmung der Abreißfestigkeit zur Ermittlung der an der Oberfläche oder in einer bestimmten Tiefe vorherrschenden Betongüte, um einen ausreichenden Verbund an aufzubringenden Beschichtungen gewährleisten zu können. Im Gegensatz dazu erfolgt die Bestimmung der Haftzugfestigkeit direkt an der Grenzfläche von zwei zusammengefügt Werkstoffen.

Bei der Prüfung der Haftzugfestigkeit wird in der Regel nass mit einem Kernbohrgerät 15 ± 5 mm bis unter die zu prüfende Schichtgrenze gebohrt. Das Wasser bzw. der Bohrschlamm sind nach dem Bohren aus der Ringnut zu entfernen. Die Oberfläche sowie die Ringnut werden, vor dem Aufkleben des zur Krafteinleitung erforderlichen Stahlstempels, getrocknet. Zur Prüfung der Haftzugfestigkeit werden kreisförmige Stahlstempel mit einem Durchmesser von 50 ± 5 mm verwendet. Der Stahlstempel hat an der Oberseite eine Vorrichtung zum Befestigen des Prüfgeräts aufzuweisen und ist an der Unterseite kraftschlüssig mit der zu prüfenden Oberfläche durch eine dünne Kleberschicht zu verbinden. Die Prüfung der Haftzugfestigkeit erfolgt nach dem Erhärten des Klebers durch zentrisches Abziehen mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $01 \pm 0,02$ kN/s [ONR2 10]. Abbildung 84 zeigt schematisch die Prüfung der Haftzugfestigkeit an einem Bauteil sowie die Versuchsdurchführung mit einem transportablen Haftzugprüfgerät.

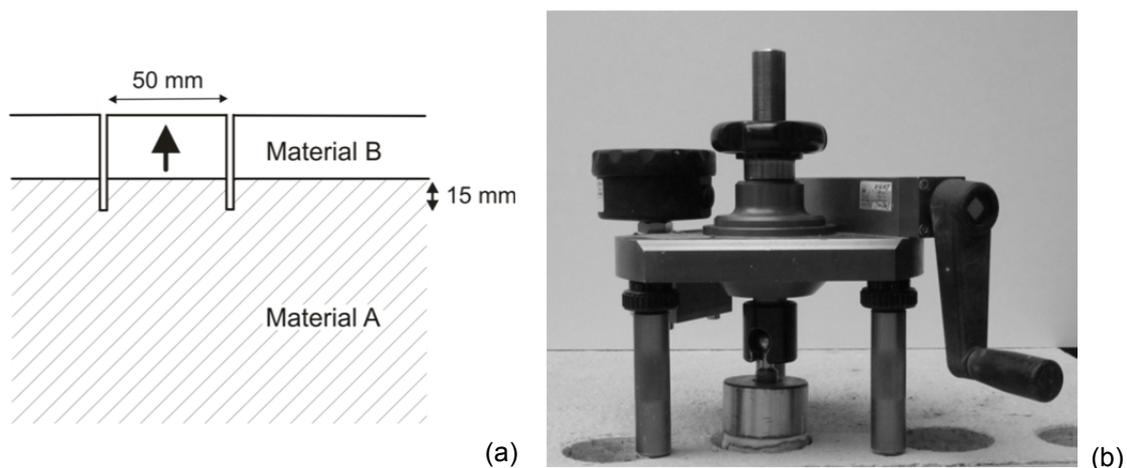


Abbildung 84: Schematische Darstellung der Prüfung der Haftzugfestigkeit (a) und Versuchsdurchführung mit einem transportablen Haftzugprüfgerät (b)

Die Haftzugfestigkeit errechnet sich gemäß Gleichung (38) aus der gemessenen Höchstkraft F in Abhängigkeit des Stempels bzw. Probekörperdurchmessers D (in der Regel 50 ± 5 mm):

$$\sigma_{HZ} = \frac{4 F}{\pi D} \quad (38)$$

Alternativ zu der in Abbildung 84 dargestellten Prüfung der Haftzugfestigkeit können auch Kerne aus dem zu prüfenden Interface freigebohrt, und unter kontrollierten Bedingungen im Labor durch Bestimmung der einaxialen Zugfestigkeit analysiert werden. Versuche über die Bestimmung von Haftzug- bzw. einaxialer Zugfestigkeit wurden beispielsweise von K. Kernbichler et. al. [KERN 06], H. G. Schäfer und V. Wintscher [SCHÄ 00] und R.-R. Schulz [SCHU 84] durchgeführt. Vor allem R.-R. Schulz [SCHU 84] liefert eine gute Zusammenstellung der Einflussfaktoren wie Versuchsanordnung, Betonbeschaffenheit und Lasteinleitung auf die Bestimmung der Haftzug- bzw. Abreißfestigkeit von Beton.

Einen wesentlichen Nachteil bei der Prüfung der Haftzugfestigkeit stellt jedenfalls die Problematik dar, dass die Aussagekraft dieser Bestimmung relativ gering ist, da nur die maximal aufnehmbare Kraft (F_{\max}) und nicht die zur jeweiligen Kraft auftretende Verschiebung erfasst wird. Abbildung 85 zeigt das theoretische Kraft-Verschiebungsdiagramm bei Prüfung der Abreißfestigkeit. Theoretisch, weil aufgrund von instabilem Risswachstum der Weg bis zum Versagen (strichlierte Linie in Abbildung 85) in der Regel nicht aufgezeichnet werden kann. Es erfolgt lediglich die Ermittlung der maximal aufnehmbaren Kraft, wodurch keine bruchmechanischen Aussagen über das Versagensverhalten getroffen werden können.

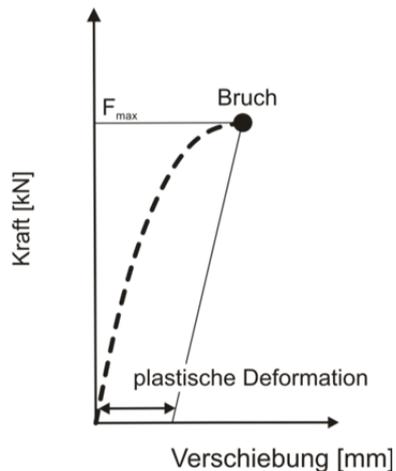


Abbildung 85: Theoretisches Kraft-Verschiebungsdiagramm bei der Prüfung der Haftzugfestigkeit

Ein Nachteil bei der Prüfung der Haftzugfestigkeit ist vor allem die außerordentlich hohe Streuung der Messergebnisse. Wenngleich die Prüfung der Haftzugfestigkeit das wichtigste Verfahren zur Beurteilung der mechanischen Eigenschaften von Beton-Verbundwerkstoffen darstellt, sind die Ergebnisse nicht immer zufriedenstellend [SCHU 84]. Ein wesentliches Problem stellt die Kerbwirkung durch unregelmäßiges Korngefüge, Aufbauten mit mehreren Schichten oder ungenügende Verklebung des Werkstoffs mit dem Stahlstempel dar. Darüber hinaus haben Untersuchungen in der Praxis wiederholt gezeigt, dass das Verbundverhalten von Beschichtungssystemen nicht mit der ermittelten Abreiß- oder Haftzugfestigkeit korreliert werden kann [SCHU 84]. Dieser Umstand konnte auch mit den in Kapitel 3 zusammengefassten eigenen Untersuchungen klar dargelegt werden.

Um im Gegensatz zu der alleinigen Bestimmung der maximal aufnehmbaren Kraft dennoch Aussagen über das bruchmechanische Werkstoffverhalten treffen zu können, wurde eine Adaption dieses Verfahrens von H. K. Hilsdorf und H. W. Belli [HILS 82] durchgeführt. Bei diesem sogenannten gekerbten Zugversuch wird der Probekörper in der zu prüfenden Schichtgrenze mit einer umlaufenden Kerbe versehen, um die Rissinitiierung lokal auf diesen Bereich einzugrenzen. Jedoch ist auch bei diesen Versuchen eine hochpräzise Messwerterfassung von Dehnungsaufnehmern und eine extrem hohe Maschinensteifigkeit erforderlich. Selbst mit einem extremen messtechnischen Aufwand wurden bisher nur Messergebnisse mit relativ großen Streuungen erfasst [HILS 82]. Wesentlich mehr Versuchsergebnisse liegen mit der messtechnisch etwas einfacheren, im Folgenden detailliert erklärten, bruchmechanischen Charakterisierung mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg vor.

2.5.7.3 Prüfung des Verbundes durch bruchmechanische Charakterisierung mit der Keilspaltmethode

Die Grundlagen der bruchmechanischen Charakterisierung bzw. mögliche Prüfmethode wurden bereits in Kapitel 2.3.4 erläutert. Die folgenden Ausführungen beschränken sich daher auf die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg. Die ersten Entwicklungen zu diesem Verfahren wurden in den Patenten „Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten“ [TSCH 86] und „Lasteinleitungsvorrichtung mit geringer Reibung“ [TSCH 90] abgesichert. Bald folgte eine Vielzahl an Publikationen, beginnend mit der allgemeinen Beschreibung der Prüfeinrichtung [TSCH 91-1] und weitere unzählige Untersuchungen meist über

Verbundeigenschaften [z.B. TSCH 91-2, TSCH 91-3, TSCH 94, TSCH 00-1, TSCH 07]. Im Jahr 2011 erfolgte die Auflassung des Patents zugunsten einer Normung dieses Verfahrens in ÖNORM B 3592: „Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen“ [ONB3 11].

Generell wurde dieses Verfahren für die statische Prüfungsdurchführung entwickelt, es ist jedoch ebenso eine dynamische Prüfung möglich, diese wird jedoch im Folgenden nicht näher betrachtet. Bei der statischen Prüfungsdurchführung wird ein Probekörper in einer Prüfvorrichtung statisch belastet und ein Last-Verschiebungsdiagramm über die gesamte Prüfdauer aufgezeichnet. Dabei ist wesentlich, dass die Vortriebsgeschwindigkeit der Prüfpresse über die gesamte Prüfdauer konstant gehalten wird damit das Vor- und Nachbruchverhalten bis zum vollständigen Aufspalten der Probe aufgezeichnet werden kann. Abbildung 86 zeigt eine Auswahl von möglichen Prüfkörperformen für die Keilspaltprüfung sowie ein Schema der Prüfanordnung für einen aus zwei Materialien bestehenden Baustoff. Aufgrund dieser Versuchsanordnung eignet sich die Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg besonders für die bruchmechanische Untersuchung von Verbundwerkstoffen, da die Prüfungsdurchführung im Gegensatz zum Biegebalkenversuch auch bei geringer Verbundfestigkeit möglich ist.

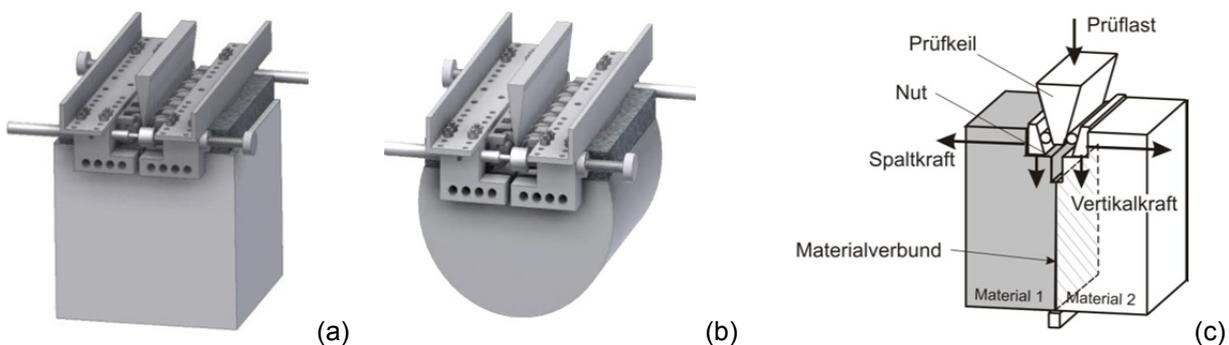


Abbildung 86: Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten an einem prismatischen (a) und zylinderförmigen Prüfkörper (b) sowie Systemskizze zur Keilspaltmethode (c) [ONB3-11]

Bei der Prüfungsdurchführung werden zu jedem Zeitpunkt die Prüfkraft sowie die zugehörige Verschiebung in Horizontalrichtung aufgezeichnet. Hierfür sind einerseits eine Prüfmaschine mit entsprechender Steifigkeit, mit Hilfe derer eine Verschiebung des Keils mit einer konstanten Geschwindigkeit möglich ist, und andererseits Wegtaster zur Messung der Horizontalverschiebung erforderlich. Durch eine hohe Maschinensteifigkeit ist gewährleistet, dass die in der Probe gespeicherte elastische Energie sehr klein ist. Abbildung 87 zeigt das statische System des Probekörpers sowie eine für diese Prüfung typische Spaltkraft-Verschiebungskurve gemäß ÖNORM B 3592 [ONB3 11].

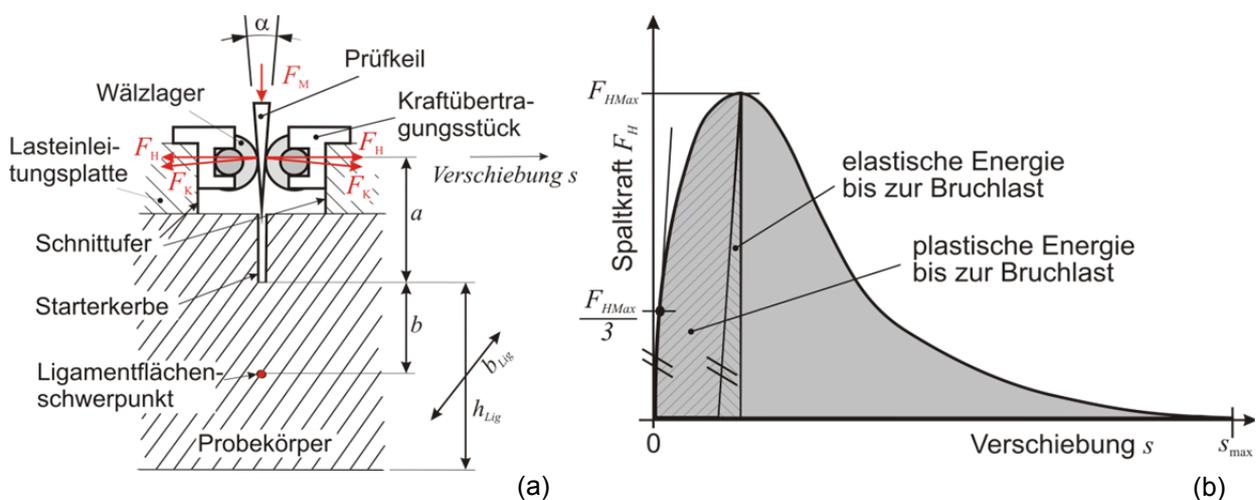


Abbildung 87: Statisches System des Probekörpers mit Kräften und Abmessungen (a) sowie typische Spaltkraft-Verschiebungskurve zur Ermittlung von Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} und Bruchenergie G_F (b) [ONB3-11]

Basierend auf der Spaltkraft-Verschiebungskurve gemäß Abbildung 87 können die beiden bruchmechanischen Parameter, die spezifische Bruchenergie G_F sowie die Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} ermittelt werden. Bei der Prüfungsdurchführung werden die Verschiebungen in Horizontalrichtung s mittels Wegastern, und die Kräfte in Vertikalrichtung F_M mittels Kraftwegdose kontinuierlich aufgezeichnet. Die zu jedem Prüfzeitpunkt gemessene Kraft ist in Abhängigkeit des Keilwinkels α in eine Horizontalkraft F_H umzurechnen.

Die Horizontalkraft errechnet sich wie folgt gemäß Gleichung (39):

$$F_H = \frac{F_M}{2 \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)} \quad (39)$$

Mit der Horizontalkomponente der Prüfkraft F_H sowie der Verschiebung s kann das vollständige Kraft-Verschiebungsdiagramm gemäß Abbildung 87 (b) aufgetragen werden.

Auf Basis der ermittelten maximalen Horizontalkraft $F_{H,max}$ ist es möglich, mit Hilfe der Elastizitätstheorie die Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} zu berechnen. Die Kerb-Spaltzugfestigkeit korreliert in gewisser Weise mit der einaxialen Zugfestigkeit des geprüften Werkstoffs [TSCHE 91]. Gleichung (40) gibt den Term für die zu errechnende Kerbbiegezugfestigkeit an:

$$\sigma_{KZ} = \frac{F_{H,max}}{A_{Lig}} + \frac{M_b}{W_y} \quad (40)$$

Dabei bezeichnet A_{Lig} die Ligamentfläche. Diese ist mit der Bruchfläche gleichzusetzen und errechnet sich aus h_{Lig} multipliziert mit b_{Lig} gemäß Abbildung 87. Das Biegemoment im Prüfkörper errechnet sich aus F_H multipliziert mit dem Abstand des Schwerpunkts zum Angriffspunkt der Horizontalkraft ($a + b$) gemäß Abbildung 87 (a) und W_y entspricht dem axialen Widerstandsmoment der Ligamentfläche.

Darüber hinaus ist es möglich die spezifische Bruchenergie G_F als numerische Integration der Fläche unter dem Last-Verschiebungsdiagramm gemäß Gleichung (41) zu ermitteln:

$$G_F = \frac{1}{A_{Lig}} \int_0^{s_{max}} F_H ds \quad (41)$$

Die Gesamtarbeit, die zum Aufspalten der Probe aufgewendet werden muss, ist durch die Division durch die Ligamentfläche (unter Berücksichtigung des Size Effect Modells nach [BAŽA 84]) querschnittsunabhängig.

Als letzter Parameter wird in ÖNORM B 3592 [ONB3 11] noch die charakteristische Länge l_{ch} angegeben. Gleichung (42) liefert den Term für die charakteristische Länge gemäß [ONB3 11]:

$$l_{ch} = \frac{G_F E}{\sigma_{KZ}^2} \quad (42)$$

Dabei definiert ÖNORM B3592 [ONB3 11] für die Bestimmung der charakteristischen Länge das Quadrat der Kerb-Spaltzugfestigkeit als den Divisor. Die ursprüngliche Formel gemäß A. Hillerborg [HILL 85] setzt hier die Zugfestigkeit ein (siehe auch Gleichung 21). E definiert den Elastizitätsmodul des Werkstoffs, daher kann die charakteristische Länge bei Verbundwerkstoffen mit unterschiedlichen Elastizitätsmodulen nicht sinnvoll ermittelt werden. Generell gilt, je kleiner die charakteristische Länge l_{ch} , umso spröder ist ein Werkstoff. Eine Aussage über die Sprödeheit oder Duktilität eines Materials oder eines Interfaces kann auch, falls der Elastizitätsmodul nicht bekannt ist, aufgrund der Spaltkraft-Verschiebungskurve getroffen werden. In Abbildung 88 sind typische Bruchverläufe für ein sprödes und duktileres Versagen dargestellt.

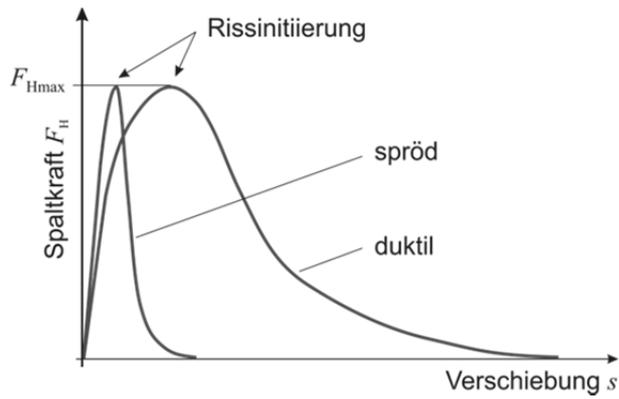


Abbildung 88: Typische Spaltkraft-Verschiebungskurve für spröde und duktile Baustoffe [ONB3-11]

Abbildung 88 zeigt, dass bei beiden Kurven die proportional zur Abreißfestigkeit stehenden Festigkeitswerte (F_{Hmax}) gleich sind, sich jedoch die Fläche unter der Kurve, also die spezifische Bruchenergie, deutlich unterscheidet. Sprödes Materialversagen zeichnet sich durch ein geringes, duktilen Materialversagen durch ein hohes Versagen, bedingt durch eine hohe spezifische Bruchenergie aus. Durch Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg können daher im Vergleich zur Ermittlung der Abreißfestigkeit wesentlich mehr Informationen über das Verbundverhalten von Interfaces gesammelt werden.

3. Eigene Untersuchungen

3.1. Einführung

Die im Folgenden dargelegten Versuchsreihen beschäftigen sich mit verschiedenen im Bauwesen auftretenden Fragestellungen zum Verbundverhalten von Beton mit Spritzabdichtungssystemen bzw. von Beton mit einer weiteren Schicht Beton. Dabei wird generell von der Fragestellung ausgegangen, wie ein Interface ausgebildet sein sollte, damit optimale Verbundeigenschaften zwischen den beiden Schichten erreicht werden können. Neben den bereits beschriebenen normativ verankerten Prüfverfahren zur Beschreibung der Oberflächen- und Verbundeigenschaften erfolgte die Erstellung eines dreidimensionalen Oberflächenmodells sowie die bruchmechanische Beschreibung der Interfaces. Nachfolgend werden drei unterschiedliche experimentelle Fragestellungen behandelt. Der erste Block behandelt die Charakterisierung von Beton-Spritzabdichtungs-Verbundsystemen. Das zweite und dritte Unterkapitel diskutiert das Verbundverhalten unterschiedlich ausgeprägter Beton-Beton-Interfaces. Die behandelten Fragestellungen sind generell aufbauend zu betrachten, da diese speziellen Problemstellungen im Zuge von weiterführenden Forschungsvorhaben zu Verstärkungsmaßnahmen von Betonbrücken entstanden sind. Dadurch konnten bereits aufgezeigte Erkenntnisse in die nachfolgenden Versuchsreihen einfließen.

3.2. Verbundverhalten Beton - Spritzabdichtung

3.2.1 Problemstellung

Durch steigende Verkehrslasten werden immer höhere Anforderungen an Brückentragwerke gestellt. Bei der Ausführung von Betondecken auf Brücken ist gemäß derzeitig gültigem Regelwerk RVS 15.03.15 „Fahrbahnaufbau auf Brücken“ [RVS1 01] eine Gesamthöhe des Fahrbahnaufbaus von 30 cm erforderlich. Bei der Ausführung dieses richtlinienkonformen Fahrbahnaufbaus wurden in letzter Zeit immer wieder Schäden an der Fahrbahnkonstruktion festgestellt. Speziell das Einpressen von taumittelhaltigen Wässern durch schadhafte Betondeckenfugen führt zu einer Zerstörung der hohlraumreichen, bituminösen Schutzschicht und somit zu einem partiellen Absinken einzelner Betondeckenfelder [BRAN 06, SEIS 05, MACH 07-2].

Weiters zeichnet sich der beschriebene Fahrbahnaufbau auf Brücken durch ein hohes Eigengewicht aus. Werden aufgrund von steigenden Verkehrslasten im Zuge von Generalsanierungen Tragwerksverstärkungen erforderlich, ist die Ausführung einer herkömmlichen Betondecke oft nicht mehr möglich, da das Eigengewicht des Fahrbahnaufbaus zu hoch sein würde und eine Korrektur der Fahrbahnhöhe in den angrenzenden Freilandbereichen erforderlich wäre [MACH 07-2]. Aufgrund dieser Problemstellung entstand im Rahmen eines von der „Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft“ geförderten und vom „Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie“ abgewickelten Forschungsvorhaben die Überlegung, eine Alternative zum richtlinienkonformen Aufbau zu finden.

Während der herkömmliche Betondeckenaufbau gemäß RVS 15.03.15 [RVS1 01] aus einer 25 cm starken Betondecke auf einer bituminösen Schutzschicht sowie der Abdichtungsebene besteht, reduziert sich das neu zu untersuchende System auf eine etwa 16 cm starke Betondecke auf einer etwa 0,2 cm dicken Kunststoffabdichtung. Abbildung 89 zeigt den derzeit gebräuchlichen Aufbau von Betonfahrbahnen auf Brücken im Vergleich zum neuen Aufbau.

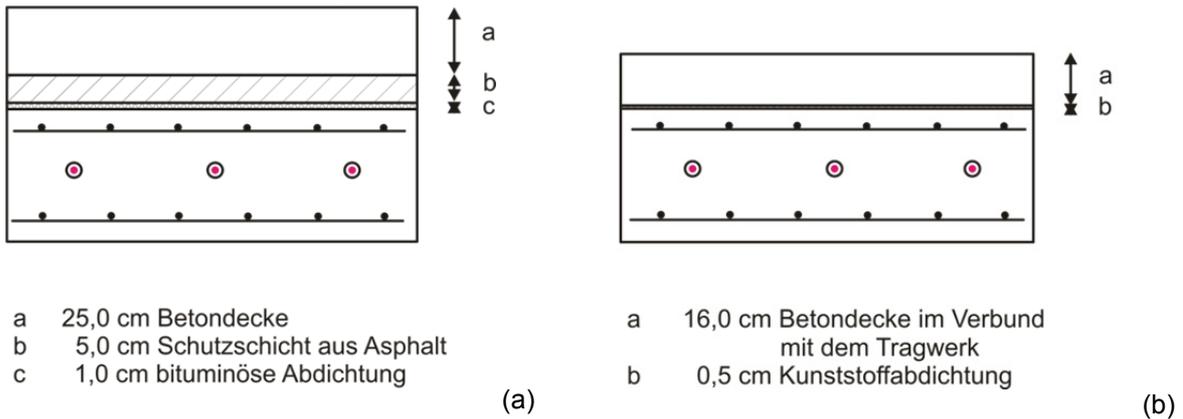


Abbildung 89: Deckenaufbau auf Brücken gemäß RVS 15.03.15 [RVS1 01] (a) im Vergleich zu einem alternativen Aufbau (b)

Der in Abbildung 89 (b) gezeigte dünnere Fahrbahnaufbau ist möglich, da es die direkt auf das Tragwerk applizierte Kunststoffabdichtung erlaubt, Kräfte von der Betondecke in das Tragwerk zu übertragen. Dadurch ist es einerseits möglich, die fehleranfällige Abdichtungsebene zu ersetzen und andererseits durch Verringerung der Gesamtpakethöhe den Eigengewichtsanteil um etwa $3,4 \text{ kN/m}^2$ zu reduzieren. Wegen der erforderlichen Kraftübertragung stellt das Verbundverhalten zwischen Tragwerk, Spritzabdichtung und Betondecke einen wesentlichen Parameter für das dauerhafte Funktionieren dieser Konstruktion dar und wurde im Rahmen dieses Forschungsprojekts genauer untersucht.

3.2.2 Untersuchungsprogramm

Bei der Probekörperherstellung wurde als erster Schritt ein Tragwerksbeton mit der Betonsortenbezeichnung C30/37/F45/GK22/B5 gemäß ÖNORM B 4710-1 [ONB4 07] eingebracht. In weiterer Folge erfolgte das Hochdruckwasserstrahlen des Untergrunds und das Aufbringen einer Grundierung zur Herstellung eines Kraftschlusses zwischen Untergrund und Abdichtungsebene. Als Abdichtungssysteme kamen eine zweikomponentige, rissüberbrückende Polyurethankombination (PUR)¹³ sowie ein auch bei tieferen Temperaturen verarbeitbares Abdichtungssystem auf Polyurethan-Methylmetacrylat-Basis (PUMA)¹⁴ zum Einsatz. Zur Herstellung eines Kraftschlusses zwischen Spritzabdichtung und Oberbau erfolgt, vor dem Einbau des 6 cm starken Straßenoberbetons OB GK8 gemäß RVS 08.17.02 [RVS0 11], das Aufbringen eines Haftvermittlers sowie bei einem System das Einbringen von Abstreumaterial (Quarzsand).

Zur Charakterisierung des Einflusses unterschiedlicher Parameter auf das Verbundverhalten dieser Konstruktion, erfolgte die Herstellung von Versuchskörpern mit fünf unterschiedlichen Systemen. Variiert wurde einerseits das Spritzabdichtungssystem und andererseits die Oberflächenvorbereitung zwischen Betonuntergrund und Abdichtungssystem. Tabelle 10 zeigt eine Zusammenstellung der verwendeten Abdichtungssysteme sowie der unterschiedlichen Oberflächenvorbereitungsmaßnahmen.

Tabelle 10: Abdichtungssystem sowie Oberflächenvorbereitungen

Probekörperbezeichnung	Abdichtungssystem bzw. Oberflächenvorbereitung
S 1	Polyurethan (PUR) Hochdruckwasserstrahlen (HDWS) normal mit Absanden
S 2	Polyurethan (PUR) Hochdruckwasserstrahlen (HDWS) normal ohne Absanden
S 3	Polyurethan-Methylmetacrylat (PUMA) Hochdruckwasserstrahlen (HDWS) normal ohne Absanden
S 4	Polyurethan (PUR) Hochdruckwasserstrahlen (HDWS) schwach ohne Absanden
S 5	Polyurethan (PUR) Hochdruckwasserstrahlen (HDWS) stark ohne Absanden

¹³ Bruchdehnung ~ 380 %, Verarbeitung bei +8 bis +40 °C [SIKA 09]

¹⁴ Bruchdehnung ~ 280 %, Verarbeitung bei +0 bis +30 °C [SIKA 09]

Um den Einfluss der unterschiedlichen Oberflächenbearbeitung auf das Verbundverhalten zu untersuchen, erfolgte das Hochdruckwasserstrahlen einerseits in üblicher, wie derzeit bei Brückensanierung ausgeführter Stärke (HDWS normal), sowie andererseits mit geringerer (HDWS schwach) und stärkerer (HDWS stark) Intensität. Neben den Auswirkungen der alternativen Spritzabdichtung (S 3 gemäß Tabelle 10) wurde auch noch der Einfluss des Absandens auf das Verbundverhalten untersucht. Bei den Proben, welche ohne Absanden hergestellt wurden, kam nur ein Haftvermittler zum Einsatz.

Zur Charakterisierung der unterschiedlichen Oberflächenstrukturen erfolgte die Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71]. Die Prüfung wurde analog ÖNORM EN 1766 [EN17 00] durchgeführt. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens diente die Bestimmung der Haftzugfestigkeit gemäß ONR 23303 [ONR2 10] sowie der bruchmechanischen Kennwerte mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg. Die Prüfungsdurchführung erfolgte weitgehend analog zu den später zusammengestellten Vorgaben der ÖNORM B3592 [ÖNB3 11]. Untersuchungen zum Tragverhalten der Gesamtkonstruktion wurden auf Basis einer Konzeption aus Druck- und Zugzonenergänzung mit Hilfe von Dauerschwingversuchen an Großkörpern mit den Abmessungen 500 x 100 x 40 cm durchgeführt. Versuchsaufbau und Erkenntnisse dieser am „Institut für Tragkonstruktionen“ der Technischen Universität Wien durchgeführten Versuche, können aus J. Kollegger et. al. [KOLL 05] und B. Köberl et. al. [KÖBE 08-1, KÖBE 08-2] entnommen werden.

3.2.3 Ergebnisse

Im Folgenden sind die Ergebnisse der einzelnen Prüfungen zusammengestellt. Als erster Schritt erfolgte die Bestimmung der Rautiefe gemäß ÖNORM EN 1766 [EN17 00] (vgl. Kapitel 2.4.4.2). Die Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe sind in Tabelle 11 bzw. Abbildung 90 (a) zusammengestellt. Die Ermittlung der Verbundeigenschaften erfolgte durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit gemäß ONR 23303 [ONR2 10] (vgl. Kapitel 2.5.7.2). Die Ergebnisse der Bestimmung der Haftzugfestigkeit sind in Tabelle 11 bzw. Abbildung 90 (b) zusammengestellt.

Die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte, Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie spezifischer Bruchenergie erfolgte analog ÖNORM B 3592 [ÖNB3 11]. Hierfür wurden aus den Versuchskörpern Bohrkern mit einem Durchmesser von 10 cm entnommen, entsprechend den Vorgaben zugeschnitten, mit einer Starterkerbe im Interface versehen, sowie Lasteinleitungsplatten aufgeklebt (vgl. Kapitel 2.5.7.3). Im Rahmen der Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte zeigten sich generell zwei Versagensmechanismen mit Versagen im Beton sowie Versagen des Interfaces. Eine Charakterisierung des Einflusses der unterschiedlichen Abdichtungssysteme bzw. Oberflächenvorbereitungsmaßnahmen war jedoch nur durch Versagen im Interface möglich, da die Betoneigenschaften aller untersuchten Systeme ident waren. Daher sind in Tabelle 11 bzw. Abbildung 90 (c) bzw. Abbildung 90 (e) nur die Ergebnisse für Versagen im Interface der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie zusammengestellt.

Tabelle 11: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe, der Haftzugfestigkeit, der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörperbezeichnung	R_t	σ_{HZ}	σ_{KZ}	G_f
	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[J/m ²]
S 1	0,75	1,3	4,9	3107
S 2	0,56	1,4	3,7	1522
S 3	0,50	1,0	4,5	331
S 4	<i>0,49</i>	1,3	4,5	2678
S 5	1,08	1,1	3,9	2279

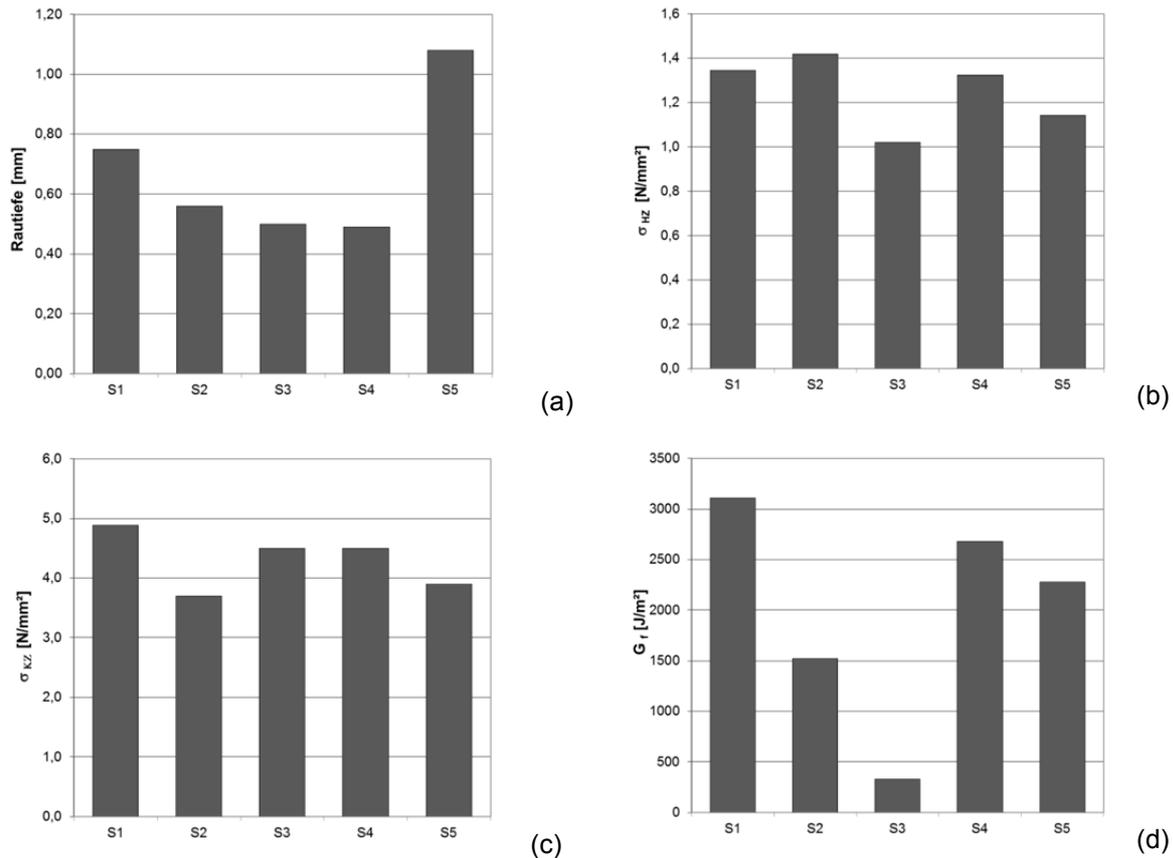


Abbildung 90: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe¹⁵ (a), der Haftzugfestigkeit¹⁶ (b), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (c) sowie der spezifischen Bruchenergie¹⁷ (d)

Abbildung 90 zeigt, dass alle ermittelten Werte der Haftzugfestigkeit mit Ausnahme von System S 3 (PUMA) auf etwa gleichem Niveau sind. Ähnlich verhält es sich mit der Kerb-Spaltzugfestigkeit. Im Gegensatz dazu zeigt die ermittelte spezifische Bruchenergie deutliche Unterschiede zwischen den eingesetzten Systemen. Aufgrund der sehr niedrigen Bruchenergie wird ersichtlich, dass das System S 3 einen deutlich anderen Versagensmechanismus zeigt als die restlichen Abdichtungssysteme. Weiters kann geschlossen werden, dass sich das Absanden der Oberfläche durchaus positiv auf die Verbundeigenschaften auswirkt. Dies bestätigt auch die Aussagen von G. Hartl et. al. [HART 95]. Weitere Versuchsergebnisse zum Einfluss von Frost-Tauwechselbeanspruchung sowie von dynamischen und statischen Versuchen an Großkörpern auf das Verbundverhalten können M. Peyerl et. al. [PEYE 09] entnommen werden.

3.2.4 Schlussfolgerungen

Zuerst sei der Einfluss des Hochdruckwasserstrahls auf Verbundeigenschaften beleuchtet. Aus den Ergebnissen aus Abbildung 90 kann geschlossen werden, dass bei den, bis auf den aufgewendeten Druck des Hochdruckwasserstrahls, gleichen Systemen, ein Einfluss auf die Verbundeigenschaften festgestellt werden konnte. In Abbildung 91 (a) ist der Zusammenhang zwischen der Stärke des Hochdruckwasserstrahls, dargestellt als Rautiefe, und der Kerb-Spaltzugfestigkeit, und in Abbildung 91 (b) der Zusammenhang zwischen Rautiefe und der spezifischen Bruchenergie zusammengestellt. Darüber hinaus zeigen Abbildung 91 (a) und (b) die optische Struktur der in verschiedenen Intensitäten hochdruckwassergestrahlten Oberflächen.

¹⁵ Die Ermittlung der mittleren Rautiefe erfolgte an 5 Einzelbestimmungen. Zur Mittelwertbildung der Rautiefe für die Oberflächenvorbereitung HDWS normal wurden auch die an 5 Einzelbestimmungen ermittelten Rautiefen der 6 Großkörper herangezogen.

¹⁶ Die Ermittlung der Haftzugfestigkeit erfolgte an 5 Einzelbestimmungen.

¹⁷ Die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgte an 3 Einzelbestimmungen.

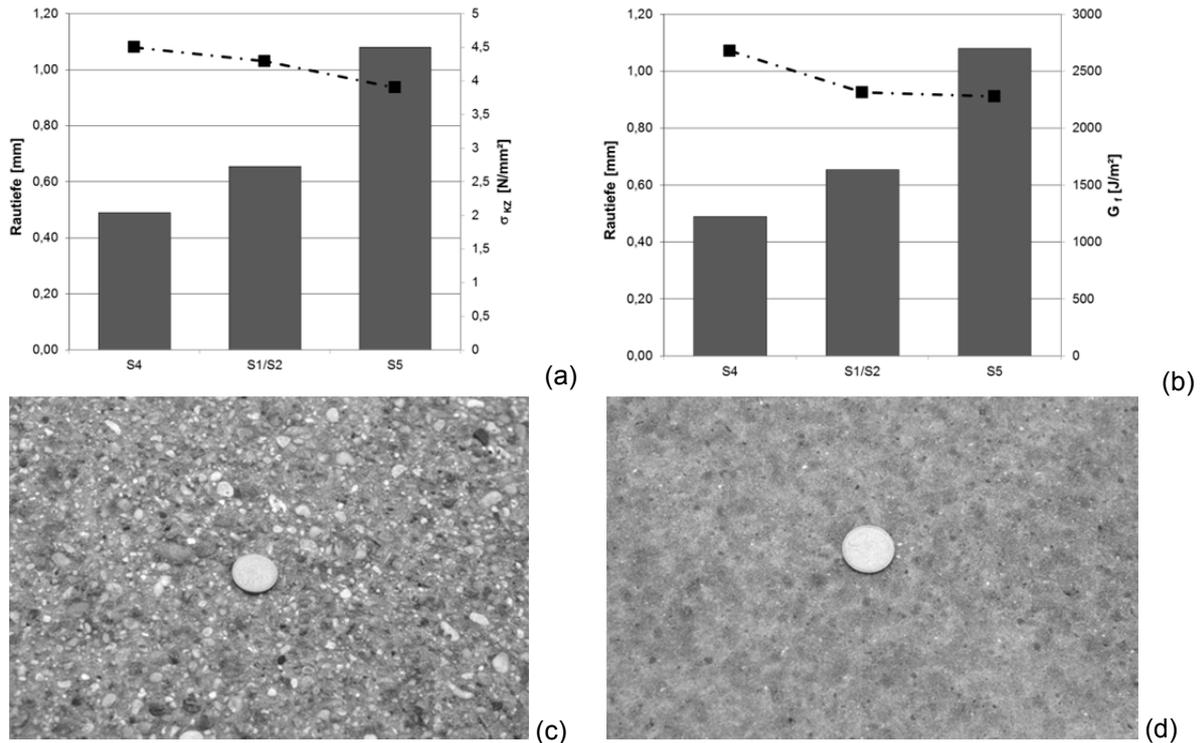


Abbildung 91: Einfluss der Stärke des Hochdruckwasserstrahlens, ausgedrückt durch die Rauheit auf die Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) und die spezifische Bruchenergie (b) sowie Oberflächenstruktur Probekörper S 4 (HDWS stark) (c) und S 5 (HDWS schwach) (d)

Obige Abbildung zeigt, dass kaum ein Zusammenhang zwischen Oberflächen- und Verbundeigenschaften hergestellt werden kann. Bei der Bauausführung von Brückenabdichtungen gemäß RVS 15.03.14 [RVS1 03-1] wird ein Rautiefenbereich von 0,3 bis 5,0 mm bzw. bei der Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten gemäß RVS 15.02.34 [RVS1 11] wird eine Rautiefe von ≥ 3 mm gefordert. Aufgrund dieser Zusammenhänge zeigt sich, dass zwar alle Oberflächenvorbereitungsmaßnahmen die Anforderungen der Richtlinien erfüllen, jedoch die besten Verbundeigenschaften mit der normalen Abtragtiefe durch Hochdruckwasserstrahlen (HDWS normal) erzielt werden können.

Da die Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71] nur einen Einzelwert liefert, können keine vertiefenden Aussagen über den Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit und Verbundeigenschaften getroffen werden. Aus diesem Grund erfolgte, bei den im Zuge dieser Arbeit durchgeführten weiteren Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen Verbund- und Oberflächeneigenschaften, die Anwendung eines stereoskopischen Verfahrens zur Charakterisierung der Oberflächen.

Im Rahmen der Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte wurde durch Beurteilung der Bruchflächen festgestellt, dass das Versagen des Interfaces stets in Interaktion zwischen Spritzabdichtung und dem jeweiligen Trägermaterial (Tragwerksbeton bzw. Straßenoberbeton) erfolgte. Es stellte sich heraus, dass die ermittelten Kraft-Verschiebungsdiagramme nicht dem klassischen Versagen von Beton entsprachen, sondern die spezifische Bruchenergie durch sehr langsames Nachbruchverhalten extrem hoch war. Um abschätzen zu können wie sich die Eigenschaften der dünnen Kunststoffabdichtung, auf die Verbundeigenschaften auswirken, erfolgte zusätzlich noch die Ermittlung der Abreißfestigkeit¹⁸ sowie der bruchmechanischen Kennwerte von Beton. Abbildung 92 zeigt die Ergebnisse der Bestimmung der Haftzug- bzw. Abreißfestigkeit, der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie der untersuchten Abdichtungssysteme „PUR“ und „PUMA“ in Relation zu den ermittelten Werten des Tragwerksbetons „BETON“. Da sich das fehlende Absanden ebenfalls negativ auf die Eigenschaften dieser Verbundkonstruktion auswirkt, erfolgte diese Darstellung ohne das System S 2

¹⁸ Gemäß ONR 23303 [ONR2 10] wird für die Prüfung von Verbundwerkstoffen der Begriff Haftzugfestigkeit und für die Prüfung von monolithischem Beton der Begriff Abreißfestigkeit definiert.

sowie die Zusammenfassung der ähnlichen Systeme S 1, S 4 und S 5 mit der Bezeichnung PUR. Der Begriff „PUMA“ entspricht in Abbildung 92 dem Abdichtungssystem S 3.

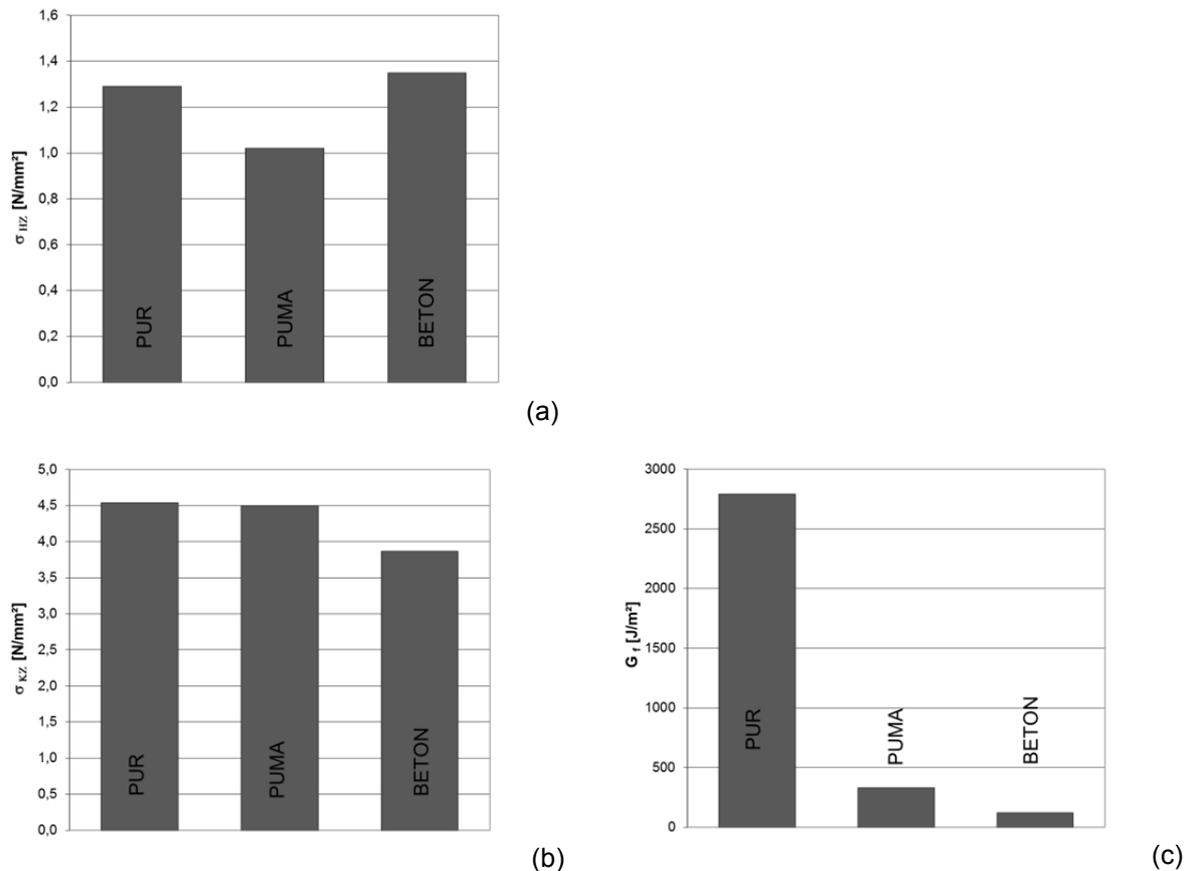


Abbildung 92: Ergebnisse der Bestimmung der Haftzug- bzw. Abreißfestigkeit (a), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (b) sowie der spezifischen Bruchenergie (c) der untersuchten Abdichtungssysteme im Vergleich zu den Werten des Tragwerkbetons

Die in Abbildung 92 dargestellten Ergebnisse zeigen, dass sowohl die Haftzug- als auch die Kerb-Spaltzugfestigkeit aller Systeme etwa auf gleichem Niveau des Tragwerkbetons liegen. Die spezifische Bruchenergie zeigt deutliche Unterschiede zwischen dem Interface mit dem Kunststoffabdichtungssystemen „PUR“, „PUMA“ und dem reinen Tragwerksbeton („BETON“). Um die Mechanismen des Bruchverhaltens besser verstehen zu können, erfolgte die Beurteilung der Spannungs-Verformungsdiagramme einerseits für die unterschiedlichen Versagenstypen der jeweiligen Interfaces und andererseits für den Tragwerksbeton selbst. Abbildung 93 zeigt typische, idealisierte Spaltkraft-Verschiebungskurven für Versagen im Interface mit System „PUR“, mit System „PUMA“ sowie mit der idealisierten Spannungs-Verformungslinie des Tragwerkbetons.

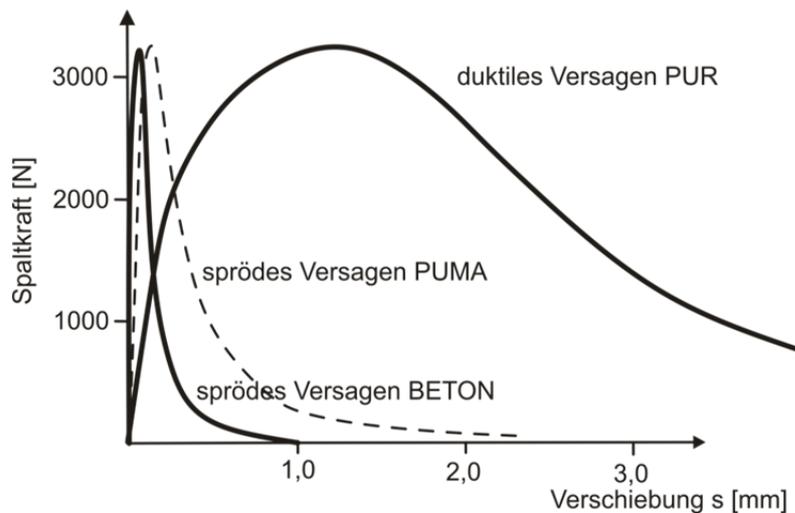


Abbildung 93: Typische, idealisierte Spaltkraft-Verformungslinien für Versagen von Beton, Versagen eines Interfaces mit dem Abdichtungssystem „PUMA“ sowie extrem duktiles Versagen eines Interfaces mit dem Abdichtungssystem „PUR“

Die in Abbildung 93 dargestellten, idealisierten Verläufe der Spaltkraft-Verformungsbeziehung zeigen, dass die maximale, durch das Trägermaterial „BETON“ definierte Spaltkraft nicht überschritten werden kann, sondern lediglich der Verlauf der Kurven, definiert durch die spezifische Bruchenergie, extrem unterschiedlich ist. System „PUR“ ist aufgrund seiner Duktilität extrem unempfindlich gegenüber Risswachstum, es entstehen jedoch große Verformungen beim Einsatz dieses Materials als Zwischenschicht. System „PUMA“ verhält sich ähnlich wie das Trägermaterial „BETON“. Die Verformungen bei Interfaces mit diesem System sind gering, jedoch kommt es bei der Erreichung der Maximallast zu einer raschen Rissfortpflanzung.

Aus diesen Zusammenhängen kann geschlossen werden, dass nicht die bruchmechanischen Eigenschaften der Systeme „PUR“ und „PUMA“ für das Funktionieren dieser Verbundkonstruktion, sondern die Eigenschaften des Betons wesentlich sind. Durch die Bestimmung der spezifischen Bruchenergie wird deutlich, dass der Risswiderstand bei System „PUR“ eindeutig höher ist als bei System „PUMA“, jedoch beide Systeme einen höheren Risswiderstand aufweisen als das Trägermaterial „BETON“. Abbildung 94 zeigt das typische Materialverhalten bei der Trennung des Interface, gekennzeichnet durch Bridging (a), sowie deutlich herausgelöste Gesteinskörner bei ungenügender Betonqualität im interfacenahen Bereich (b).

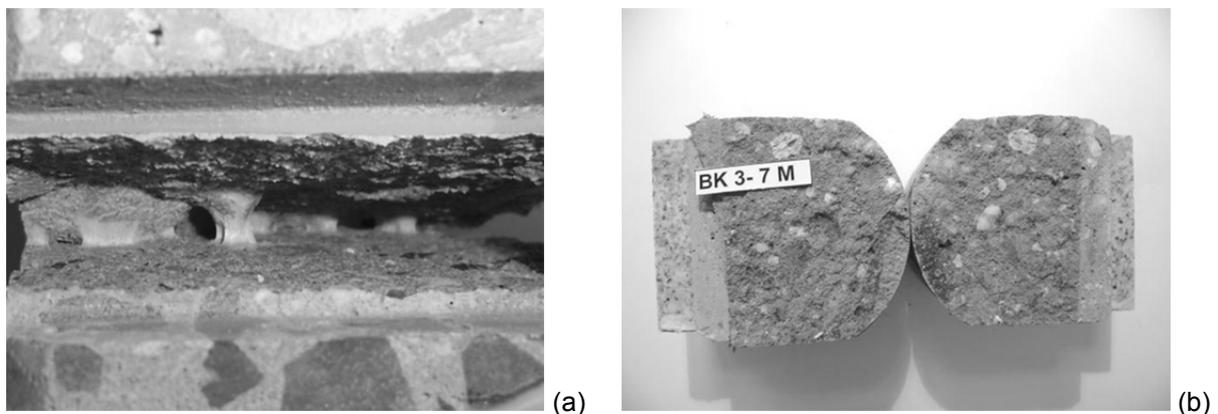


Abbildung 94: Bridging bei duktilem Versagen der Abdichtungsebenen (System PUR) (a) sowie typische Bruchflächen bei sprödem Versagen im Beton bei ungenügender Betonqualität im interfacenahen Bereich (b)

Bei einem Interface aus einem duktilen Material (Spritzabdichtung) bildet sich die Prozesszone im spröderen Material, in diesem Fall der Beton, aus. Da gerade die Betonqualität in der Nähe der Verbundfuge durch Feinteilanreicherung niedrig ist, wurde meist Versagen in dieser Schicht beobachtet. Die in Abbildung 94 dargestellten Fotos zeigen, dass sich ideales Versagen mit Bridging nur dann ausprägen kann, wenn eine entsprechende Betonqualität im interfacenahen Bereich vorhanden ist. Ist dies nicht der Fall, kommt es aufgrund der in Kapitel 2.5.4 beschriebenen Effekte, wie ungenügender Nachbehandlung oder schlechter Oberflächenvorbereitung, zu einem Versagen des Betons im interfacenahen Bereich. Dies macht sich, wie Abbildung 94 (b) zeigt, durch Herausschälen der groben Gesteinskörnung bemerkbar.

3.3. Verbundverhalten Beton – Beton

3.3.1 Problemstellung

Brückentragwerke sind aufgrund der auf sie einwirkenden Umweltbedingungen sowie stetig wachsender Verkehrslasten großen Belastungen ausgesetzt. Um die in die Tragstruktur eingebettete schlaffe Bewehrung dauerhaft vor Korrosion, verursacht durch eindringende Chloride bedingt durch die Tausalzbelastung zu schützen, ist auf herkömmlichen Brücken eine Abdichtungsebene erforderlich. Diese wird direkt auf das Brückentragwerk unterhalb der Fahrbahnkonstruktion angeordnet. Problematisch bei dieser Ausführung ist, dass Abdichtung und Fahrbahnbelag Verschleißteile mit einer viel geringeren Lebensdauer als das Brückentragwerk selbst sind und so in regelmäßigen Abständen erneuert werden müssen. Dies ist mit teilweise hohen Erhaltungskosten und Beeinträchtigungen des Straßenverkehrs verbunden. Aufgrund bisher gewonnener Erkenntnisse aus Instandsetzungsmaßnahmen auf Brücken ist bekannt, dass für schwere Lasten, enge Radien, ruhendem oder stark bremsendem Verkehr oder, falls nur kleine Belagsstärken möglich sind, mit bituminösen Belägen immer wieder Schäden festgestellt wurden [KÄSE 07].

Den Schwachpunkt bei herkömmlichen der Umwelt ausgesetzten Stahlbetontragwerken stellte die gegenüber Korrosion anfällige schlaffe Bewehrung dar, denn Beton alleine ist unter üblichen Umweltbedingungen äußerst dauerhaft. Fortschreitende Karbonatisierung, eindringendes Wasser, Frostbeanspruchung und Chloride beeinträchtigen die Qualität des Betons nur im geringen Maß aber führen mit zunehmendem Betonalter sukzessive zu einer Korrosion der eingebetteten Bewehrung und dadurch zu den üblichen, bekannten Schadensbildern wie Rosten der Bewehrung sowie Betonabplatzungen [SPRI 07, GRÜB 01]. Einen weiteren Schwachpunkt stellt der Fahrbahnaufbau auf Brücken selbst dar, da dieser ebenfalls mit der erforderlichen periodischen Erneuerung der Abdichtungsebene abgebrochen, und wieder neu eingebaut werden muss. Weiters ist bei einem Deckenaufbau aus Asphalt nachteilig, dass dieser bei hohem Schwerverkehrsanteil zur Spurrinnenbildung neigt sowie nachteilig bei Betonfahrbahnen, dass diese ein hohes Eigengewicht aufweisen.

Basierend auf diesen Problemen wurden bereits einige Versuchsbrücken ohne Abdichtungsebene ausgeführt [HUBE 01, MACH 05, BIAN 07] wobei eine gänzlich befriedigende Lösung bis dato noch nicht gefunden wurde. Darüber hinaus besteht die Möglichkeit die Bewehrung durch Beschichtung zu schützen oder diese als Edelstahlbewehrung auszuführen [GRAC 03, WALT 04], jedoch zeichnen sich diese Bauweisen durch Fehleranfälligkeit, insbesondere bei Mängeln der Beschichtung, und hohe Kosten bei der Herstellung, aus.

Aufgrund dieser Problemstellung entstand in Zusammenarbeit vom „Institut für Tragkonstruktionen“ der Technischen Universität Wien und dem „Forschungsinstitut der Vereinigung der österreichischen Zementindustrie“ die Idee eine Technologie zu entwickeln, mit der Betonbrücken viel dauerhafter als bisher ausgeführt werden können. Im Rahmen eines von der „Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft“ geförderten Projekts wurden die im Folgenden aufgelisteten Rahmenbedingungen untersucht, um eine solche Konstruktion in die Praxis umzusetzen. Bei der neu entwickelten Bauweise wird auf die korrosionsgefährdete, schlaffe Bewehrung gänzlich verzichtet und ein dauerhafter Fahrbahnbelag aus Straßenoberbeton direkt in die Tragstruktur integriert. In Abbildung 95 ist die herkömmliche Tragstruktur von Brückentragwerken im Vergleich zum neuen System mit reiner Vorspannung ohne primäre Anwendung von schlaffer, korrosionsgefährdeter Bewehrung dargestellt.

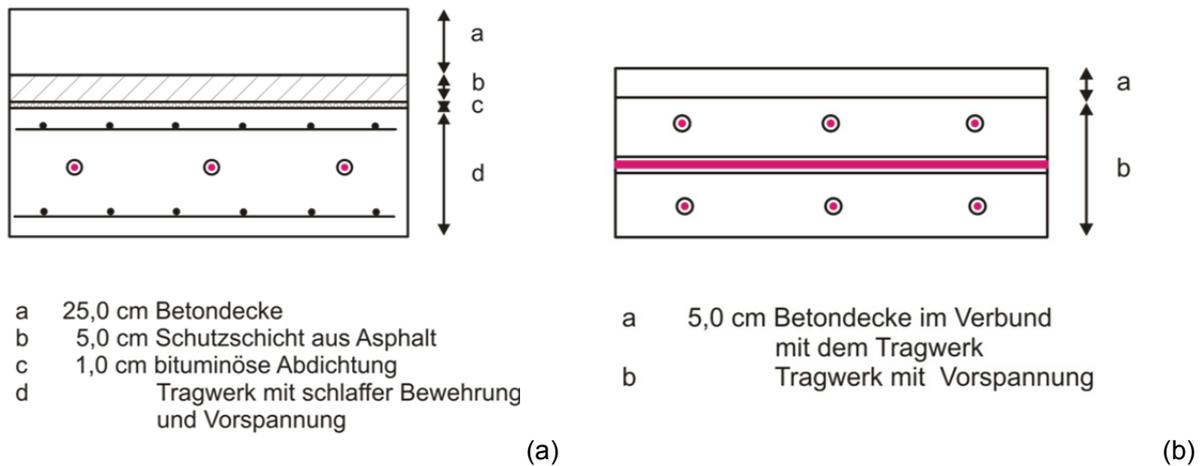


Abbildung 95: Herkömmliche Ausführung von Brückentragstrukturen mit Betondecke (a) im Vergleich zur neuen Tragstruktur ohne schlaffe Bewehrung mit integriertem Fahrbahnaufbau

Abbildung 95 zeigt, dass bei der neuen Konstruktion, im Vergleich zu herkömmlicher Ausführung, die gesamte schlaffe Bewehrung durch eine in Hüllrohren geführte vorgespannte Längs- und Querbewehrung ersetzt wird. Eventuell erforderliche zusätzliche Anschlussbewehrung, beispielsweise zur Einleitung der Vorspannkkräfte, wird bei dieser Tragstruktur aus nicht korrosionsgefährdeten Materialien (z.B. Edelstahl) ausgeführt [BERG 10-1]. Auf eine Abdichtungsebene zum Schutz der Konstruktion vor eindringenden Chloriden, kann bei dieser Ausführung vollständig verzichtet werden und es ist möglich, den Fahrbahnaufbau in direktem Verbund mit der Tragstruktur herzustellen. Die Betonfahrbahn wird, um den höchsten Ansprüchen an Ebenflächigkeit und Griffigkeit zu genügen, nach der Herstellung des Tragwerks in einem zweiten Arbeitsschritt in einer Stärke von etwa 5 cm in Qualität eines Straßenoberbetons gemäß RVS 08.17.02 [RVS0 11] eingebracht. Der Verbund zwischen dem bereits erhärteten Tragwerk und der neu aufgetragten Oberfläche ist ein entscheidendes Kriterium für das dauerhafte Funktionieren dieser Konstruktion sowie für ein statisches Mittrageverhalten der Fahrbahnoberfläche und wurde daher umfassend untersucht.

3.3.2 Untersuchungsprogramm

Zur Herstellung der Probekörper erfolgte als erster Schritt das Einbringen eines Betons mit der Betonartenbezeichnung C30/37/F45/GK16/B3 gemäß ÖNORM B 4710-1 [ONB4 07] in die entsprechenden Schalungen. Nach dem Verdichten wurden unterschiedliche Oberflächenprofilierungen auf die noch frische Betonoberfläche appliziert. Diese Strukturierung der Oberfläche sollte möglichst einfach mit auf der Baustelle vorhandenen Mitteln herzustellen sein. Es wurden sechs unterschiedliche Oberflächen durch das Eindringen von unterschiedlichen Profilen, das Strukturieren der Oberfläche mit einem Stahlrechen, sowie Belassen der glatten Oberfläche untersucht. Um die Verbindung zwischen Tragwerksbeton und dem noch aufzubringenden Fahrbahnbeton noch weiter zu verbessern, erfolgte bei einem Teil der Probekörper das Aufrauen bzw. Freilegen des Grobkorngerüsts durch Hochdruckwasserstrahlen¹⁹. Durch diese Maßnahme wurde sichergestellt, dass für den Verbund ungünstige Binde-mittelleimanreicherungen bzw. Beton mit mangelnder Qualität aufgrund der Austrocknungsbedingungen an der Oberfläche entfernt werden, sowie eine zusätzliche Makro- bzw. Mikrorauheit für besseren Verbund mit dem Oberbeton hergestellt wird. Tabelle 12 liefert eine Zusammenstellung der unterschiedlichen Profilierungsmaßnahmen am Frischbeton bzw. dem anschließenden Hochdruckwasserstrahlen am Festbeton.

¹⁹ Das Hochdruckwasserstrahlen erfolgte mit einem Pumpendruck von etwa 1200 bar.

Tabelle 12: Profilierungsmaßnahmen und Vorbereitung der Oberflächen

Probekörperbezeichnung	Oberflächenbearbeitung
B 1	Eindrücken von Dreikantleisten in den Frischbeton im Abstand von etwa 4 cm mit abschließendem Hochdruckwasserstrahlen
B 2	Eindrücken von Stahlrohren in den Frischbeton im Abstand von etwa 2,5 cm mit abschließendem Hochdruckwasserstrahlen
B 3	Glattes Abziehen der Fläche mit abschließendem Hochdruckwasserstrahlen, gemäß RVS 15.02.34 [RVS1 11]
B 4	Herstellen einer glatten Oberfläche mit Feinteilanreicherung im oberen Bereich durch Überrütteln der Probekörper
B 5	Glattes Abziehen der Fläche
B 6	Strukturieren der Oberfläche mit einem Stahlrechen mit abschließendem Hochdruckwasserstrahlen

Bei einem Betonalter von etwa sechs Wochen erfolgte das Aufbringen des Fahrbahnbetons der Betonsortenbezeichnung OB GK11/F52 gemäß RVS 08.17.02 [RVS0 11]. Diese zeitliche Versetzung zwischen dem Einbringen des Betons C30/37/F45/GK16/B3 und OB GK11/F52 wurde gewählt, da in der praktischen Bauausführung ebenfalls ein Einbringen des Straßenoberbetons auf den bereits erhärteten Tragwerksbeton als einer der letzten Arbeitsschritte erfolgen soll. Zu diesem Zeitpunkt ist die Vorspannkraft in das Tragwerk bereits eingeleitet und der Großteil der Schwindverformung des Betons bereits abgeklungen. Abbildung 96 zeigt die kurz nach dem Einbringen des Betons unterschiedlich profilierten Oberflächen.

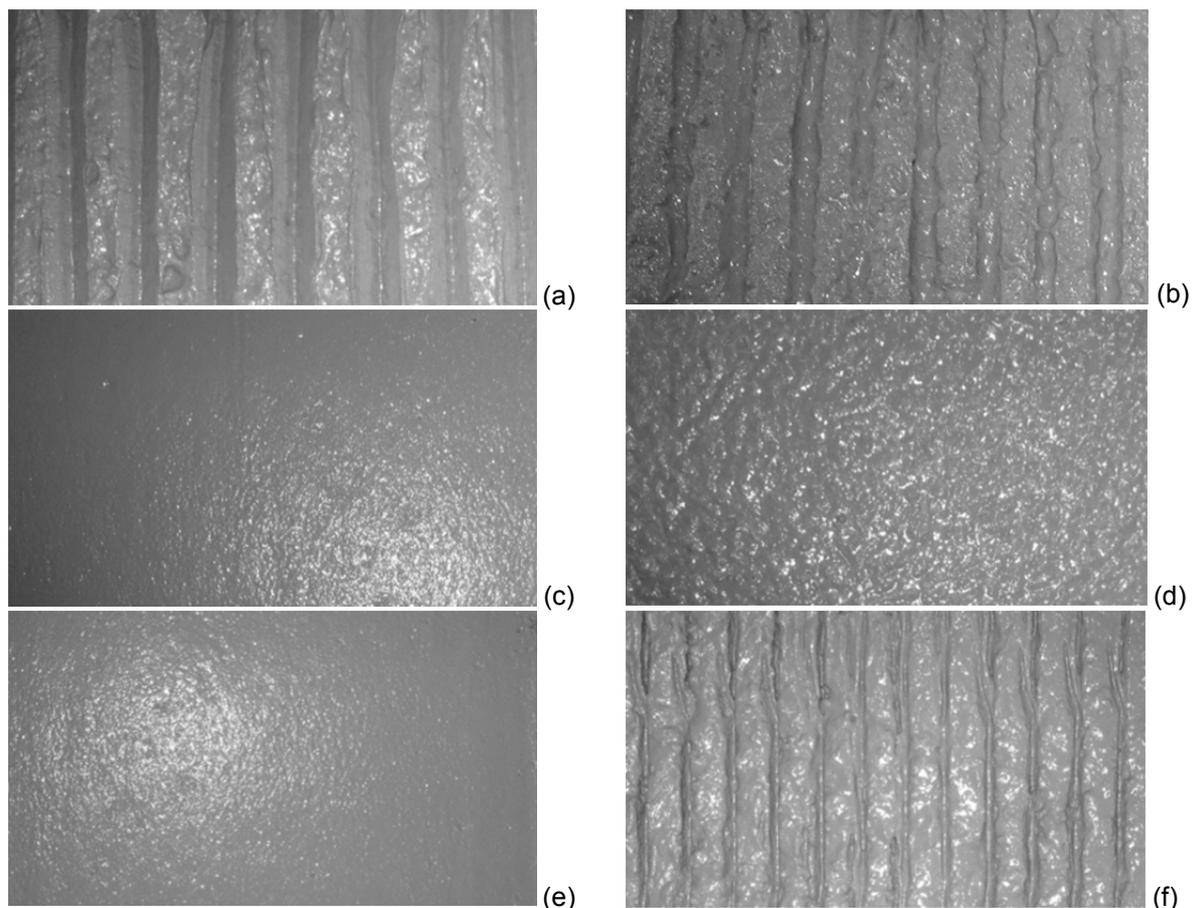


Abbildung 96: Profilierung der Oberflächen nach dem Einbringen des Betons vor dem Hochdruckwasserstrahlen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 12, (a) B 1, (b) B 2, (c) B 3, (d) B 4, (e) B 5 und (f) B 6)

Neben den standardmäßig durchgeführten Frisch- und Festigkeitsprüfungen (Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung) erfolgte die Charakterisierung der Oberflächeneigenschaften sowie die Ermittlung des Verbundverhaltens zwischen Tragwerk und Fahrbahnbeton mit je zwei unterschiedlichen Verfahren. Die Beschreibung der Oberflächeneigenschaften erfolgte durch Ermittlung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71] mit Versuchsdurchführung gemäß EN 1766 [EN17 00]. Darüber hinaus wurden alle Oberflächenpunkte der unterschiedlich profilierten Oberflächen mit den in Kapitel 2.4.4.5 beschriebenen stereoskopischen Verfahren erfasst und mittels Profil-, Flächen- und Volumenanalyse dargestellt.

Die Beschreibung des Verbundverhaltens erfolgte mit dem seit Jahrzehnten normativ verankerten Verfahren der Bestimmung der Haftzugfestigkeit gemäß ONR 23303 [ONR2 10]. Zur detaillierten bruchmechanischen Beschreibung des Interfaces zwischen den beiden Betonsorten wurden darüber hinaus die Kennwerte Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifische Bruchenergie gemäß ÖNORM B3592 [ÖNB3 11] bestimmt. Weiters erfolgten Untersuchungen des Tragverhaltens der vorgestellten Gesamtkonstruktion an Großkörpern mit den Abmessungen 750 x 63 x 55 cm am „Institut für Tragkonstruktionen“ der Technischen Universität Wien. Versuchsaufbau und Erkenntnisse diese Versuche können unter anderem aus J. Berger et. al. [BERG 10-1, BERG 10-2, BERG 12] und M. Peyerl und J. Berger [PEYE 11] entnommen werden.

3.3.3 Ergebnisse

Zur Charakterisierung der unterschiedlichen Oberflächen wurde die Rautiefe in Anlehnung an ÖNORM EN 1766 [EN17 00] bestimmt, sowie ein dreidimensionales Oberflächenmodell mit einem stereoskopischen Verfahren erstellt, wodurch es möglich war unterschiedlichste Oberflächenparameter auszuwerten (vgl. Kapitel 2.4.3). Bei der Bestimmung zeigte sich, dass die Ermittlung der mittleren Rautiefe bei sehr stark strukturierten Oberflächen, wie im gegenständlichen Fall die Oberflächen B1 und B2, nicht sinnvoll möglich war bzw. diese Bestimmung keine zuverlässigen Ergebnisse lieferte. Aus diesem Grund konnte nur eine grobe Abschätzung der Rautiefe für diese beiden Oberflächentypen erfolgen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 13 bzw. Abbildung 97 (a) zusammengefasst. Die Ermittlung der Verbundeigenschaften erfolgte analog zum Verbundverhalten von Beton mit der Spritzabdichtung durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit gemäß ONR 23303 [ONR2 10] (vgl. Kapitel 2.5.7.2). Die Ergebnisse können Tabelle 13 bzw. Abbildung 97 (b) entnommen werden.

Um vertiefende Aussagen über das Werkstoffverhalten zu erhalten, erfolgte die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte analog ÖNORM B 3592 [ONR3 10]. Hierfür wurden aus den Versuchskörpern Quader mit Seitenabmessungen von je 10 cm gewonnen und entsprechend der Vorgaben die Starterkerben im Interface geschnitten und die Lasteinleitungsplatten aufgeklebt. Im Rahmen der Versuche stellte sich heraus, dass willkürlich Versagen im Tragwerksbeton, Versagen im Interface sowie Versagen im Fahrbahnbeton auftrat. Eine Unterscheidung bei der Auswertung war nicht erforderlich, da aufgrund dieser Tatsache von keiner speziellen Schwachstelle im Aufbau auszugehen war. Die Ergebnisse der Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. der spezifischen Bruchenergie sind Tabelle 13 sowie Abbildung 97 (c) bzw. Abbildung 97 (d) zu entnehmen. Darüber hinaus sind zum Vergleich die bruchmechanischen Kennwerte vom homogenen Tragwerksbeton angeführt.

Tabelle 13: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe, der Haftzugfestigkeit, der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörperbezeichnung	R_t	σ_{HZ}	σ_{KZ}	G_f
	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[J/m ²]
B 1	5,0	3,60	2,95	160
B 2	5,0	3,50	3,08	181
B 3	0,8	3,50	3,09	192
B 4	0,2	3,00	1,57	34
B 5	3,0	3,40	1,22	26
B 6	1,5	3,00	3,67	203
homogener Tragwerksbeton	-	-	3,94	211

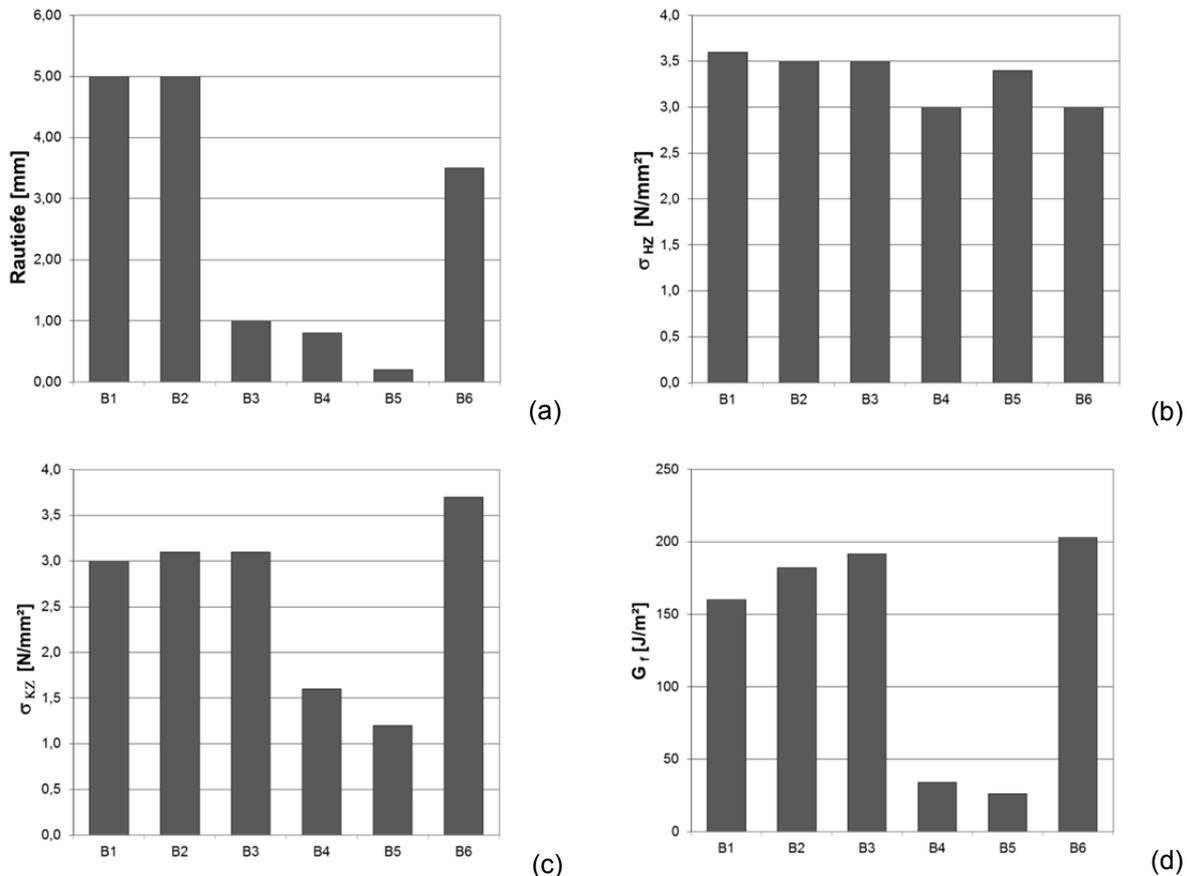


Abbildung 97: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe²⁰ (a), der Haftzugfestigkeit²¹ (b), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (c) sowie der spezifischen Bruchenergie²² (d)

Abbildung 97 zeigt, dass die ermittelten Werte der Haftzugfestigkeit unabhängig von der stark unterschiedlichen Rautiefe auf etwa gleichem Niveau sind. Daraus ist erkenntlich, dass die unterschiedlich angewandten Oberflächenprofilierungsmaßnahmen nahezu keinerlei Auswirkung auf die mittels Haftzugversuch bestimmte Festigkeit des Verbundwerkstoffs haben. Durch die Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte, Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifischer Bruchenergie, wird deutlich, dass sich die unterschiedlich angewandten Oberflächenprofilierungsmaßnahmen deutlich auf die Verbundfestigkeit auswirken. Aufgrund dieser Ergebnisse kann geschlossen werden, dass zur Erzielung eines guten Verbundverhaltens zwischen den beiden Betonschichten zumindest eine Rautiefe von etwa 1 mm erforderlich ist. Untersuchungen von E. K. Tschegg [TSCH 94, TSCH 00-2] konnten ebenfalls darlegen, dass sich sowohl gewisse Oberflächenprofilierungsmaßnahmen als auch Hochdruckwasserstrahlen mit einer Mindestrautiefe durchaus positiv auf das Verbundverhalten von zwei Betonschichten auswirken. Weitere Ergebnisse zur Beurteilung des Verbundverhaltens im Rahmen der versuchstechnischen Begleitung von an Großkörpern durchgeführten Dauerschwingversuchen sowie zum Einfluss von Frostbeanspruchung auf das Tragverhalten der Verbundfuge können M. Peyerl [PEYE 11] entnommen werden.

Um vertiefende Aussagen über die Zusammenhänge zwischen den mechanischen Verbundeigenschaften (Haftzugfestigkeit, Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifische Bruchenergie) und der Oberflächenausbildung tätigen zu können, erfolgte die Analyse der Probekörperoberflächen vor dem Aufbringen des Aufbetons mit dem stereoskopischen Verfahren. Grundlage zur Erstellung von dreidimensionalen Oberflächenmodellen sind dabei zwei, um wenige Grad verkippte, fotografische Aufnahmen der zu untersuchenden Probekörperoberfläche. Diese Bilder wurden mit der in Kapitel 2.4.4.5 beschriebenen, speziell konstruierten Vorrichtung aufgenommen. Auf Basis dieser Datengrundlage erfolgte die Erstellung der Oberflächenmodelle mit der Software MeX [ALIC 08]. An jeder der sechs unterschiedlichen Oberflächen wurde die Textur an etwa 10 x 10 cm großen Ausschnitten mit Hilfe

²⁰ Die Ermittlung der mittleren Rautiefe erfolgte an 4 Einzelbestimmungen.

²¹ Die Ermittlung der Haftzugfestigkeit erfolgte an 5 Einzelbestimmungen.

²² Die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgte an 3 Einzelbestimmungen.

von Profil-, Flächen- und Volumenanalyse näher betrachtet. Abbildung 98 zeigt die erstellten, dreidimensionalen Oberflächenmodelle der sechs unterschiedlichen Profilierungsmaßnahmen vor dem Einbringen des Verstärkungsbetons.

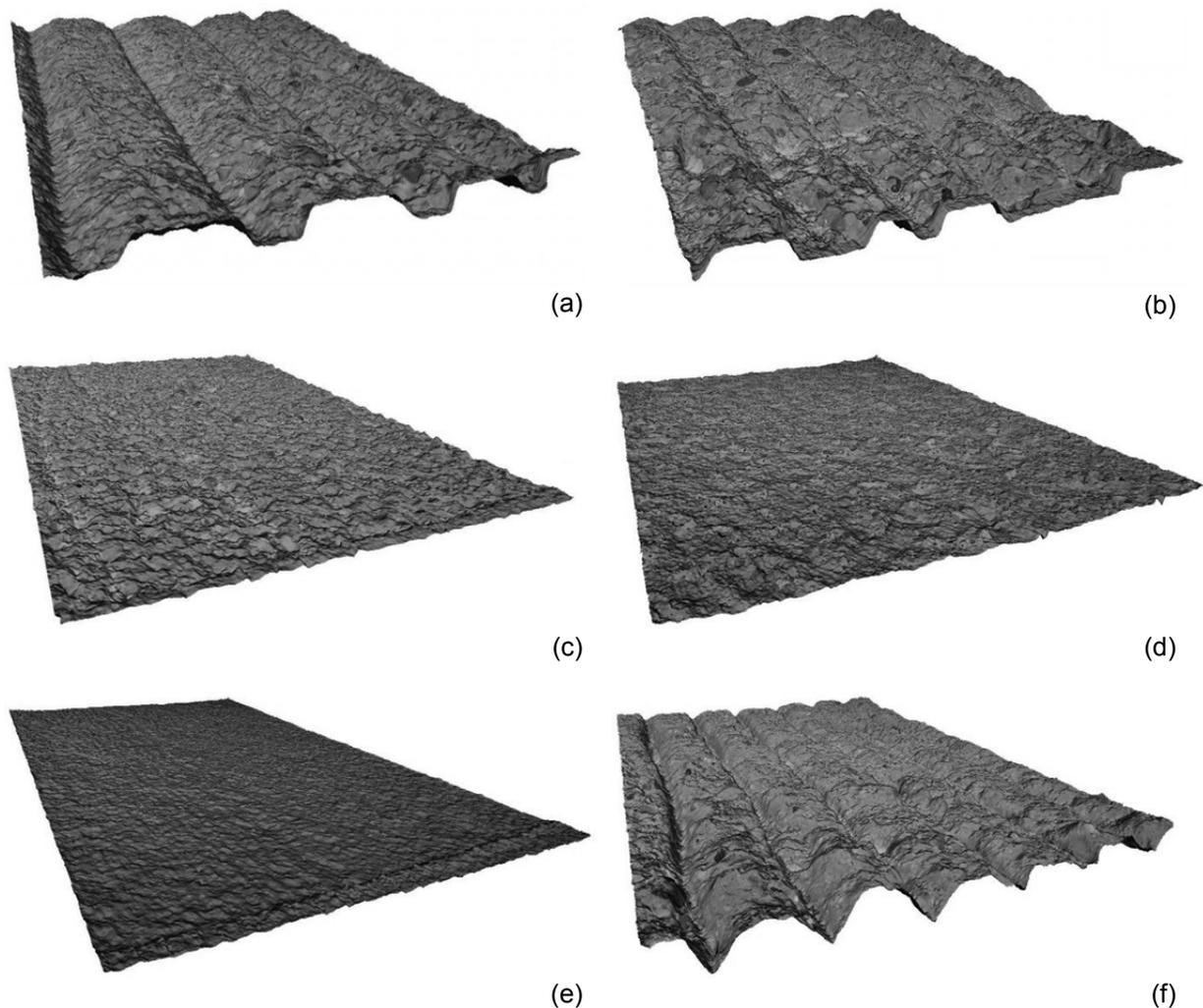


Abbildung 98: Dreidimensionale Oberflächenmodelle der sechs unterschiedlichen Profilierungsmaßnahmen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 12, (a) B 1, (b) B 2, (c) B 3, (d) B 4, (e) B 5 und (f) B 6)

Als erster Schritt erfolgte die Darstellung der Oberflächenstruktur mittels Profilanalyse. Zur Ermittlung dieser Oberflächenparameter wurde eine beliebige Linie der Länge von 10 cm quer zur Oberflächenprofilierungsmaßnahme über die zu untersuchende Oberfläche gelegt. Dadurch konnte ein Höhenprofil entlang dieser Linie erstellt, und eine Vielzahl von Parametern der Profilanalyse ausgewertet werden. Abbildung 99 zeigt exemplarisch die Oberflächenprofile der Probekörper B 1 und B3. Neben der kurzwelligen Aufrauung ist bei der Oberflächenprofilierung B 3 klar die Strukturgebung durch Eindrücken der Dreikantleisten deutlich zu erkennen.

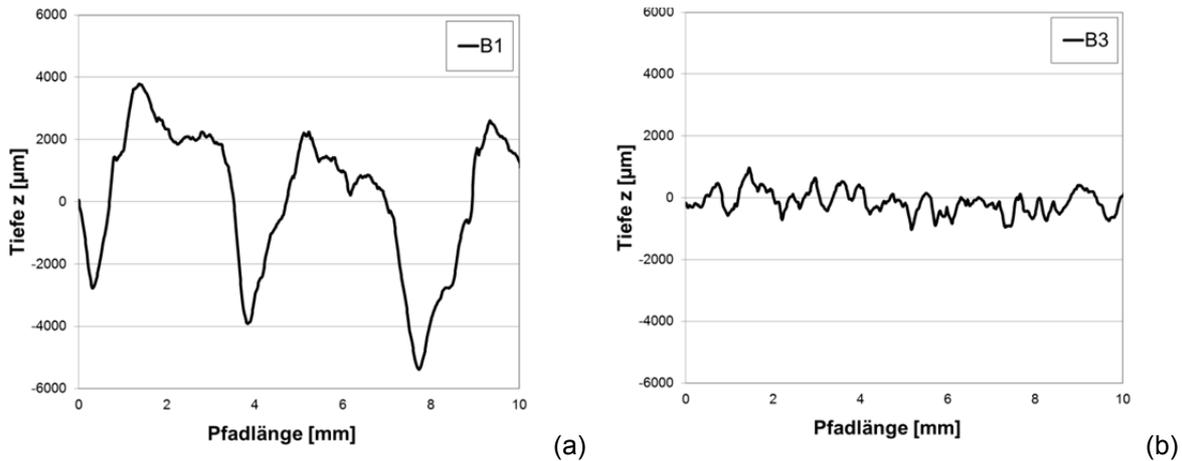


Abbildung 99: Profile von Oberflächen, (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 12, B 1, (a), B 3 (b), Ordinatenbereich jeweils +6,0 bis -6,0 mm)

Auf Grundlage der Oberflächenprofile erfolgte die Auswertung der in Kapitel 2.4.3 beschriebenen Parameter der Profilanalyse des Primärmodells. In Tabelle 14 sind die errechneten Parameter der Profilanalyse zusammengestellt.

Tabelle 14: Errechnete Parameter der Profilanalyse (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probe- körperbe- zeichnung	Parameter der Profilanalyse													
	Pa	Pq	Pt	Pz	Pmax	Pp	Pv	Pc	Psk	Pku	Pk	Ppk	Pvk	
	[mm]								[-]		[mm]			
B 1	1,73	2,08	8,45	6,36	8,45	3,81	4,64	7,00	-0,14	2,53	4,10	1,44	2,86	
B 2	1,37	1,68	6,92	4,62	6,10	2,62	4,32	4,62	0,40	2,61	3,75	0,35	2,61	
B 3	0,30	0,36	1,67	1,28	1,56	0,80	0,90	1,13	-0,49	2,30	0,92	0,23	0,30	
B 4	0,31	0,37	1,75	1,03	1,52	0,98	0,77	0,98	-0,71	2,67	0,86	0,43	0,26	
B 5	<i>0,12</i>	<i>0,15</i>	<i>0,78</i>	<i>0,49</i>	<i>0,78</i>	<i>0,38</i>	<i>0,41</i>	<i>0,41</i>	0,40	2,61	<i>0,39</i>	<i>0,11</i>	<i>0,13</i>	
B 6	1,60	2,02	8,72	5,84	8,35	3,39	5,33	5,92	-0,71	3,05	3,97	1,15	3,15	

Aufgrund der in Tabelle 14 zusammengestellten Parameter zeigt sich deutlich, dass die Maximalwerte durchwegs beim Probekörper B 1 und die Minimalwerte aller Profilparameter durchwegs bei Probekörper B 5 gefunden werden konnten. Dies deckt sich mit dem Trend der bestimmten Rautiefe gemäß Abbildung 97. Darüber hinaus zeigen sich grundsätzlich zwei Gruppen mit tendenziell niedrigen Parametern der Profilanalyse (Probekörper B 3, B 4 und B 5) und jene mit tendenziell höheren Parametern (Probekörper B 1, B 2 und B 6).

Analog zur Bestimmung der Parameter der Profilanalyse wurden Parameter der Flächenanalyse ermittelt. Dabei werden grundsätzlich die Parameter der Profilanalyse an einer auf dem Oberflächenmodell frei zu definierenden Fläche bestimmt. Damit ist es möglich, nicht nur linear sondern über einen größeren Bereich Oberflächenparameter zu ermitteln. Die errechneten Parameter der Flächenanalyse gemäß Kapitel 2.4.3.2 sind Tabelle 15 zu entnehmen.

Tabelle 15: Errechnete Parameter der Flächenanalyse (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probe- körperbe- zeichnung	Parameter der Flächenanalyse													
	Sa	Sq	Sp	Sv	Sz	S10z	Ssk	Sku	Sk	Spk	Svk	Smr1	Smr2	
	[mm]						[-]		[mm]			[%]		
B 1	0,67	0,88	12,60	3,16	15,76	12,05	-0,89	3,63	1,72	0,53	1,59	7,2	81,3	
B 2	2,08	2,57	6,43	9,30	15,72	15,39	-0,79	2,64	6,88	1,44	2,00	8,2	89,4	
B 3	0,30	0,39	1,60	3,18	4,79	4,60	-0,50	4,43	0,96	0,31	0,49	8,8	89,0	
B 4	0,39	0,51	2,57	1,97	4,53	4,19	0,46	3,30	1,15	0,67	0,43	16,3	91,6	
B 5	<i>0,17</i>	<i>0,21</i>	<i>0,86</i>	<i>1,17</i>	<i>2,03</i>	<i>1,87</i>	-0,13	3,04	<i>0,56</i>	<i>0,16</i>	<i>0,20</i>	8,7	92,0	
B 6	2,20	2,83	7,79	10,30	18,08	17,72	-0,67	3,28	6,14	1,94	4,62	8,3	83,9	

Mit Hilfe der Volumenanalyse wird die gesamte Oberfläche des zu untersuchenden Werkstoffs analysiert. Darüber hinaus bietet dieses Tool die Möglichkeit, ein fiktives Netz auf die Baustoffoberfläche zu legen und Volumina zwischen der Baustoffoberfläche und dieser virtuellen Ebene zu berechnen. Mit Hilfe dieses Verfahrens kann daher die Bestimmung der Rautiefe mittels Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann simuliert werden. Zur Ermittlung der Oberflächeneigenschaften mittels Volumenanalyse wurde auf der zu untersuchenden Oberfläche ein Rechteck definiert. Innerhalb dieses Rechtecks erfolgte die Bestimmung der Volumenparameter gemäß Kapitel 2.4.3.3, welche aus Tabelle 16 zu entnehmen sind. Die Parameter R_{tS} und R_{tO} wurden aus dem Leervolumen der ISO-Fläche für den Modus Seifenfilm bzw. oben deckend bezogen auf die projizierte Fläche gemäß Gleichung (32) errechnet.

Tabelle 16: Errechnete Parameter der Flächen- und Volumenanalyse (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörperbezeichnung	Parameter der Flächenanalyse					Parameter der Volumenanalyse	
	Sdr	Vmp	Vmc	Vvc	Vvv	R_{tS} Seifenfilm	R_{tO} oben deckend
	[%]	[ml/m ²]			[mm]		
B 1	21,97	27,41	749,36	794,84	164,26	1,05	1,95
B 2	29,55	77,13	2525,10	3134,80	261,96	0,83	2,53
B 3	16,63	16,06	339,05	437,76	50,92	0,21	0,66
B 4	10,81	29,22	425,82	693,81	48,35	0,62	0,98
B 5	<i>2,60</i>	<i>8,15</i>	<i>189,00</i>	<i>253,00</i>	<i>22,54</i>	<i>0,19</i>	<i>0,42</i>
B 6	38,62	104,33	2389,90	2813,30	494,53	1,26	2,44

Die in Tabelle 16 dargestellten Parameter R_{tS} und R_{tO} wurden der mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann ermittelten Rautiefe (R_t) gegenübergestellt. Die obigen Tabellen zeigen, dass sowohl die Parameter der Profil- als auch die der Flächenanalyse in gewisser Weise mit der ermittelten Rautiefe korrelieren. Eine genaue Gegenüberstellung ist dem folgenden Kapitel zu entnehmen.

3.3.4 Schlussfolgerungen

Vorerst sei der Zusammenhang zwischen der an den Oberflächen ermittelten Rautiefe und der bruchmechanischen Kennwerte (Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifische Bruchenergie) betrachtet. Abbildung 100 (a) zeigt die Relation zwischen der ermittelten Rautiefe mit der Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. Abbildung 100 (b) mit der spezifischen Bruchenergie. Beide Grafiken zeigen, dass zwar eine Relation zwischen den bruchmechanischen Kennwerten und der Rautiefe gefunden werden konnte, jedoch die Oberfläche B 3 diesem Trend nicht folgt.

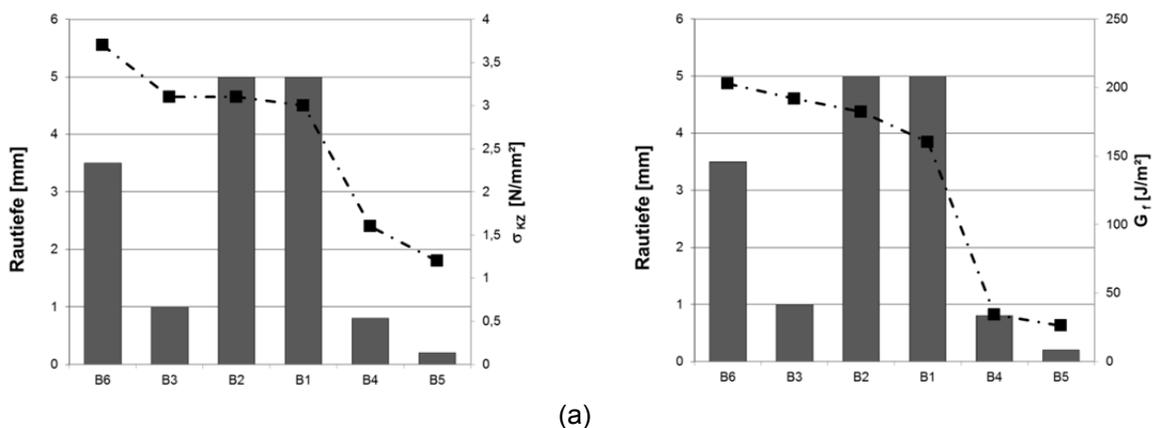


Abbildung 100: Einfluss der Rauheit auf die Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) und die spezifische Bruchenergie (b)

Einen wesentlichen Punkt dieser Untersuchungen stellt die Gegenüberstellung von Verbundeigenschaften und Oberflächenstruktur dar. Die mit Hilfe des stereoskopischen Verfahrens ermittelten Parameter des digitalen Oberflächenmodells bilden hier die Grundlage. Eine hohe Aussagekraft auf die Verbundfestigkeit von Werkstoffen haben Amplituden bzw. funktionale Oberflächenparameter [STOU 00]. Diese werden meist aus den Parametern der Flächenanalyse definiert, da jene nicht nur punktuelle Aussagen liefern, sondern einen Ausschnitt einer Oberfläche gut repräsentieren. Zu den Amplitudenparametern werden S_a , S_q , S_p , S_v , S_z , S_{sk} und S_{ku} gezählt. Diese beschreiben die Oberflächenstruktur an sich. Funktionale Parameter werden aus der Traglastkurve bestimmt. Zur Beschreibung der Verbundfestigkeit werden die funktionalen Parameter S_k , S_{pk} , S_{vk} sowie Smr_1 und Smr_2 vorgeschlagen [ALIC 08]. Da die untersuchten Oberflächenprofilierungsmaßnahmen eine Ausrichtung aufweisen, wurden neben den aufgelisteten Flächenparametern auch ausgewählte Parameter der Profilanalyse zur Beurteilung der Verbundfestigkeit herangezogen. Zur Herstellung von Zusammenhängen zwischen bruchmechanischen Eigenschaften und Oberflächeneigenschaften erfolgte die Gegenüberstellung der Parameter der Profil- sowie der Flächenanalyse mit der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie. Diese Zusammenhänge sind Abbildung 101 zu entnehmen. Dabei wurden die unterschiedlichen Oberflächenprofilierungsmaßnahmen nach ansteigender Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. spezifischer Bruchenergie geordnet, um Regressionsgeraden zwischen Oberflächen- und Verbundfestigkeitsparametern darstellen zu können. Aufgrund der Fülle der errechneten Parameter wurden diese jeweils in zwei Diagrammen (a) und (b) bzw. (c) und (d) abgebildet.

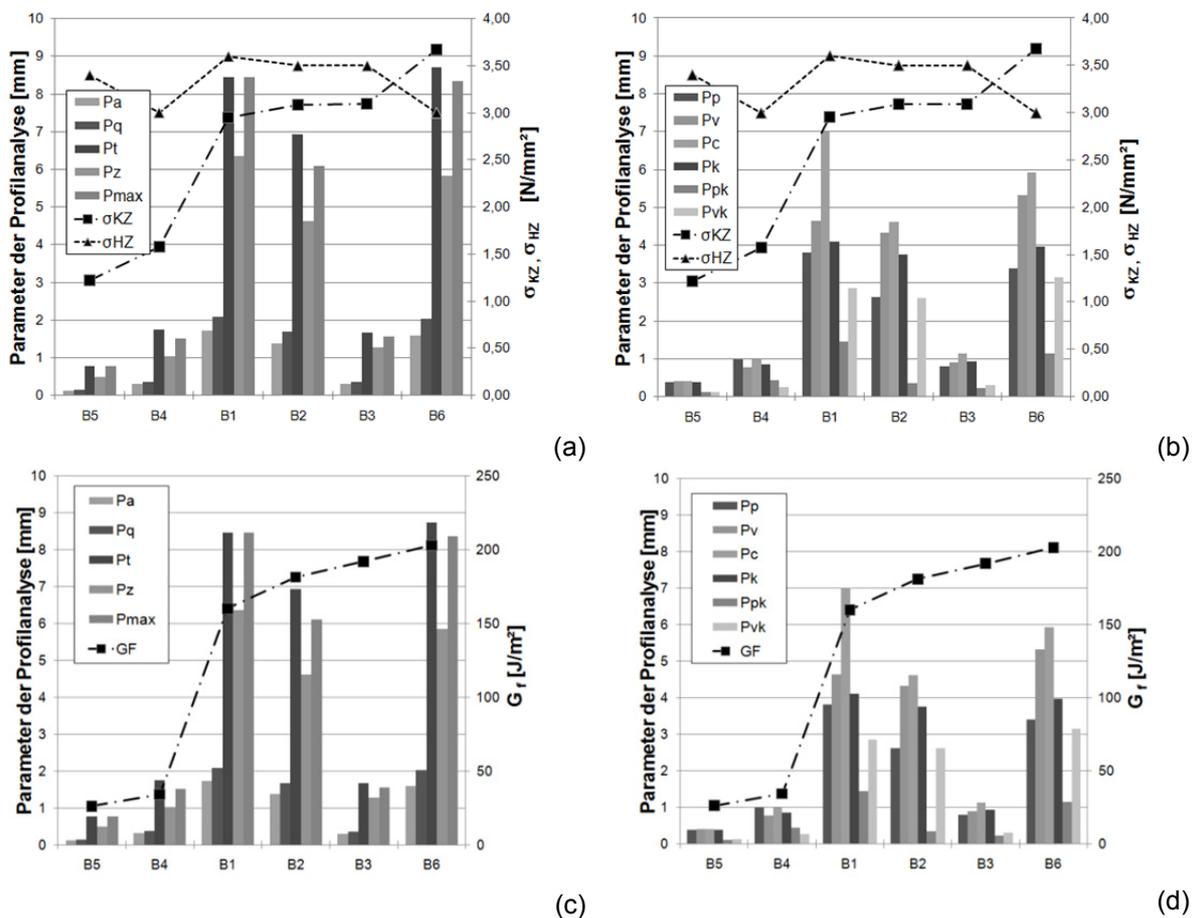


Abbildung 101: Gegenüberstellung der Oberflächeneigenschaften mit den bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 1, (b) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 2, (c) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 1, (d) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 2

Die Darstellungen aus Abbildung 101 zeigen, dass kein eindeutiger Zusammenhang zwischen den Parametern der Profilanalyse und der Verbundfestigkeit gefunden werden konnte. Speziell der Probekörper B3 zeigt eine sehr gute Verbundfestigkeit, obwohl die Parameter der Profilanalyse relativ klein

sind. Da die Profilanalyse nur einen kleinen Teil einer Oberfläche abbilden kann, erfolgte ebenso die Gegenüberstellung der Parameter der Flächenanalyse mit den Verbundeigenschaften in Abbildung 102.

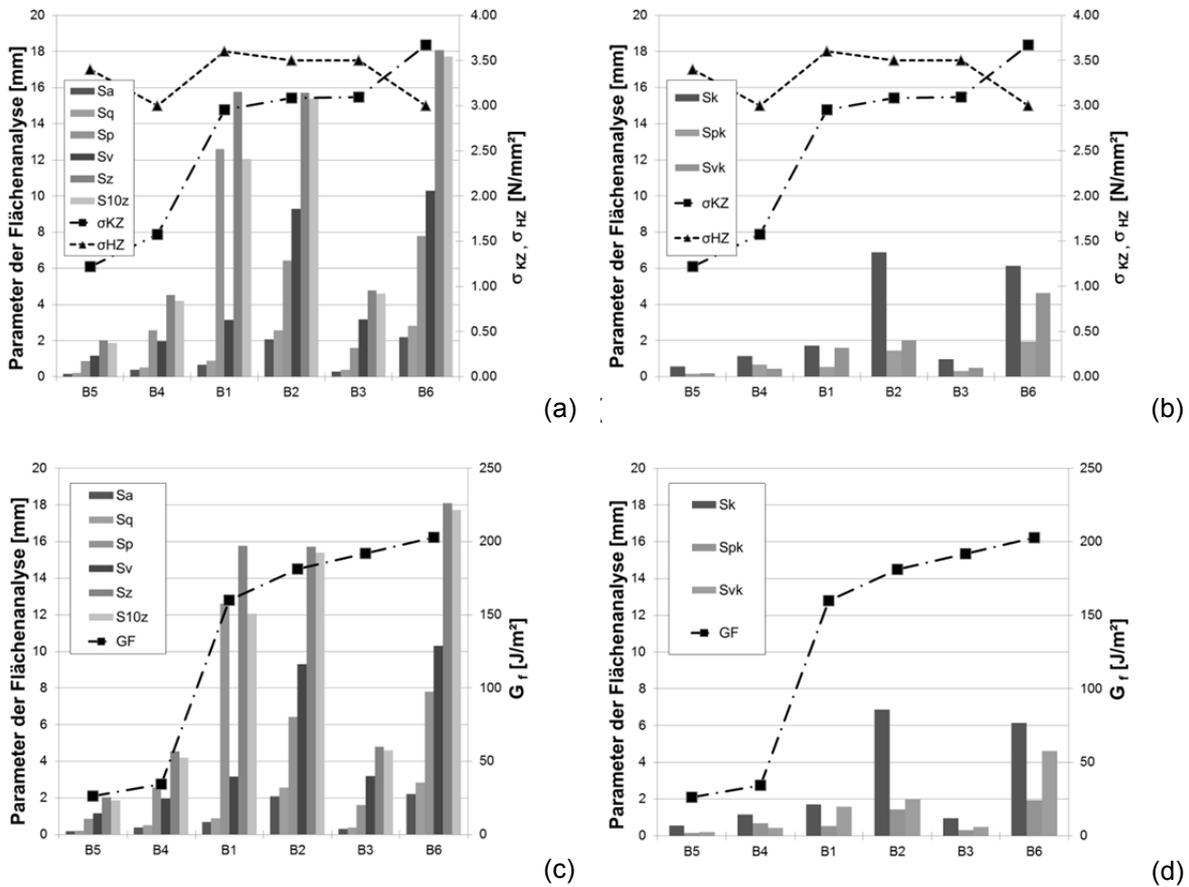


Abbildung 102: Gegenüberstellung der Oberflächeneigenschaften mit den bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 1, (b) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 2, (c) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 1, (d) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 2

Aus Abbildung 102 geht hervor, dass mit Ausnahme der Oberflächenprofilierung B3 gewisse Korrelationen zwischen Oberflächenparametern und der Verbundfestigkeit aufgezeigt werden können. In den obigen Abbildungen fehlt die Darstellung der Parameter Smr1 und Smr2. Diese in Prozent angegebenen Parameter geben den Materialanteil, der aus den Spitzen über den Kernbereich besteht, bzw. den Materialanteil, der die Last trägt, aufschluss. Ein weiterer prozentuell ausgewerteter Oberflächenparameter ist der Mehranteil der wahren Fläche zur projizierten Fläche Sdr. Diese aus der Traganteilskurve der Flächenanalyse bestimmten Oberflächenparameter wurden in Abbildung 103 den Verbundeigenschaften gegenübergestellt.

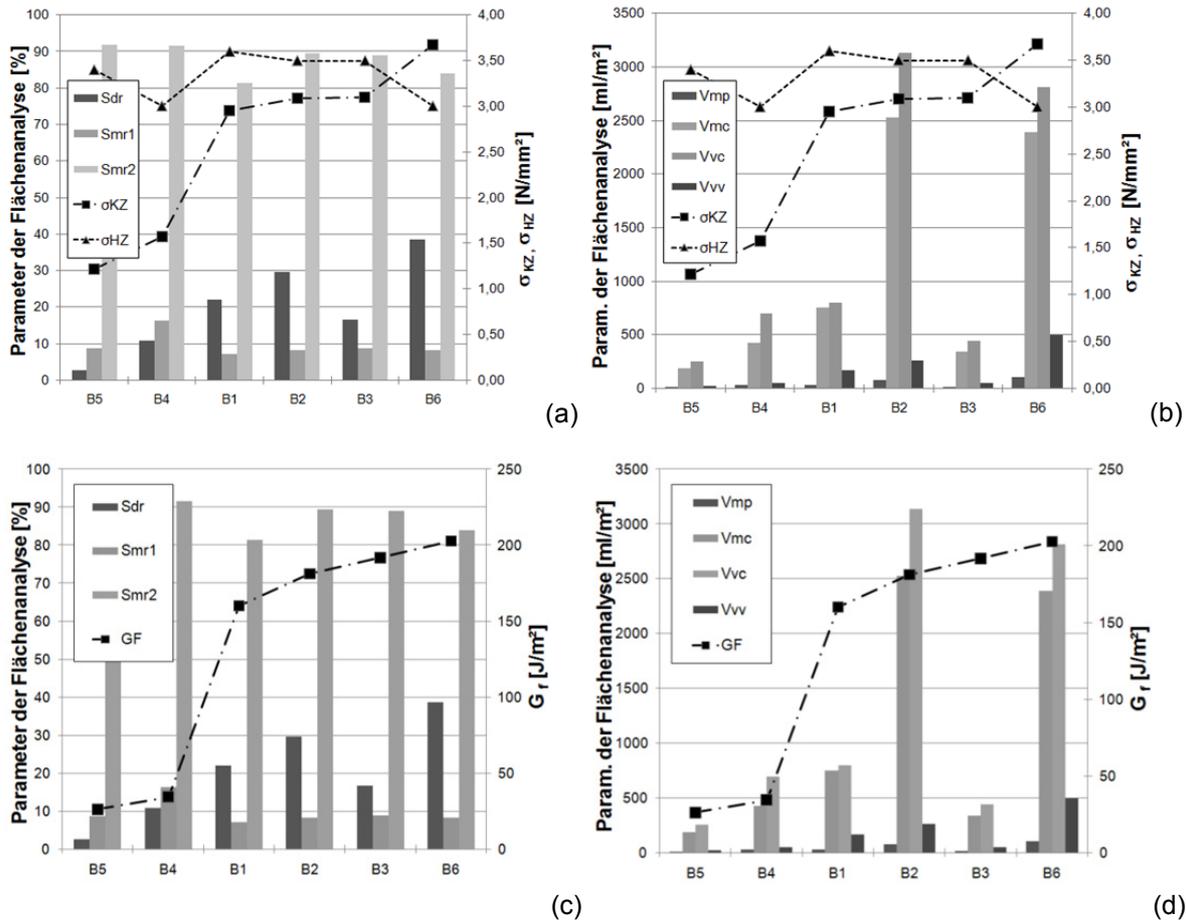


Abbildung 103: Gegenüberstellung der Oberflächeneigenschaften mit den bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 1, (b) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 2, (c) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 1, (d) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 2

Abbildung 103 zeigt, dass einige Parameter der Flächenanalyse wie beispielsweise Sdr gut mit der Kerb-Spaltzugfestigkeit korrelieren, wobei die Oberflächenprofilierungsmaßnahme B 3 ebenso einen Sonderfall darstellt. Um jedoch mathematisch eindeutige und abgesicherte Zusammenhänge zwischen Oberflächeneigenschaften und der Verbundfestigkeit herstellen zu können, wurde für jede Oberfläche der Korrelationskoeffizient zwischen den Zufallsgrößen der einzelnen Parameter der Flächenanalyse sowie den Parametern der Verbundfestigkeit errechnet, und in einer Matrix zusammengestellt. Mit Hilfe des Korrelationskoeffizienten lässt sich feststellen, ob eine Beziehung zwischen zwei unterschiedlichen Eigenschaften vorhanden ist. Die Berechnung des Korrelationskoeffizienten r erfolgt gemäß folgender Gleichung (43) [RADK 06]:

$$r = \frac{\sum(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum(x_i - \bar{x})^2 \sum(y_i - \bar{y})^2}} \quad (43)$$

Beträgt der Korrelationskoeffizient von zwei Zufallsgrößen (x , y) 0,7 bis 0,9 wird von einer hohen Korrelation, darüber von einer sehr hohen Korrelation ausgegangen. Auf Basis der berechneten Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse wurden die Korrelationskoeffizienten für die Haftzugfestigkeit $r(\sigma_{HZ})$, für die Kerb-Spaltzugfestigkeit $r(\sigma_{KZ})$ und für die spezifische Bruchenergie $r(G_F)$ errechnet und in Tabelle 17 zusammengestellt. Korrelationskoeffizienten über 0,9 sind fett hervorgehoben. Darüber hinaus sind noch die Korrelationskoeffizienten zur Rautiefe R_t sowie die Mittelwerte MW aller Beträge für die Korrelationskoeffizienten $r(\sigma_{HZ})$, $r(\sigma_{KZ})$ und $r(G_F)$ angegeben.

Tabelle 17: Korrelationskoeffizienten der Oberflächenparameter in Relation zur Verbundfestigkeit

Korrelationskoeffizient	Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse sowie Rautiefe R_t												
	Pa	Pq	Pt	Pz	Pmax	Pp	Pv	Pc	Psk	Pku	Pk	Ppk	Pvk
$r(\sigma_{HZ})$	0,11	0,09	0,05	0,12	0,06	0,08	0,03	0,15	-0,13	-0,69	0,12	-0,05	0,06
$r(\sigma_{KZ})$	0,74	0,75	0,76	0,76	0,75	0,72	0,78	0,73	-0,52	0,42	0,76	0,54	0,76
$r(G_F)$	0,67	0,68	0,68	0,69	0,67	0,64	0,71	0,66	-0,47	0,34	0,70	0,44	0,69
	Sa	Sq	Sp	Sv	Sz	S10z	Ssk	Sku	Sdr	Sk	Spk	Svk	Smr1
$r(\sigma_{HZ})$	-0,23	-0,24	0,22	-0,21	0,02	-0,07	-0,58	0,19	-0,16	-0,17	-0,46	-0,38	-0,64
$r(\sigma_{KZ})$	0,70	0,70	0,59	0,77	0,80	0,81	-0,79	0,23	0,91	0,66	0,65	0,74	-0,56
$r(G_F)$	0,63	0,63	0,52	0,71	0,73	0,74	-0,83	0,28	0,84	0,61	0,55	0,64	-0,62
	Smr2	Vmp	Vmc	Vvc	Vvv	R_{ts}	R_{to}	R_t	MW				
$r(\sigma_{HZ})$	-0,16	-0,42	-0,18	-0,20	-0,35	-0,28	-0,05	0,31	0,21				
$r(\sigma_{KZ})$	-0,70	0,68	0,68	0,64	0,75	0,63	0,73	0,69	0,69				
$r(G_F)$	-0,64	0,58	0,62	0,59	0,65	0,50	0,65	0,66	0,63				

Die Zusammenstellung in Tabelle 17 zeigt, dass die Korrelation zwischen Haftzugfestigkeit und den ermittelten Oberflächenparametern $r(\sigma_{HZ})$ generell äußerst gering ist. Die mittlere Korrelation (MW), ohne Berücksichtigung der Vorzeichen, beträgt 0,21. Die Korrelation zwischen den bruchmechanischen Kennwerten der Kerb-Spaltzugfestigkeit $r(\sigma_{KZ})$ bzw. der spezifischen Bruchenergie $r(G_F)$ und den Oberflächenparametern ist in diesem Fall mit 0,69 bzw. 0,63 bereits deutlich höher. Eine sehr hohe Korrelation mit 0,91 besteht zwischen Kerb-Spaltzugfestigkeit und dem Verhältnis von wahrer zu projizierter Fläche (in Tabelle 17 grau hinterlegt). Es ist daher davon auszugehen, dass jene Fläche, mit der zwei Werkstoffe eine Verbindung eingehen, einen entscheidenden Einfluss auf die Verbundfestigkeit hat. Darüber hinaus zeigt Tabelle 17, dass generell ein Zusammenhang zwischen mittlerer Rautiefe R_t und Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. spezifischer Bruchenergie aufgezeigt werden kann, jedoch die Korrelationen mit 0,69 bzw. 0,66 nicht besonders hoch sind.

Wie bei der Gegenüberstellung der bruchmechanischen Kennwerte mit der Rautiefe in Abbildung 100 ist aus den obigen Zusammenstellungen ersichtlich, dass zwar teilweise eine Relation zwischen Oberflächeneigenschaften und Verbundfestigkeit besteht, sich jedoch die Oberfläche B 3 nicht in diesen Trend einfügt. Oberfläche B 3 weist eine ähnliche Rautiefe sowie ähnliche Oberflächenparameter wie Oberfläche B 4 auf, ist jedoch von ihrem Aufbau gänzlich verschieden. Während bei der Oberfläche B 3 die Oberflächentextur durch Hochdruckwasserstrahlen erreicht wurde zeichnet sich Oberfläche B 4 durch eine Rauheit zufolge aufgeplatzter Luftblasen aus. In Abbildung 104 sind fotografische Abbildungen der Textur der Oberflächen B 3 und B 4 zusammengestellt.

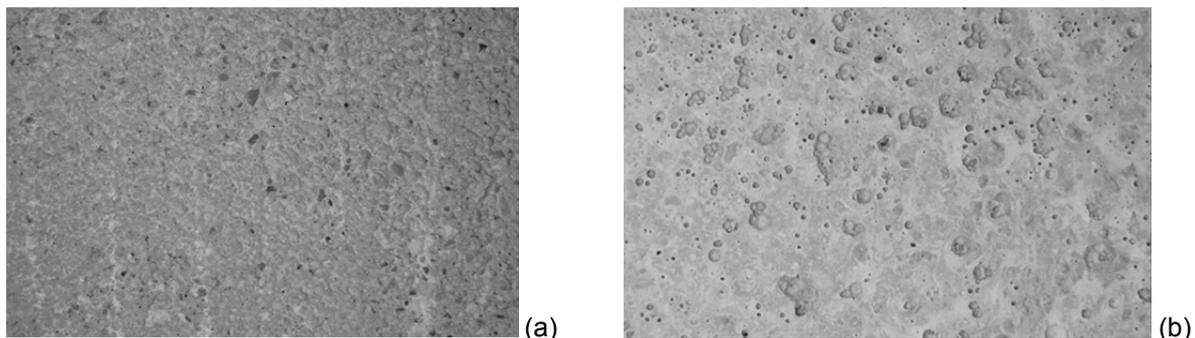


Abbildung 104: Oberflächentextur der Oberfläche B 3 (a) sowie der Oberfläche B 4 (b)

Bei Oberflächenprofilierungsmaßnahme B 4 kam es trotz einer gewissen Oberflächentextur aufgrund der Feinteilanreicherung an der Oberfläche nach dem Rüttelvorgang zu keiner Ausprägung von guten Verbundeigenschaften. Das Verbundverhalten generell kann daher nicht ausschließlich aufgrund der Oberflächenbeschaffenheit beurteilt werden.

Zur Erstellung von Zusammenhängen zwischen Oberflächen- und Verbundeigenschaften wurde daher, um bessere Korrelationen zu erhalten, die Oberflächenprofilierung B 3 nicht weiter betrachtet. Auf Basis der Oberflächenprofilierungsmaßnahmen B 1, B 2, B 4, B 5 und B 6 erfolgte die neuerliche Er-

mittlung der Korrelationskoeffizienten von Oberflächen- und Verbundeigenschaften. Dabei zeigte sich, dass bei einigen Parametern eine sehr gute Korrelation festgestellt werden konnte. Diese Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse mit Korrelationskoeffizienten $> 0,95$ für die Kerb-Spaltzugfestigkeit $r(\sigma_{KZ})$ und die spezifische Bruchenergie $r(G_F)$ sind Tabelle 18 zu entnehmen. Darüber hinaus sind ebenfalls die Korrelationskoeffizienten der Haftzugfestigkeit $r(\sigma_{HZ})$ wiedergegeben.

Tabelle 18: Ausgewählte Korrelationskoeffizienten für die Oberflächenparameter ohne Oberflächenprofilierung B 3 in Relation zur Verbundfestigkeit

Korrelationskoeffizient	Ausgw. Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse sowie Rautiefe R_t											
	Pa	Pq	Pt	Pmax	Pv	Pk	Pvk	Sz	S10z	Sdr	R_{tO}	R_t
$r(\sigma_{HZ})$	0,27	0,25	0,20	0,21	0,18	0,28	0,22	0,15	0,04	-0,13	0,10	0,48
$r(\sigma_{KZ})$	0,95	0,96	0,97	0,95	0,99	0,96	0,98	0,99	0,99	0,98	0,97	0,86
$r(G_F)$	0,96	0,97	0,97	0,95	0,99	0,98	0,99	0,99	0,99	0,95	0,97	0,90

Die in Tabelle 18 dargestellten Zusammenhänge zeigen deutlich, dass, je nach Oberflächenprofilierungsmaßnahme, die Korrelation zur Haftzugfestigkeit nicht wesentlich verbessert, jedoch sehr gute Korrelationskoeffizienten ($> 0,95$) einiger Oberflächenparameter mit der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie mit der spezifischen Bruchenergie gefunden werden konnten. Aufgrund der ausgeführten, großteils längsgerichteten Oberflächenprofilierungen konnten einerseits sehr gute Übereinstimmungen mit ausgewählten Parametern der Profilanalyse (Pa, Pq, Pt, Pmax, Pv, Pk und Ppk) aber auch mit Parametern der Flächenanalyse (Sz, S10z, Sdr) gefunden werden. Darüber hinaus ist zu erkennen, dass die aus dem digitalen Oberflächenmodell ermittelte Rautiefe aus dem Leervolumen der oben deckenden ISO-Fläche R_{tO} eindeutig besser in Relation zu den Verbundeigenschaften Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} und spezifische Bruchenergie G_F gesetzt werden kann als die mit dem Sandflächenverfahren bestimmte Rautiefe R_t .

Auf Basis der in Tabelle 18 dargestellten Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse ohne Oberflächenprofilierung B 3 wurden Regressionen zwischen diesen Parametern und der Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. der spezifischen Bruchenergie errechnet. Es zeigte sich, dass weitgehend lineare Zusammenhänge mit einem hohen Bestimmtheitsmaß gefunden werden konnten. Das Bestimmtheitsmaß ist ein Indikator für die Qualität der linearen Approximation, die mittels kleinster Quadrate geschätzt wurden, und entspricht r^2 gemäß Gleichung (44). Die in Tabelle 19 dargestellten Variablen k für die Steigung und d für den Ordinatenabschnitt entsprechen Geraden gemäß Gleichung (44):

$$y = k * x + d \quad (44)$$

Tabelle 19: Approximation der Zusammenhänge zwischen ausgewählten Oberflächenparametern und σ_{KZ} bzw. G_F

Korrelationskoeffizient	Ausgw. Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse sowie Rautiefe R_t											
	Pa	Pq	Pt	Pmax	Pv	Pk	Pvk	Sz	S10z	Sdr	R_{tO}	R_t
$k(\sigma_{KZ})$	1,3	1,1	0,3	0,3	0,4	0,6	0,7	0,1	0,2	0,1	1,1	0,4
$d(\sigma_{KZ})$	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	0,9	1,0	1,0	0,7	1,3
$r^2(\sigma_{KZ})$	0,90	0,92	0,94	0,91	0,98	0,93	0,96	0,98	0,98	0,96	0,93	0,74
$k(G_F)$	106,8	87,5	21,6	21,7	36,0	44,9	44,9	11,3	12,0	5,6	88,1	33,3
$d(G_F)$	11,3	10,6	5,9	11,5	9,6	3,4	3,4	-6,3	-2,2	5,1	-25,8	24,2
$r^2(G_F)$	0,92	0,93	0,94	0,90	0,98	0,95	0,98	0,98	0,98	0,91	0,95	0,82

Aufgrund der Zusammenstellung gemäß Tabelle 19 eignen sich im gegenständlichen Fall die Parameter Pv, Pvk, Sz und S10z zur Beschreibung von Zusammenhängen zwischen Oberflächen und Verbundeigenschaften sehr gut, da diese ein hohes Bestimmtheitsmaß aufweisen. Darüber hinaus wurden ebenfalls die Zusammenhänge zwischen dem Parameter Sdr und den Verbundeigenschaften dargestellt, da dieser Kennwert das Verhältnis von wahrer zu projizierter Fläche angibt, und somit die in Interaktion tretende Fläche beider Betone beschreibt. Abbildung 105 (a) und Abbildung 105 (b) zeigen die linearen Zusammenhänge zwischen den Parametern der Profilanalyse und den Verbunde-

genschaften. Hierbei sind diese, auf Basis der Geradengleichungsparameter k und d gemäß Tabelle 19 für die Profilparameter mit dem besten Bestimmtheitsmaß P_v und P_{vk} , als Gerade dargestellt. Abbildung 105 (c) und Abbildung 105 (d) zeigen die linearen Zusammenhänge zwischen den Parametern der Flächenanalyse und den Verbundeigenschaften. Hierbei wurde Parameter $S10z^{23}$ und Parameter Sdr sowohl in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit (gestrichelte Linie) als auch in Relation zur spezifischen Bruchenergie (durchgezogene Linie) dargestellt.

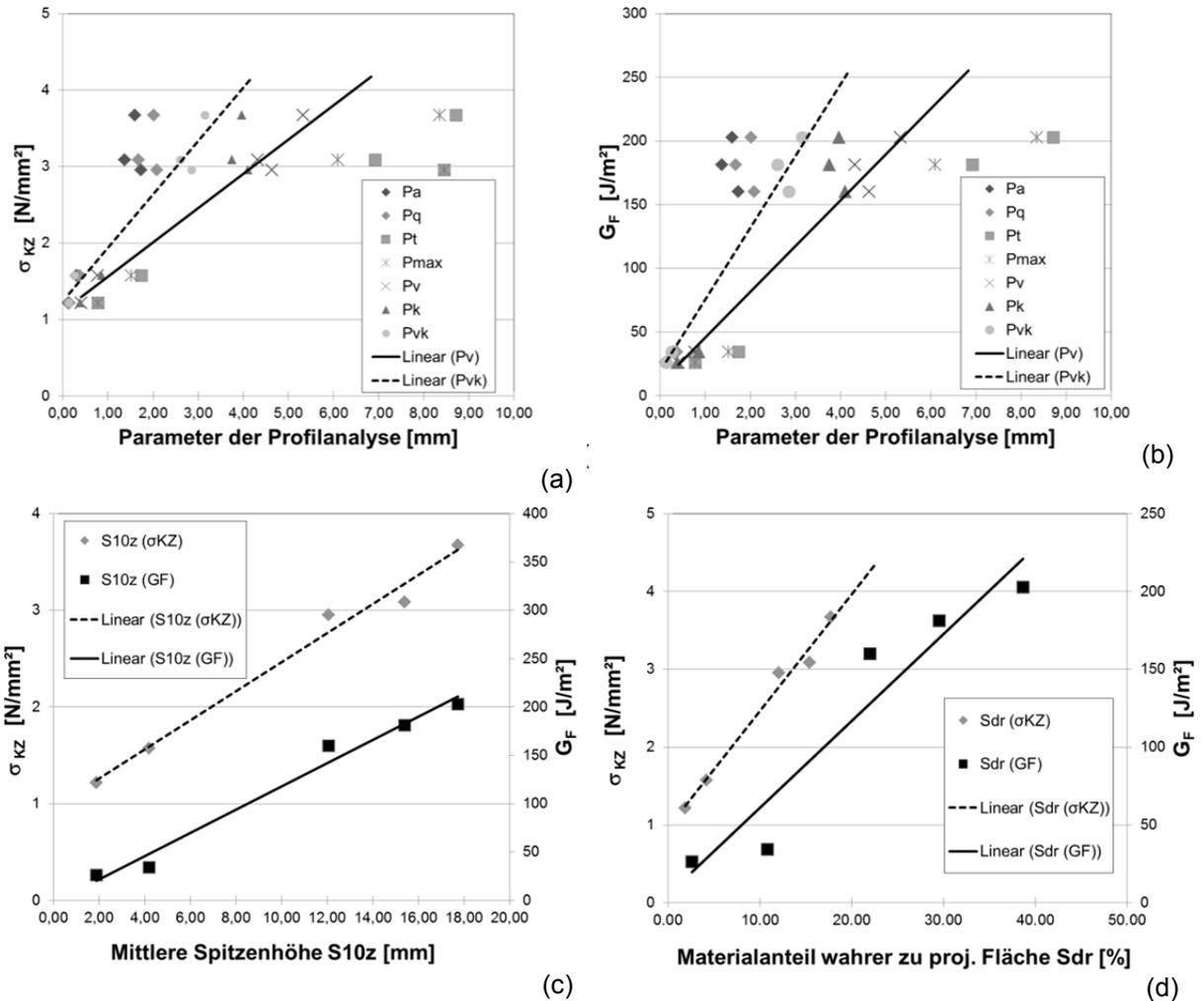


Abbildung 105: Lineare Zusammenhänge zwischen Oberflächeneigenschaften und bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit, (b) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie, (c) Mittlere Spitzenhöhe ($S10z$) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie, (d) Materialanteil wahrer zu projizierter Fläche (Sdr) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie

Von besonderem Interesse für baupraktische Anwendungsfälle ist die Vergleichbarkeit mit der derzeit angewandten Messmethode, dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71]. Hierfür wurden sowohl die Ergebnisse der Rautiefenbestimmung R_t nach N. Kaufmann als auch die mit dem Oberflächenmodell simulierte Rautiefe R_{t0} der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie in Abbildung 106 gegenübergestellt. Aufgrund dieser Darstellung wird deutlich, dass nur eine brauchbare Regressionsgerade zwischen der aus dem Oberflächenmodell ermittelten Rautiefe R_{t0} und der Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. der spezifischen Bruchenergie gewonnen werden kann. Es zeigt sich ebenso, dass trotz zunehmender Rautiefe, bestimmt mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann, keine höhere Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. Kerbbiegezugfestigkeit mehr festgestellt werden konnte.

²³ Es erfolgte lediglich die Darstellung des Parameters $S10z$, da dieser dem Parameter Sz sehr ähnlich ist und nicht nur die maximale Höhe sondern den mittleren Spitzenwert aus den zehn größten Spitzen angibt.

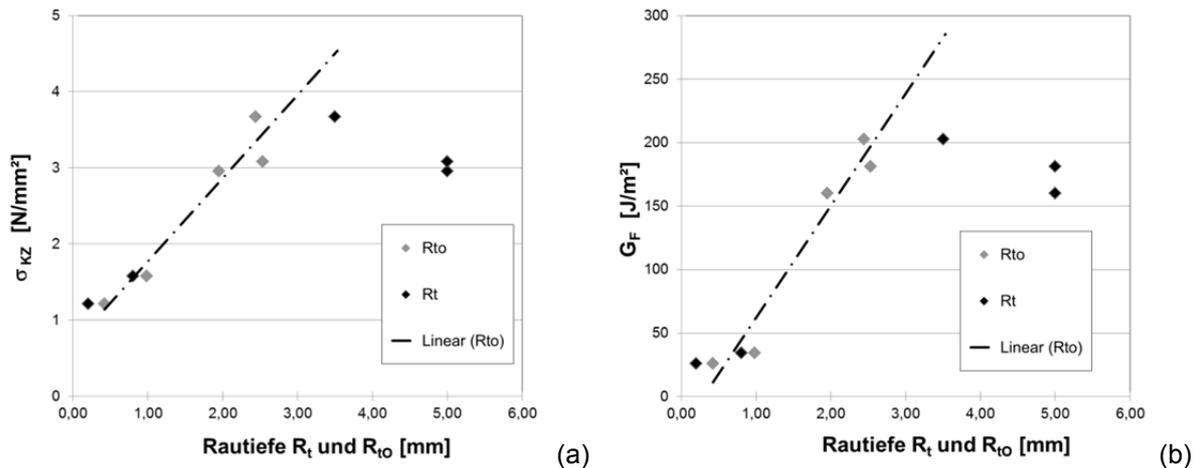


Abbildung 106: Zusammenhang zwischen Rautiefe nach N. Kaufmann R_t sowie aus dem Oberflächenmodell errechnete Rautiefe R_{t0} und Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) sowie spezifischer Bruchenergie (b)

Ähnliche Zusammenhänge wie in Abbildung 106 wurden ebenso von J. Trausch [TRAU 00] festgestellt. Diese auch in Abbildung 78 dargelegten Untersuchungsergebnisse zeigten, dass bei einer mit dem Sandflächenverfahren bestimmten mittleren Rautiefe von etwa 6 mm eine niedrigere spezifische Bruchenergie als bei einer mittleren Rautiefe von etwa 3 mm festgestellt werden konnte. Aufgrund dieser Erkenntnisse drängt sich die Frage auf, ob bei Überschreitung einer gewissen Rautiefe durch zu bereits ungenügend in die Bindemittelmatrix eingebettete Gesteinskörnung eine schlechtere Verbundfestigkeit festgestellt werden kann. Darüber hinaus ist für jeden Beton, je nach verwendetem Größtkorn, nur eine gewisse maximale Rautiefe herstellbar, da ein weiterer Abtrag zu einem Ausbrechen der eingebetteten groben Gesteinskörnung führen würde. Um den Einfluss unterschiedlicher Rautiefen auf die Verbundeigenschaften einer Oberflächenprofilierung genauer zu charakterisieren, wurde in Kapitel 3.4. die Auswirkung von unterschiedlich stark hochdruckwassergestrahlten Oberflächen auf das Verbundverhalten gesondert untersucht.

Ein interessanter Aspekt bei diesen Untersuchungen ist, wie sich das bruchmechanische Tragverhalten des Verbundwerkstoffs zu einem homogenen Betonversuchskörper verhält. Untersuchungen von W. Zikmunda [ZIKM 92] gemäß Abbildung 76 legten dar, dass bei einem Beton-Beton-Verbund mit einer sinusförmigen Oberflächenprofilierung etwa 75 Prozent der spezifischen Bruchenergie eines homogenen Versuchskörpers erreicht werden konnte. Ebenso zeigten Publikationen von E. K. Tschegg et. al. [TSCH 00-1, TSCH 00-2], dass mit einer Ausbildung von Verbunden mit gewellter Oberflächenbearbeitung bis zu 90 Prozent bzw. bei kräftigem Hochdruckwasserstrahlen bis zu 80 Prozent der Maximalkraft eines homogenen Versuchskörpers erreicht werden kann. Ein Auszug dieser Versuchsergebnisse ist Abbildung 77 zu entnehmen. Zur besseren Vergleichbarkeit der Auswirkungen der unterschiedlichen Oberflächenprofilierungsmaßnahmen auf die Spaltkraft-Verformungsbeziehungen sind ausgewählte Kurven in Abbildung 107 zusammengestellt.

Abbildung 107 zeigt, dass sich die Kerb-Spaltzugfestigkeit bzw. die Spaltkraft des homogenen Betons um weniger als 10 Prozent von der Oberflächenprofilierungsmaßnahme B 6 (Strukturieren der Oberfläche mit einem Stahlrechen) unterscheidet. Danach folgt mit einer Kerb-Spaltzugfestigkeit von knapp 80 Prozent des homogenen Tragwerkbetons die Oberfläche B 3 (hochdruckwassergestrahlte Oberfläche). Bei der spezifischen Bruchenergie als Fläche unter diesen dargestellten Spaltkraft-Verformungslinien wird der Unterschied deutlicher. Die spezifische Bruchenergie für den homogenen Tragwerksbeton beträgt 246 J/m^2 , für die Oberfläche B 6 203 J/m^2 und für die Oberfläche B 3 192 J/m^2 . Zum Vergleich ist noch die Oberflächenprofilierungsmaßnahme B 5 (glattes Abziehen) dargestellt.

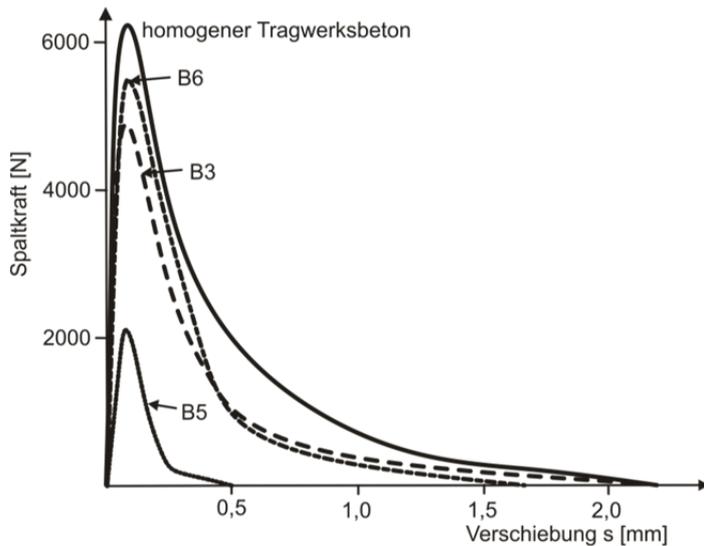


Abbildung 107: Typische, idealisierte Spaltkraft-Verschiebungskurven für die Oberflächenprofilierungsmaßnahmen B 3, B 5, B 6 sowie für den homogenen Tragwerksbeton

3.4. Untersuchungen zu Instandsetzungsmaßnahmen

3.4.1 Problemstellung

In Abgrenzung zu den oben beschriebenen Technologien stellt sich oft die Frage, wie Verstärkungsschichten wirtschaftlich sinnvoll auf bestehende Tragstrukturen aufgebracht werden können. Die Untersuchungen aus Kapitel 3.3. machten deutlich, dass durch Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, auch bei einer relativ geringen Rautiefe, gute Verbundeigenschaften erzielt werden können. Gerade bei Sanierungsmethoden stellt die Bearbeitung des Tragwerks durch Hochdruckwasserstrahlen eine sehr wirtschaftliche Methode zur Aufrauung des Untergrunds dar. Anforderungen an die Rautiefe, bestimmt mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann, werden derzeit in RVS 15.02.34: „Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten“ [RVS1 11] bzw. für Beschichtungen in RVS 15.03.14: „Bauausführung von Brückenabdichtungen“ [RVS1 03-1] geregelt. RVS 15.02.34 fordert eine Rautiefe nach N. Kaufmann von $\geq 3,0$ mm sowie RVS 15.03.14 einen Rautiefenbereich zwischen 0,3 und 5,0 mm.

Abbildung 108 zeigt beispielhaft eine herkömmliche Tragstruktur von Brücken im Vergleich zu einem mit einer Verstärkungsbetonschicht ertüchtigten Tragwerk. Die Verstärkungsbetonschicht soll, möglichst ohne Verdübelung, in direktem Verbund mit dem Tragwerk wirken.

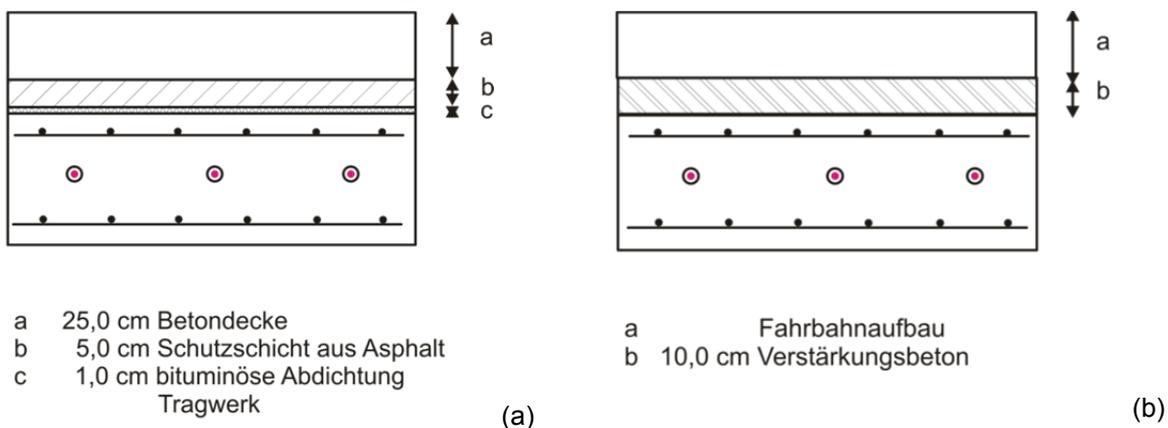


Abbildung 108: Herkömmliche Ausführung von Brückentragwerken mit einer Betondecke (a) im Vergleich zu einem, mit einer im Verbund wirkenden Verstärkungsbetonschicht, ertüchtigten Tragwerk (b)

Im Rahmen dieser Untersuchungen soll ein spezielles Augenmerk auf die Verbundfuge zwischen Tragwerksbeton und Verstärkungsbeton gelegt werden. Bei Instandsetzungsmaßnahmen entstehen durch das unterschiedliche Alter der beiden Betonschichten hohe Anforderungen an die Verbundfuge. Einerseits ist der Schwindvorgang im bestehenden Tragwerk weitgehend abgeschlossen und andererseits weisen die beiden Betonschichten oft sehr unterschiedliche mechanische Eigenschaften auf.

3.4.2 Untersuchungsprogramm

Auf Basis dieser Untersuchungen sollte der Verbund zwischen Tragwerks- und Verstärkungsbeton so weit verbessert werden, dass ein möglichst monolithisches Tragverhalten zwischen diesen beiden Schichten in Rechnung gestellt werden kann. Für die Laborversuche zur Optimierung des Verbundverhaltens konnten als Tragwerksbeton etwa 2 Jahre alte Betonplatten der Betonfestigkeitsklasse C30/37 (Altbeton) herangezogen werden.

Auf Basis der bereits in Kapitel 3.3. dargelegten Ergebnisse bzw. der derzeit gültigen Anforderung an die Rautiefe sollte gezeigt werden, inwieweit eine Variation der Rautiefe Auswirkungen auf die Verbundeigenschaften hat. Hierzu erfolgte die Bearbeitung der Oberflächen durch Hochdruckwasserstrahlen²⁴ in drei unterschiedlichen Intensitäten. Darüber hinaus wurde untersucht, ob eine Verbesserung der Verbundfestigkeit durch Aufbringen bzw. Einbürsten einer dünnen Zementmörtelschicht vor dem Einbau der Verstärkungsbetonschicht möglich ist. Der Auftrag der Zementmörtelschicht erfolgte analog zu den Überlegungen von H. Sommer [SOMM 83-1, SOMM 83-2] aus einer Mischung aus Zement, Wasser, Fließmittel und Sand 0/1 mit einem W/B-Wert von 0,48. Dieser Zementleim wurde auf die vorgeässte Oberfläche, kurz vor dem Aufbringen des Verstärkungsbetons, durch Einbürsten appliziert. Tabelle 20 liefert eine Zusammenstellung der Oberflächenbearbeitungsmaßnahmen bzw. der applizierten Haftbrücke. Generell erfolgte das Hochdruckwasserstrahlen der Probekörper I 1 und I 2 mit schwacher Intensität, der Probekörper I 3 und I 4 mit mittlerer Intensität und der Probekörper I 5 und I 6 mit starker Intensität. Bei den Probekörpern I 2, I 4 und I 6 wurde zusätzlich die Haftbrücke aus Zementleim aufgebracht.

Tabelle 20: Oberflächenbearbeitungsmaßnahmen der untersuchten Probekörper

Probekörperbezeichnung	Oberflächenbearbeitung
I 1	Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität schwach
I 2	Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität schwach sowie Aufbringen einer Haftbrücke aus Zementleim
I 3	Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität mittel
I 4	Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität mittel sowie Aufbringen einer Haftbrücke aus Zementleim
I 5	Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität stark
I 6	Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität stark sowie Aufbringen einer Haftbrücke aus Zementleim

Nach der Oberflächenbearbeitung erfolgte der Einbau des Verstärkungsbetons mit der Betonsortenbezeichnung C35/45/B4/F52/GK16 (Aufbeton) gemäß ÖNORM B 4710-1 [ONB4 07]. Vor dem Einbringen des Betons wurden die Oberflächen für einige Zeit vorgeässt. Es wurde speziell darauf geachtet, dass zum Zeitpunkt der Applikation der Haftbrücke bzw. des Betoneinbringens die Oberflächen nur matt feucht waren und keine, sich schädlich auf die Verbundeigenschaften auswirkenden, Wasseransammlungen auftraten. Abbildung 109 zeigt die mit unterschiedlichem Druck hochdruckwasserstrahlten Oberflächen sowie eine Oberfläche nach dem Auftragen der Haftbrücke aus Zementleim.

²⁴ Das Hochdruckwasserstrahlen erfolgte mit einem Pumpendruck von etwa 1200 bar.

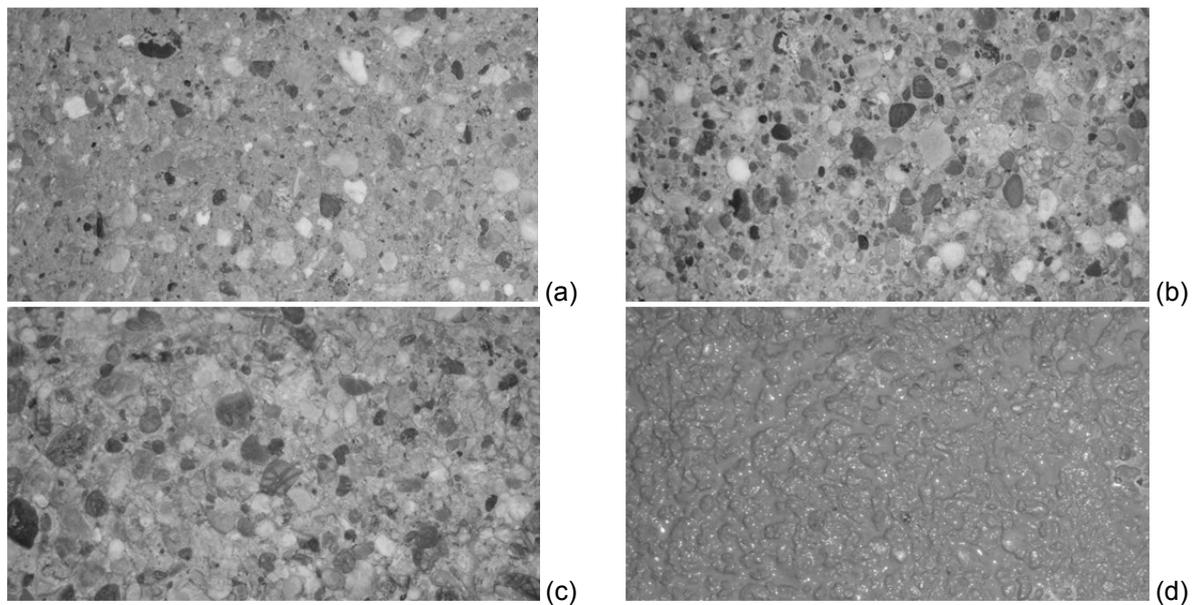


Abbildung 109: In unterschiedlichen Intensitäten gestrahlte Betonoberflächen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 20, (a) I 1, (b) I 3, (c) I 5) sowie aufgebrachte Haftbrücke aus Zementleim unmittelbar vor dem Einbringen des Verstärkungsbetons (d)

Vor dem Betonieren der Verstärkungsbetonschicht wurden die Oberflächeneigenschaften durch Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71] sowie durch Ermittlung eines dreidimensionalen Oberflächenmodells mit dem bereits beschriebenen fotooptischen Verfahren erfasst. Die Beschreibung des Verbundverhaltens erfolgte analog zu den Überlegungen der Kapitel 3.2. und 3.3. durch Bestimmung der Haftzugfestigkeit gemäß ONR 23303 sowie durch Bestimmung der bruchmechanischen Kennwerte gemäß ON B3592 [ONB3 11]. Parallel dazu wurde ebenso das Trag- und Verbundverhalten der Gesamtkonstruktion an Großkörpern, hergestellt mit Hilfe der abgebrochenen Kragplatten, mit den Abmessungen 750 x 50 x 46 cm, untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuche können aus J. Berger [BERG 12] entnommen werden.

3.4.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse zur Charakterisierung der unterschiedlichen Oberflächen durch Bestimmung der Rautiefe gemäß ÖNORM EN 1766 [EN17 00] sind in Tabelle 21 bzw. in Abbildung 110 (a) zusammengefasst. Ebenso erfolgte die Ermittlung der Haftzugfestigkeit des Interfaces gemäß ONR 23303 [ONR2 10] sowie die Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie gemäß ÖNORM B3592 [ONR3 10]. Die Ergebnisse können Tabelle 21 bzw. Abbildung 110 (b) bis (d) entnommen werden. Zum Vergleich sind ebenfalls die bruchmechanischen Kennwerte des homogenen Aufbetons angeführt.

Tabelle 21: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe, der Haftzugfestigkeit, der Kerb-Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörperbezeichnung	R_t	σ_{HZ}	σ_{KZ}	G_f
	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[J/m ²]
I 1	<i>0,55</i>	5,60	3,17	80
I 2	0,60	5,42	3,45	77
I 3	0,89	5,51	3,57	84
I 4	1,25	<i>4,80</i>	3,06	72
I 5	2,49	5,69	3,16	97
I 6	2,99	5,46	3,77	89
homogener Aufbeton	-	-	3,87	114

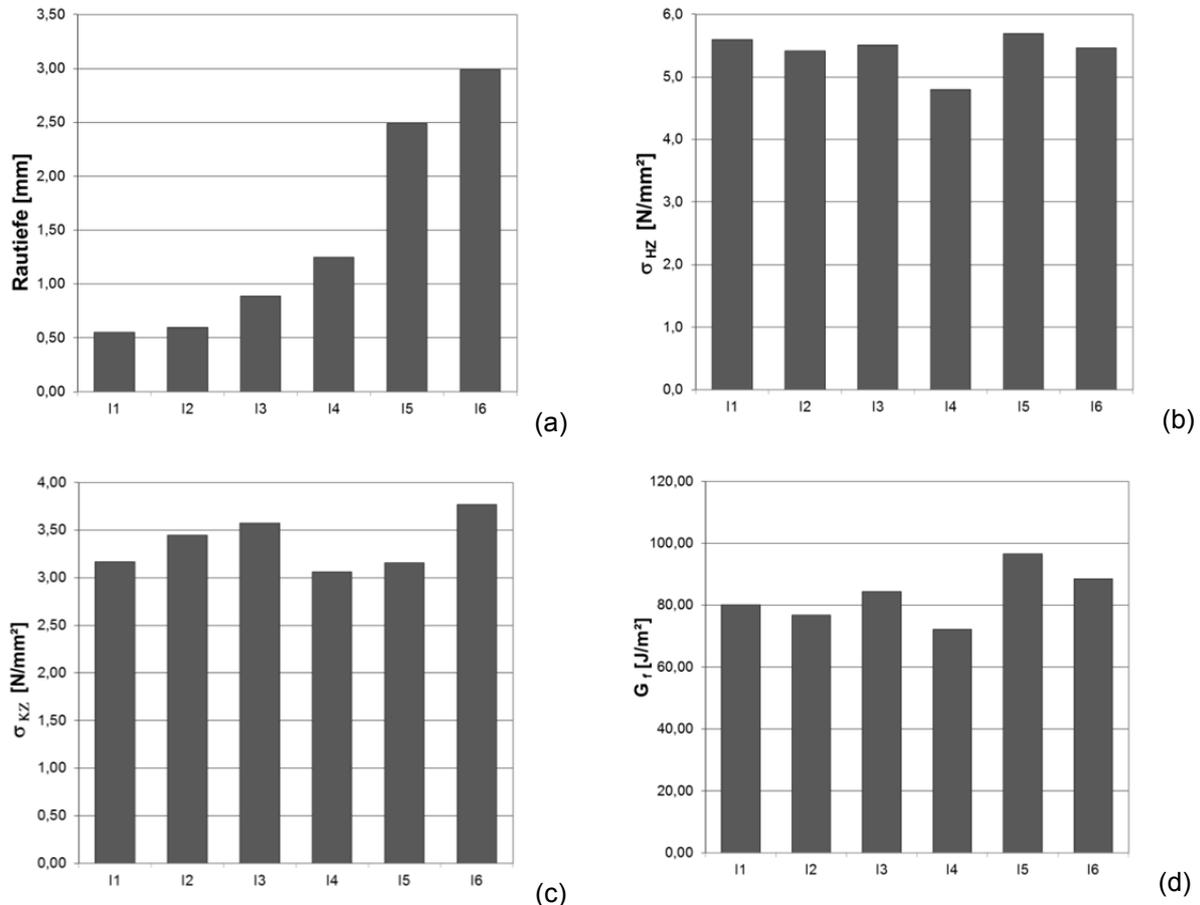


Abbildung 110: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe²⁵ (a), der Haftzugfestigkeit²⁶ (b), der Kerbspaltzugfestigkeit (c) sowie der spezifischen Bruchenergie²⁷ (d)

Aus Abbildung 110 ist zu entnehmen, dass die ermittelten Werte der Haftzugfestigkeit auf einem sehr hohen Niveau, jedoch weitgehend unabhängig von der doch unterschiedlichen Rautiefe festgestellt wurden. Es zeigt sich, dass sowohl die unterschiedlichen Intensitäten von Hochdruckwasserstrahlen als auch das Aufbringen der Haftbrücke aus Zementleim kaum Auswirkungen auf die ermittelte Haftzugfestigkeit hat.

Um, aufbauend auf den Ergebnissen von Kapitel 3.3., vertiefende Aussagen über die Zusammenhänge zwischen der Intensität des Hochdruckwasserstrahlens und den mechanischen Verbundeigenschaften zu bekommen, erfolgte die Analyse der Probekörperoberflächen vor dem Aufbringen des Verstärkungsbetons bzw. der Haftbrücke mit dem stereoskopischen Verfahren. Die Erstellung der Oberflächenmodelle sowie die Auswertung der Aufnahmen erfolgten mit der Software MeX [ALIC 08].

²⁵ Die Ermittlung der mittleren Rautiefe erfolgte an 4 Einzelbestimmungen.

²⁶ Die Ermittlung der Haftzugfestigkeit erfolgte an 5 Einzelbestimmungen.

²⁷ Die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte erfolgte an 5 Einzelbestimmungen.

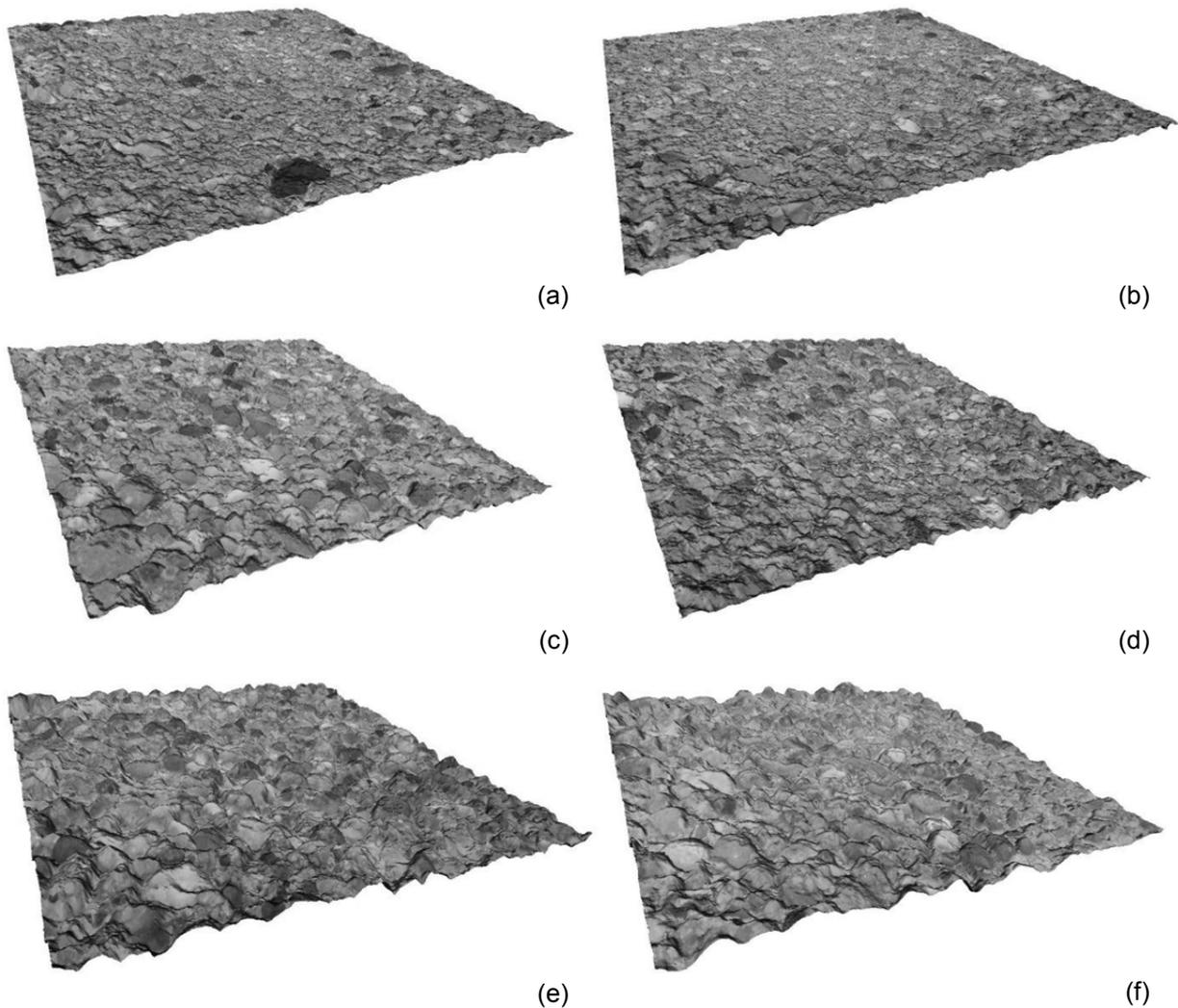


Abbildung 111: Dreidimensionale Oberflächenmodelle der drei unterschiedlichen Profilierungsmaßnahmen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 20, (a) I 1, (b) I 2, (c) I 3, (d) I 4, (e) I 5 und (f) I 6), Modelle I 2, I 4 und I 6 vor dem Aufbringen der Haftbrücke

Zur Beschreibung der Oberflächenstruktur durch die Profilanalyse wurden beliebige Linien der Länge von 10 cm über die zu untersuchende Oberfläche gelegt. Die dadurch entstandenen Höhenprofile sind Abbildung 112 zu entnehmen. Abbildung 112 (a) zeigt ein Oberflächenprofil des Probekörpers I 1 (Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität schwach) sowie Abbildung 112 (b) eines des Probekörpers I 5 (Hochdruckwasserstrahlen der Oberfläche, Intensität stark). Der Unterschied in der Oberflächenstruktur ist durch die Skalierung nicht deutlich sichtbar.

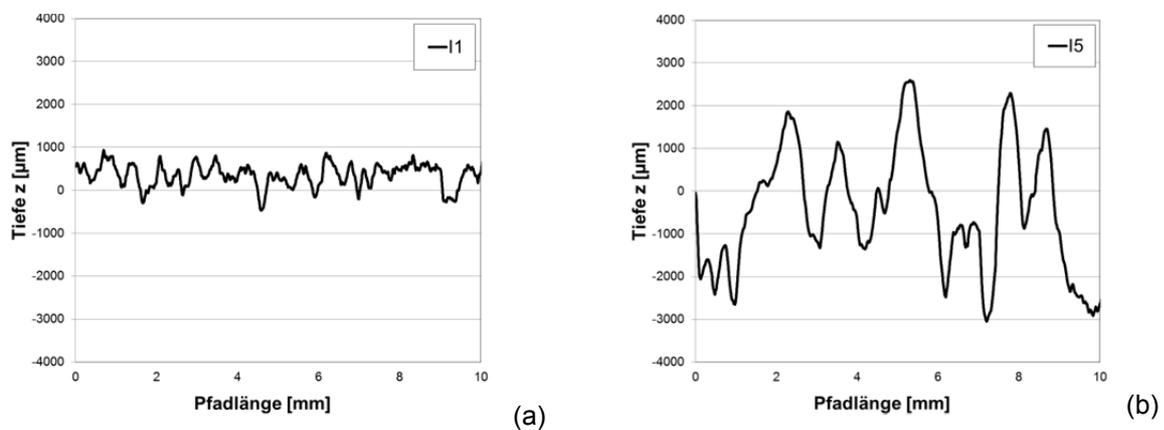


Abbildung 112: Profile von Oberflächen, (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 20, I 1 (a), I 5 (b), Ordinatenbereich jeweils +4,0 bis -4,0mm)

Auf Grundlage der Oberflächenprofile erfolgte die Auswertung der in Kapitel 2.4.3.1 beschriebenen Parameter der Profilanalyse des Primärmodells. In Tabelle 22 sind die errechneten Parameter der Profilanalyse zusammengestellt.

Tabelle 22: Errechnete Parameter der Profilanalyse (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörper- bezeichnung	Parameter der Profilanalyse										
	Pa	Pq	Pt	Pz	Pmax	Pp	Pv	Pc	Pk	Ppk	Pvk
	[mm]										
I 1	<i>0,20</i>	<i>0,26</i>	<i>1,39</i>	<i>0,95</i>	<i>1,38</i>	<i>0,54</i>	<i>0,84</i>	<i>0,72</i>	<i>0,60</i>	<i>0,18</i>	<i>0,38</i>
I 2	<i>0,29</i>	<i>0,35</i>	<i>1,62</i>	<i>1,35</i>	<i>1,54</i>	<i>0,69</i>	<i>0,93</i>	<i>1,08</i>	<i>0,81</i>	<i>0,12</i>	<i>0,46</i>
I 3	<i>0,47</i>	<i>0,57</i>	<i>2,62</i>	<i>1,95</i>	<i>2,57</i>	<i>1,10</i>	<i>1,53</i>	<i>1,46</i>	<i>1,17</i>	<i>0,43</i>	<i>0,69</i>
I 4	<i>0,35</i>	<i>0,42</i>	<i>2,04</i>	<i>1,53</i>	<i>1,71</i>	<i>1,03</i>	<i>1,01</i>	<i>1,19</i>	<i>1,14</i>	<i>0,37</i>	<i>0,26</i>
I 5	1,16	<i>1,39</i>	<i>5,99</i>	<i>4,03</i>	<i>5,99</i>	3,15	<i>2,84</i>	<i>3,54</i>	3,65	1,18	<i>0,93</i>
I 6	1,16	1,47	7,55	4,19	7,55	<i>2,28</i>	5,27	3,77	<i>2,56</i>	<i>0,47</i>	2,68

Die in Tabelle 22 zusammengestellten Parameter der Profilanalyse zeigen klar, dass, wie zu erwarten, die Minimalwerte der Profilparameter durchwegs bei den grundsätzlich ident hergestellten Probekörpern I 1 bzw. I 2 und die Maximalwerte dieser Parameter bei den ebenfalls gleich hergestellten Probekörpern I 5 bzw. I 6 gefunden werden konnten.

Um bessere Aussagen über die Oberflächenstrukturen zu bekommen, erfolgte die Ermittlung der Flächenparameter an einem etwa 10 x 10 cm großen Flächenausschnitt des Oberflächenmodells. Dadurch konnten Parameter analog zur Profilanalyse, jedoch auf Basis einer Vielzahl von Einzelprofilen, errechnet werden. Diese in Kapitel 2.4.3.2 definierten Parameter sind in Tabelle 23 zusammengestellt.

Tabelle 23: Errechnete Parameter der Flächenanalyse (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörper- bezeichnung	Parameter der Flächenanalyse										
	Sa	Sq	Sz	S10z	Sp	Sv	Sk	Spk	Svk	Smr1	Smr2
	[mm]									[%]	
I 1	<i>0,34</i>	<i>0,41</i>	<i>1,03</i>	<i>2,63</i>	<i>3,66</i>	<i>3,48</i>	<i>0,34</i>	<i>0,91</i>	<i>0,14</i>	<i>0,63</i>	<i>5,18</i>
I 2	<i>0,38</i>	<i>0,45</i>	<i>1,17</i>	<i>2,30</i>	<i>3,47</i>	<i>3,42</i>	<i>0,38</i>	<i>0,99</i>	<i>0,16</i>	<i>0,61</i>	<i>4,97</i>
I 3	<i>0,44</i>	<i>0,57</i>	<i>1,43</i>	<i>3,06</i>	<i>4,49</i>	<i>4,36</i>	<i>0,44</i>	<i>1,37</i>	<i>0,34</i>	<i>0,86</i>	<i>7,11</i>
I 4	<i>0,57</i>	<i>0,73</i>	<i>1,82</i>	<i>4,13</i>	<i>5,95</i>	<i>5,89</i>	<i>0,57</i>	<i>1,76</i>	<i>0,40</i>	<i>0,97</i>	<i>8,22</i>
I 5	1,33	1,68	<i>3,39</i>	7,55	10,09	10,09	1,33	4,39	<i>0,67</i>	2,03	<i>5,63</i>
I 6	<i>1,28</i>	<i>1,58</i>	4,26	<i>5,50</i>	<i>9,76</i>	<i>9,71</i>	<i>1,28</i>	<i>4,38</i>	1,03	<i>1,62</i>	7,35

Als letzter Schritt erfolgte die Analyse des Volumens zwischen digitalem Oberflächenmodell und den fiktiv eingezogenen Netzen mit den Modi „Seifenfilm“ und „oben deckend“. Zur Ermittlung der Oberflächeneigenschaften mittels Volumenanalyse wurde auf der zu untersuchenden Oberfläche ein Rechteck definiert. Innerhalb dieses Rechtecks erfolgte die Bestimmung der Volumenparameter gemäß Kapitel 2.4.3.3. Diese Parameter sowie die Volumenparameter der Flächenanalyse (Vmp, Vmc, Vvc und Vvv) sind in Tabelle 24 zusammengestellt.

Die Parameter der Profil-, Flächen- und Volumenanalyse werden im folgenden Kapitel den Verbundeigenschaften gegenübergestellt. Anhand dieser Ergebnisse sollen, aufbauend auf den bisherigen Untersuchungen, Zusammenhänge zwischen der Oberflächenausbildung und den mechanischen Kennwerten der Verbundfuge hergestellt werden.

Tabelle 24: Errechnete Parameter der Flächen- und Volumenanalyse (Minimalwerte *kursiv*, Maximalwerte **fett**)

Probekörperbezeichnung	Parameter der Flächenanalyse					Parameter der Volumenanalyse	
	Sdr	Vmp	Vmc	Vvc	Vvv	R ₁₅ Seifenfilm	R ₁₀ oben deckend
	[%]	[ml/m ²]			[mm]		
I 1	<i>16,14</i>	<i>8,98</i>	<i>349,41</i>	<i>389,18</i>	<i>64,13</i>	<i>0,10</i>	<i>0,46</i>
I 2	<i>16,35</i>	<i>9,97</i>	<i>356,36</i>	<i>410,33</i>	<i>61,74</i>	<i>0,07</i>	<i>0,49</i>
I 3	<i>23,23</i>	<i>18,27</i>	<i>490,64</i>	<i>596,30</i>	<i>86,87</i>	<i>0,14</i>	<i>0,80</i>
I 4	<i>24,94</i>	<i>21,95</i>	<i>665,98</i>	<i>810,37</i>	<i>103,64</i>	<i>0,17</i>	<i>0,98</i>
I 5	40,40	43,77	1543,60	1837,40	232,00	0,61	1,97
I 6	47,30	56,00	1489,60	1889,80	183,95	0,27	2,13

3.4.4 Schlussfolgerungen

Zu allererst wurden die mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg ermittelten bruchmechanischen Kennwerte wie Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifische Bruchenergie in Relation zur mit dem Sandflächenverfahren ermittelten Rautiefe gesetzt. Die in Abbildung 113 ersichtlichen Ergebnisse zeigen jedoch keinerlei Zusammenhänge zwischen den bruchmechanischen Kennwerten und der Rautiefe.

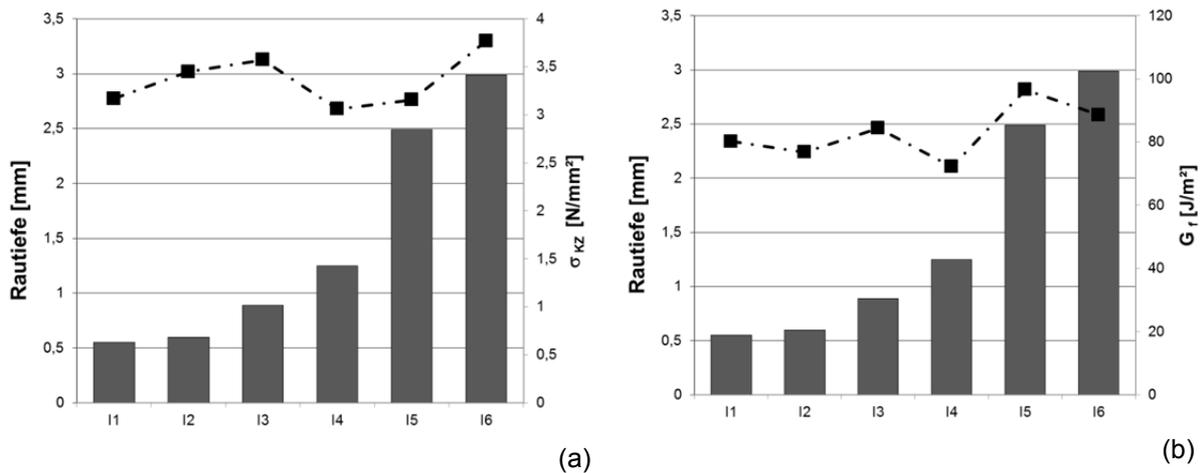


Abbildung 113: Einfluss der Rauheit auf die Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) und die spezifische Bruchenergie (b)

Analog zu den vorherigen Untersuchungen zeigt Abbildung 114 die Zusammenhänge zwischen der mittleren Spitzenhöhe (S10z) und dem Materialanteil wahrer zur projizierter Fläche (Sdr) in Relation zu den bruchmechanischen Kennwerten Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifischer Bruchenergie. Obwohl bei den Untersuchungen an den unterschiedlichen Oberflächenprofilierungsmaßnahmen der Oberflächen B 1 bis B 6 in Kapitel 3.3. sehr gute Zusammenhänge zwischen diesen Kennwerten gefunden werden konnten, sind hier keine Relationen zu erkennen.

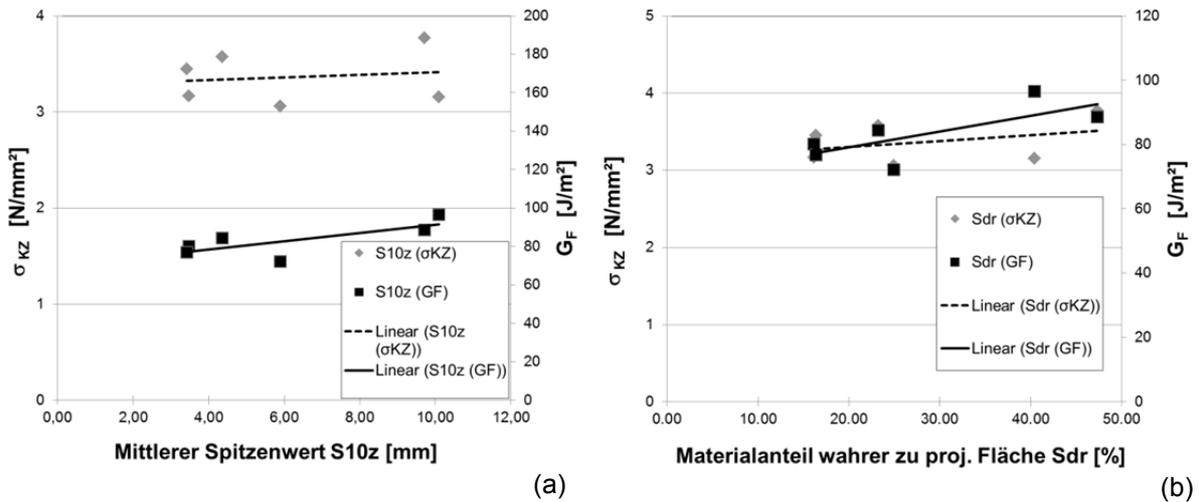


Abbildung 114: Lineare Zusammenhänge zwischen Oberflächeneigenschaften und bruchmechanischen Kennwerten: (a) mittlerer Spitzenwert (S10z) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie, (b) Materialanteil wahrer zur projizierter Fläche (Sdr) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie

Der Grund für diese Resultate liegt im Versagen der Versuchskörper. Bei nahezu allen Probekörpern trat im Rahmen der Keilspaltprüfung kein Risswachstum im Interface, sondern fast ausschließlich im Altbeton auf. Dadurch wurden bei allen Versuchen lediglich die bruchmechanischen Kennwerte des Alt- oder Untergrundbetons und nicht des Interfaces mit der entsprechenden Oberflächenprofilierung ermittelt. Tabelle 21 zeigt, dass die bruchmechanischen Kennwerte des homogenen Aufbetons merklich über jenen der unterschiedlich profilierten Oberflächen (I 1 bis I 6) liegen. Das Risswachstum erfolgte daher lediglich im Altbeton mit deutlich schlechteren bruchmechanischen Eigenschaften und nicht in der Verbundfuge. Abbildung 115 zeigt schematisch typische Rissverläufe im Altbeton sowie typische Bruchbilder nach der durchgeführten Keilspaltprüfung (links der Starterkerbe ist jeweils der Altbeton).

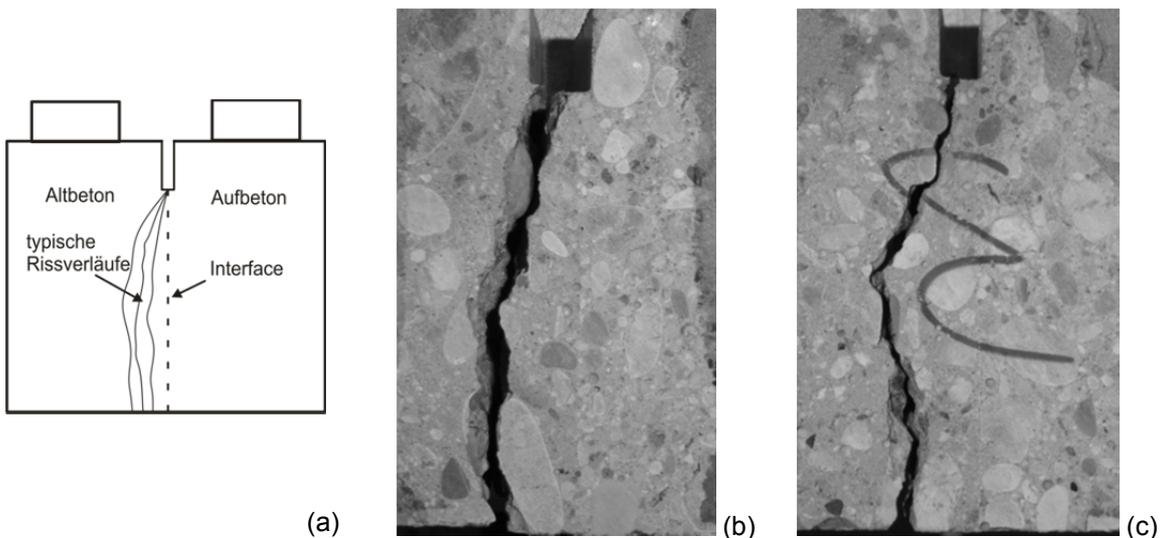


Abbildung 115: Schematische Darstellung des Risswachstums neben dem Interface im Altbeton (a) sowie typische ermittelte Rissverläufe ausgehend von der Starterkerbe (Interface) nach links in den Altbeton (b) und (c)

Für das nahezu ausschließliche Versagen im Altbeton können jedenfalls die deutlich unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften der beiden Betone angesehen werden. Während der Aufbeton

eine Festigkeitsklasse von C35/45 aufweist, besitzt der Unterbeton die Festigkeitsklasse C30/37. Dieser durch die unterschiedlichen Betondruckfestigkeitsklassen bedingte Unterschied im Wasserbindemittelwert wirkt sich gemäß den Publikationen von J. G. M. Mier [MIER 97] und D. A. Hordijk [HORD 91] speziell auf die Größe der Bruchenergie aus. Einen Einfluss auf die Größe der Bruchenergie könnte auch der optisch erkennbare, relativ hohe Mikroluftgehalt des Altbetons haben. Der Unterbeton der Festigkeitsklasse C30/37 wurde im Gegensatz zum Aufbeton der Festigkeitsklasse C35/45 mit einem künstlichen Luftporensystem ausgeführt. Untersuchungen zum Einfluss von künstlichen Luftporen auf die bruchmechanischen Kennwerte von Beton sind bis dato keine bekannt.

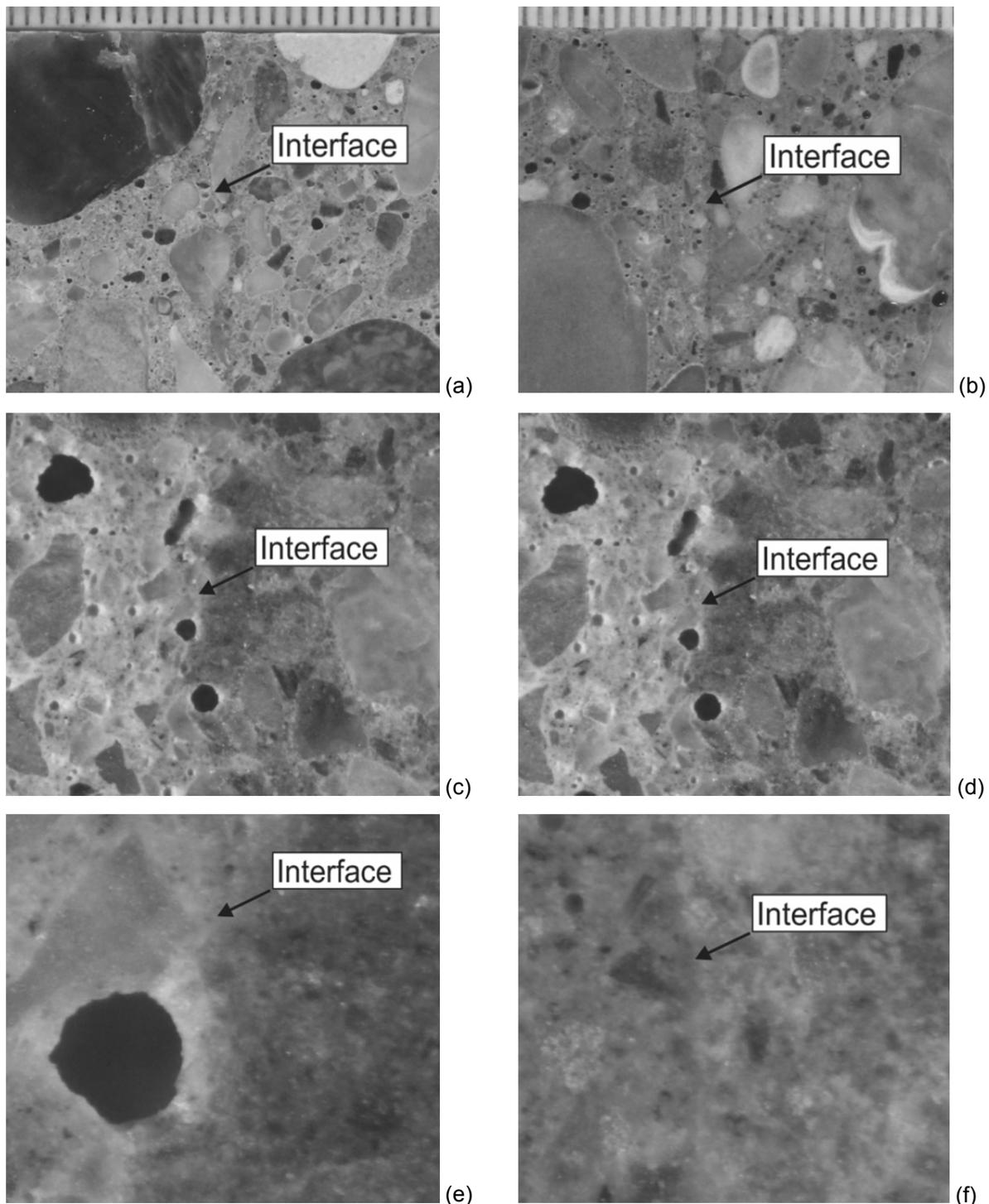


Abbildung 116: Aufnahmen des Interfaces der Oberflächenbearbeitung I 1 (a), (c) und (e) sowie der Oberflächenbearbeitung I 2 (b), (d) und (f) in unterschiedlichen Vergrößerungen: (a) und (b) Bildbreite etwa 25 mm, (c) und (d) Bildbreite etwa 2,5 mm sowie (e) und (f) Bildbreite etwa 0,5 mm

Zur Beurteilung der Ausprägung der Güte des Interfaces bzw. der Ausprägung einer homogenen Bindemittelsteinstruktur erfolgten Untersuchungen an ausgewählten Probestücken unter dem Auflichtmikroskop. Abbildung 116 zeigt diese Aufnahmen für die Oberflächenprofilierungsmaßnahmen I 1 (Hochdruckwasserstrahlen schwach) sowie I 2 (Hochdruckwasserstrahlen schwach mit Haftbrücke aus Zementleim). Die Bildbreiten betragen jeweils etwa 25 mm, etwa 2,5 mm sowie etwa 0,5 mm. Aufgrund dieser Darstellungen zeigt sich, dass sich der Unterbeton (jeweils links in den Abbildungen) durch ein erhöhtes, durch Luftporenbilder herbeigeführtes Porenvolumen auszeichnet, jedoch direkt im Interface keine merkwürdige Störungszone der Bindemittelmatrix festgestellt werden kann. Diese äußerst homogene Struktur des Betons in direkter Umgebung der Kontaktzone zwischen den beiden Betonschichten sowie die porenreiche Struktur des Altbetons, mit geringerer Festigkeit als der Aufbeton, erklärt die fast ausschließliche Rissfortpflanzung im Altbeton.

Aufgrund dieser Ergebnisse kann daraus geschlossen werden, dass die Schaffung einer ausreichenden Oberflächenstruktur zwar sehr wichtig für das Tragverhalten von Beton-Verbundkonstruktionen ist, jedoch bei Baukonstruktionen auch der Fall eintreten kann, dass das Interface einen höheren Risswiderstand aufweist als eine angrenzende Betonschicht. Ähnlich wie beim Verbundverhalten zwischen Beton und Spritzabdichtung in Kapitel 3.2. verläuft dann der Riss dort, wo der Widerstand für das Risswachstum am geringsten ist.

Da durch das ausschließliche Risswachstum im Altbeton keine Aussagen über die Zusammenhänge zwischen Oberflächen- und Verbundeigenschaften im Rahmen dieser Teiluntersuchungen getroffen werden konnten, erfolgte eine Gegenüberstellung der aus dem digitalen Oberflächenmodell ermittelten Parameter der Oberflächentextur mit der Rautiefenbestimmung nach N. Kaufmann. Abbildung 117 zeigt die Zusammenhänge zwischen der am digitalen Oberflächenmodell ermittelten Rautiefe R_{tO} bzw. dem Materialanteil wahrer zu projizierter Fläche S_{dr} jeweils in Relation zu der mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann bestimmten Rautiefe R_t . Zusätzlich zu den mit unterschiedlichen Intensitäten hochdruckwassergestrahlten Oberflächen (I 1 bis I 6) ist auch die Rautiefe der hochdruckwassergestrahlten Oberfläche B 3 aus den Untersuchungen gemäß Kapitel 3.3. aufgetragen.

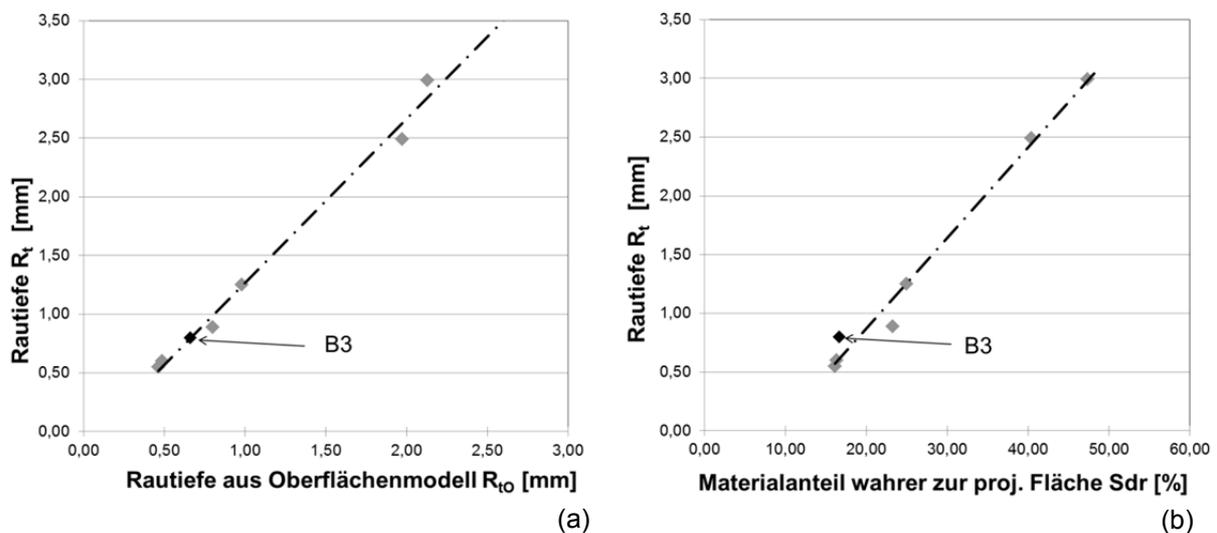


Abbildung 117: Zusammenhänge zwischen der Rautiefe ermittelt aus dem digitalen Oberflächenmodell R_{tO} (a) bzw. dem Materialanteil wahrer zu projizierter Fläche S_{dr} (b) jeweils in Relation zur mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann bestimmten Rautiefe R_t

Abbildung 117 zeigt, dass bei den hochdruckwassergestrahlten Oberflächen sehr gute Zusammenhänge zwischen der aus dem Oberflächenmodell errechneten Rautiefe R_{tO} und der mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann ermittelten Rautiefe R_t gefunden werden konnten. Ebenso zeigt sich ein guter Zusammenhang zwischen dem Materialanteil wahrer zu projizierter Fläche S_{dr} und der Rautiefe nach N. Kaufmann. Aufgrund dieser Untersuchungen kann abgeleitet werden, dass mit dem Sandflächenverfahren durchaus eine grobe Charakterisierung der Oberflächentextur von hochdruckwassergestrahlten Oberflächen möglich ist. Dies funktioniert, nur solange die Oberfläche, wie beim Hochdruckwasserstrahlen der Fall, eine relativ homogene Struktur aufweist. Eindeutige Zusammenhänge konnten bei stark profilierten Oberflächen gemäß Kapitel 3.3. nicht gefunden werden.

4. Zusammenfassung und Ausblick

Die gegenständliche Arbeit untersucht experimentell das Zusammenwirken von Oberflächenausbildung mit den Verbundeigenschaften von zementgebundenen Werkstoffen. Diese Problemstellung ist deshalb wichtig, da Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen von Betonbauwerken aufgrund deren Altersstruktur sowie stetig steigender Anforderungen, zunehmend an Bedeutung gewinnen. Im Rahmen von solchen Baumaßnahmen wird auf ein bestehendes Betontragwerk eine neue Schicht in direktem Verbund mit dem Untergrund hergestellt. Dabei ist die Interaktion zwischen den beiden Schichten für das Gesamttragverhalten der neuen Konstruktion essentiell.

Um ein besseres Verständnis über Beton zu erlangen, widmet sich Kapitel 2.2. der Materialstruktur dieses Baustoffs. Beton ist ein aus den Hauptbestandteilen Gesteinskörnung, Zement, Wasser und Zusatzstoffen bestehender künstlich hergestellter, mineralischer Werkstoff. Eine Beschreibung des Materialverhaltens von Beton ist generell von der Strukturebene abhängig, da Beton zwar makroskopisch als Bauteil als homogener Baustoff gesehen wird, bei näherer Betrachtungsweise jedoch die unterschiedlichen Bestandteile in einer Meso- und Mikroebene sichtbar werden. Die Makroebene beschreibt das Materialverhalten von Betontragstrukturen und das Versagen der Gesamtkonstruktion. Für die labortechnische Betrachtung allerdings sind die Mesoebene, welche Störungen im Materialgefüge sowie Risswachstum beschreibt, sowie die Mikroebene, die sich mit chemischen und physikalischen Wechselwirkungen zwischen den Bestandteilen beschäftigt, von großer Bedeutung. Das Besondere am Werkstoff Beton ist, dass er durch ein nichtlineares Werkstoffverhalten gekennzeichnet ist, also bei kleinen Belastungen bereits irreversible Verformungen auftreten. Dies kann dadurch erklärt werden, dass auch ohne Belastung in der Bindemittelmatrix, vor allem im direkten Interface zur Gesteinskörnung, Mikrorisse vorhanden sind. Wird eine Last auf den Beton aufgebracht, kommt es ab etwa 40 Prozent der maximal aufnehmbaren Belastung zu einer zunehmenden Aufweitung und Neubildung von Mikrorissen und dadurch zu merkbaren bleibenden Verformungen der Gefügestruktur.

Damit dieses Werkstoffverhalten mit den im Gefüge vorhandenen Störungszonen besser verstanden werden kann, wird in Kapitel 2.3. auf die bruchmechanische Materialcharakterisierung eingegangen. Erste Grundzüge zur linear elastischen Bruchmechanik wurden von A. A. Griffith [GRIF 20] Anfang des 20. Jahrhunderts entwickelt. Es zeigte sich jedoch, dass diese Theorie nicht allgemein gültig auf den Werkstoff Beton übertragen werden kann. Erst durch Weiterentwicklung der Prüftechnik war es möglich, das Bruchverhalten von Beton mit weggesteuerten Versuchen exakt aufzuzeichnen. Auf Basis dieser experimentellen Erkenntnisse wurden Näherungsmodelle wie beispielsweise das R-Kurven-Konzept, das Size-Effect-Model oder das fiktive Rissmodell entwickelt, um das bruchmechanische Werkstoffverhalten ohne aufwendige Prüfausstattung beschreiben zu können. Die direkten bruchmechanischen Bestimmungsmethoden beschränkten sich anfangs auf einaxiale Zug- sowie Biegebalckenversuche, wobei es bei dieser Versuchskonfiguration oft sehr schwer ist, stabiles Risswachstum sicherzustellen. Als Alternative hierzu wurde von E. K. Tschegg [TSCH 86] ein einfaches Verfahren, die Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg, zur bruchmechanischen Beschreibung von Materialien entwickelt. Bei dieser Prüfmethode wird ein zylindrischer oder würfelförmiger Probekörper zunächst mit einer Starterkerbe versehen und weggesteuert belastet. Ein Teil der Vertikalkraft wird von einem Keil über zwei Rollenlager in den Probekörper geleitet und bewirkt unter stabilem Risswachstum ein Aufspalten der Probe. Durch gleichzeitige Erfassung der vertikalen Maschinenkraft und der Horizontalverschiebung der Rissufer können die bruchmechanischen Kennwerte wie Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifische Bruchenergie errechnet werden. Mit Hilfe dieses Verfahrens ist es möglich, weit mehr Aussagen über das Materialverhalten von Verbundwerkstoffen als mit der derzeit üblichen Bestimmung der Haftzugfestigkeit zu erhalten. Die Größe der ermittelten bruchmechanischen Kennwerte von Beton wird von einer Reihe von materialtechnologischen Faktoren wie Größe und Art der verwendeten Gesteinskörnung, Wasserbindemittelwert, Betonalter sowie der Gefügestruktur beeinflusst. Darüber hinaus existieren messtechnische Einflussgrößen wie beispielsweise Umgebungs- und Auflagerbedingungen sowie Abhängigkeiten aus Probegröße und Probegeometrie, die Auswirkungen auf die Versuchsergebnisse haben, und daher entsprechend zu berücksichtigen sind.

Das Tragverhalten von zementgebundenen Verbundbaustoffen wird nicht nur von der Zusammensetzung der Betone sondern in großem Maß auch von der Ausbildung der Oberfläche der zusammengefügt Schichten beeinflusst. Um unterschiedliche Oberflächenstrukturen mit mathematisch beschreibbaren Parametern erfassen zu können, widmet sich Kapitel 2.4. den theoretischen Grundlagen zur Oberflächencharakterisierung. Das in Österreich genormte und daher derzeit fast ausschließlich angewandte Verfahren zur Beschreibung von Oberflächen ist das Sandflächenverfahren nach

N. Kaufmann [KAUF 71]. Dabei wird ein definiertes Volumen von Normensand verteilt und aufgrund des sich ergebenden Durchmessers auf die Rauheit einer Oberfläche geschlossen. Um Zusammenhänge zwischen Oberflächenausbildung und Verbundeigenschaften im Rahmen dieser Arbeit besser beleuchten zu können, erfolgt darüber hinaus die Erfassung der Oberflächeneigenschaften mit Hilfe eines stereoskopischen Verfahrens. Auf Basis von zwei um wenige Grad verkippter fotografischer Aufnahmen ist es möglich, ein dreidimensionales digitales Oberflächenmodell von strukturierten Oberflächen zu erstellen. Dadurch können Informationen in einer im Bauwesen bis dato nicht üblichen Qualität über die Oberflächenbeschaffenheit im Rahmen von Profil-, Flächen- und Volumenanalyse gesammelt werden.

Um auf Basis von bruchmechanischen Kennwerten und Oberflächeneigenschaften Charakterisierungen von Verbunden vornehmen zu können, sind in Kapitel 2.5. die Mechanismen des Tragverhaltens von Kontaktzonen zusammengestellt. In jeder Verbundfuge wirken generell Adhäsions- und Reibungskräfte, die bei ausreichender Größe den Zusammenhalt von zwei Werkstoffen garantieren. Während Adhäsionskräfte generell auf der chemischen und physikalischen Bindung in den Grenzschichten beruhen, spielt bei Reibungskräften die Ausbildung der Oberfläche des Interfaces eine essentielle Rolle. Auf Basis dieser Grundlagen ergeben sich wesentliche Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten. Dazu zählen die Eigenschaften des Betons in Interfacenähe oder der Einfluss von Zwischenschichten zur Verbesserung des Haftvermögens. Verschiedenste Untersuchungen haben bereits gezeigt, dass das Verbundverhalten zwischen zwei Betonschichten durch eine geeignete Oberflächenvorbereitung und Profilierung wesentlich verbessert werden kann. So konnten beispielsweise W. Zikmunda [ZIKM 92] und E. K. Tschegg [TSCH 93] darlegen, dass durch eine entsprechende Oberflächenprofilierung die spezifische Bruchenergie deutlich gesteigert werden kann. Ähnliche Resultate lieferten J. Trausch [TRAU 00] bzw. H. Beushausen [BEUS 01] jedoch ohne bruchmechanischer Charakterisierung auf Basis von Schubversuchen. Darüber hinaus gibt Kapitel 2.5. noch einen Überblick über das Verbundverhalten von Abdichtungssystemen mit dem Betonuntergrund sowie geht es auf die wesentlichen Prüfmethode zur Ermittlung von Verbundeigenschaften ein. In einer Zusammenstellung der labortechnischen Beschreibung von Verbunden wird das Verfahren zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit sowie die Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [TSCH 86] zur Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten näher erläutert.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden generell Beton-Verbundkonstruktionen mit einer elastischen Zwischenschicht (Spritzabdichtung) sowie reine Beton-Verbundkonstruktionen untersucht. Kapitel 3.2. geht von der Problemstellung aus, ob der herkömmliche Aufbau auf Brücken mit einer Betondecke als Fahrbahnbelag durch eine wesentlich dünnere Konstruktion, bestehend aus einer 0,5 cm dicken Kunststoffabdichtung und einer 16 cm starken Betondecke, ersetzt werden kann. Im Rahmen dieses Versuchsprogramms wurden Untersuchungen zum Verbundverhalten an unterschiedlichen Abdichtungssystemen bzw. bei unterschiedlicher Oberflächenprofilierung durch Bestimmung der Abreißfestigkeit sowie Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten durchgeführt. Es zeigte sich, dass durch die alleinige Prüfung der Haftzugfestigkeit keine qualifizierten Aussagen zum Verbundverhalten der verschiedenen Abdichtungssysteme bzw. Oberflächenbearbeitungsmaßnahmen getroffen werden können. Eine genaue Charakterisierung der Verbundeigenschaften war erst durch die mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [TSCH 86] bestimmten bruchmechanischen Kennwerte, Kerb-Spaltzugfestigkeit und spezifische Bruchenergie, möglich. Diese Versuche konnten darlegen, dass das Materialverhalten der untersuchten Systeme sehr unterschiedlich, jedoch für das Verbundverhalten die Ausbildung der Betonrandzone in Interfacenähe entscheidend ist. Dies ist dadurch zu begründen, dass die spezifische Bruchenergie von Abdichtungssystemen deutlich höher ist als jene von Beton und der Riss daher zwangsläufig in der Verbindungsschicht zwischen Abdichtungssystem und Beton oder in Interfacenähe direkt im Beton verläuft.

Das in Kapitel 3.3. beschriebene Projekt erläutert, wie eine Bauweise mit dieser Betonbrücke viel dauerhafter und wartungsfreier ausgeführt werden kann, als dies mit derzeitig angewandten Bauprozessen möglich ist. Um dies zu erreichen, wurde die gesamte korrosionsgefährdete Bewehrung durch in Hüllrohren geschützte, vorgespannte Bewehrung ersetzt. Als Fahrbahn kam eine 5 cm starke Schicht aus Straßenoberbeton in direktem Verbund mit dem Tragwerk zum Einsatz. Im Zuge dieses Untersuchungsprogramms wurde der Fokus speziell auf den Einfluss unterschiedlicher Oberflächenausbildung auf das Verbundverhalten zwischen Tragwerksbeton und Straßenoberbeton gelegt. Um diese Problemstellung näher zu beleuchten, wurden die Oberflächen des Untergrundbetons mit unterschiedlichen Wellenprofilen versehen, hochdruckwassergestrahlt sowie unbehandelt belassen. Es zeigte sich, dass mit der herkömmlichen Methode zur Bestimmung der Rautiefe, dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann [KAUF 71], vor allem bei stark strukturierten Bauteiloberflächen keine fundierte Interpretation der Oberflächenbeschaffenheit möglich ist. Daher erfolgte zusätzlich die Erfas-

sung der Oberflächeneigenschaften mit einem stereoskopischen Verfahren zur Erstellung von dreidimensionalen Oberflächenmodellen.

Die Charakterisierung der Verbundeigenschaften erfolgte mit der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg. Im Rahmen dieser Versuche konnte nur bei einer relativ geringen Rautiefe, bestimmt mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann, eine Korrelation zu den bruchmechanischen Kennwerten hergestellt werden. Eindeutig bessere Aussagen lieferte die Gegenüberstellung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie mit den aus dem dreidimensionalen Oberflächenmodell ermittelten Parametern. Durch diese Untersuchungen wurde gezeigt, dass sehr gute Zusammenhänge zwischen ausgewählten Oberflächenparametern der Flächenanalyse und den bruchmechanischen Kennwerten gefunden werden konnten.

Kapitel 3.4. beschäftigt sich mit der Fragestellung wie Verstärkungsschichten aus Beton wirtschaftlich sinnvoll auf bestehende Tragstrukturen aufgebracht werden können. Die Untersuchungen aus Kapitel 3.3. legten dar, dass durch Hochdruckwasserstrahlen auch bei einer relativ geringen Rautiefe gute Verbundeigenschaften erzielt werden können. Hochdruckwasserstrahlen stellt daher bei der Verstärkung von bestehenden Tragwerken eine sehr wirtschaftliche Möglichkeit zur Aufräumung der Oberfläche und somit Optimierung der Verbundeigenschaften dar. Im Rahmen des Versuchsprogramms erfolgte die Herstellung von Probekörpern durch Bearbeitung der Oberflächen mit drei unterschiedlichen Intensitäten Hochdruckwasserstrahlen. Zusätzlich wurde bei einem Teil der Versuchskörper eine Haftbrücke aus Zementleim appliziert. Es erfolgte die Charakterisierung der Oberflächen- und Verbundeigenschaften analog zu den Untersuchungen gemäß Kapitel 3.3. Entsprechend den obigen Untersuchungsprogrammen zeigte sich zwar, dass aufgrund der ermittelten Haftzugfestigkeit keine Aussagen über Zusammenhänge zwischen Oberflächen- und Verbundeigenschaften getroffen werden konnten, dies jedoch mit den ermittelten bruchmechanischen Kennwerten möglich war. Bei näherer Betrachtung der Rissverläufe stellte sich heraus, dass es nie zu einem Versagen des Interfaces, sondern stets zur Rissbildung im Unterbeton kam. Eine Gegenüberstellung der Parameter aus dem dreidimensionalen Oberflächenmodell mit den Verbundeigenschaften war deshalb nicht möglich, da die Betonqualität des Unterbetons deutlich geringer als jene des Aufbetons war. Dies führte zur Ausbildung der Rissprozesszone und Rissfortpflanzung im Unterbeton. Mikroskopische Untersuchungen der interfacenahen Zone konnten darlegen, dass die direkte Kontaktzone der beiden Betonsorten äußerst dicht und homogen war.

Die beschriebenen Untersuchungen zeigten, dass die Oberflächenausbildung des Interfaces einen entscheidenden Einfluss auf die Verbundwirkung von zwei Schichten hat und eine gute Korrelation zwischen Oberflächeneigenschaften und Verbundfestigkeit gefunden werden konnte. Generell kann, wie eine der Versuchsserien zeigte, auch die Situation auftreten, dass nicht das Interface selbst, sondern die Eigenschaften der angrenzenden Schichten für ein Versagen neben der Grenzschicht verantwortlich sein können. Bei der Herstellung von Verbundbaustoffen ist daher nicht nur auf die Ausbildung eines möglichst optimalen Interfaces, sondern auch auf eine Abstimmung der Eigenschaften der beiden Betonschichten zu achten. Dadurch ergeben sich weitere Fragestellungen zum Zusammenwirken von Beton mit unterschiedlichsten Eigenschaften (z.B. ultrahochfester Beton mit Normalbeton) wie beispielsweise ob das Gesamttragverhalten einer Konstruktion durch Verstärkungsschicht mit einem hochfesten Beton wesentlich gesteigert werden kann.

5. Literaturverzeichnis

- [ACKE 85] ACKERMANN, G.; GATZSCH, R.; SCHWESINGER, P.; RIETHMÜLLER, R. (1985): Entwicklung einer Stahlbetonverbunddecke, In: Stahlbetonskelettbauerie 75 (SKBS 75), Bauplanung – Bautechnik 39, S 16-21, Verlag für Bauwesen, Berlin
- [ACKE 87] ACKER, P.; BOULAY, C.; ROSSI, P. (1987): On the importance of initial stresses in concrete and of the resulting mechanical effects, In: Cement and Concrete Research 17, 755
- [ACKE 92] ACKERMANN, G.; BURKHARDT, M. (1992): Tragverhalten von bewehrten Verbundfügen bei Fertigteilen und Ortbeton in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, Beton und Stahlbetonbau 87, Heft 7 S 165-170 und Heft 8 S 197-200
- [ALBR 67] ALBRECHT, W. (1967): Erfahrungen mit zementhaltigen Flickmörteln für Betonfahrbahnen, Straße und Autobahn, 10, 1967
- [ALFE 93] ALFES, Ch. (1993): Bruchmechanisches Werkstoffverhalten von Sandstein unter Zugbeanspruchung, Verlag der Augustinus Buchhandlung, 1. Auflage, Aachen
- [ALIC 08] ALICONA MeX Programmhilfe (2008): MeX 5.1 DE 30.07.2008, Alicona Imaging GmbH Grambach
- [ARSL 95] ARSLAN, A.; INCE, R. (1995): The neutral network-based analysis of size effect in concrete fracture, In: Proceedings Second International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures, F. H. Wittmann, Aedificatio Publishers, Freiburg
- [ASTM 97] ASTM E399-90 (1997): Standard Test Method for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials
- [AUST 93] AUSTIN, S. A.; ROBINS, P. J. (1993): Development of path test to study behavior of shallow concrete path repairs, Magazine of Concrete Research, No. 164, pp 221-229
- [AUTU 02] AUTUMN, K.; SITTI, M.; LIANG, Y. A.; PEATTIE, A. M.; HANSEN, W. R.; SPONBERG, S.; KENNY, T. W.; FEARING, R.; ISRAELACHIVLI, J. N.; FULL (2002): Evidence for van der Waals adhesion in gecko setae, 12252-1256 PNAS, vol. 99, no 19, September 17, 2002
- [BARE 62] BARENBLATT, G. I. (1962): The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture, Advances in Appl. Mechanics 7/1962, pp 55-129
- [BASL 66] BASLER, E.; WITTA, E. (1966): Verbindungen in Vorfabrikation, Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildeggen
- [BAUE 08] BAUER, N. (2008): Handbuch zur industriellen Bildverarbeitung – Qualitätssicherung in der Praxis, Fraunhofer-Allianz Vision, IRB Verlag Stuttgart
- [BAŽA 83] BAŽANT, P. Z.; OH, B. H. (1983): Crack Band Theory for Fracture of concrete, Materials and Structures, RILEM Vol. 16, pp 155-177
- [BAŽA 84] BAŽANT, P. Z. (1984): Size Effect in Blunt Fracture, Concrete, rock, metal, Journal of Engineering Mechanics, 110(4), pp 518-535
- [BAŽA 90] BAŽANT, P. Z.; KAZEMI, M. T. (1990): Determination of Fracture Energy, Process Zone Length and Brittleness Number from Size Effect, with Application to Rock and Concrete, International Journal of Fracture, pp 111-131, Vol. 44
- [BAŽA 97] BAŽANT, P. Z.; PLANAS, J. (1997): Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials, CRC Press LCC Florida

- [BERG 10-1] BERGER, J.; BRANDAUER, F. (2010): Die Egg-Graben Brücke – Ein Brückentragwerk ohne Betonstahlbewehrung, Betontag 2010, Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien
- [BERG 10-2] BERGER, J.; BRUSCHETINI-AMBRO, Z.; DAVID, W.; MAYRHUBER, T. (2010): Entwurf und Konstruktion der Egg-Graben Brücke; In: Beton- und Stahlbetonbau 105, Ernst & Sohn Berlin, S 631-639
- [BERG 12] BERGER, J. (2012): Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag, Dissertation an der Technischen Universität Wien
- [BERT 91] BERTAUD, Y.; RINGOT, E.; SCHMITT N. (1991): Experimental Measurements of Localization for Tensile Tests on Concrete, In: Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics J. G. M. van Mier, J. G. Rots and A. Bakker, Volume One: Microscopic Material Studies and Material Engineering RILEM, F. & F. N. Spon London pp 41-60
- [BEUS 01] BEUSHAUSEN, H.-D. (2001): Verbundverhalten im Beton – Schubfestigkeit, In: Betonwerk + Fertigteil – Technik 4/2001, Bauverlag BV GmbH Gütersloh, S 64-69
- [BIAN 07] BIANCHI, C. (2007): Betondecken in direktem Verbund am Beispiel der Einsteinbrücke zur ETH Zürich, Tagungsband zum österreichischen Betonstraßentag, Wien
- [BLOC 98] BLOCK, K.; DRELL, R. (1998): Oberflächenrauheit und Haftverbund – Spritzbetonverstärkte Bauteile, Beton 2/98 Verlag Bau + Technik GmbH Düsseldorf S 75-79
- [BRAN 06] BRANDAUER, F. (2006): Entwicklungen zur bewehrungslosen Verbundfuge für Verstärkungsbetone, Beton 12/06 Verlag Bau + Technik GmbH Düsseldorf S 570-573
- [BRAM 88] BRAMESHUBER, W. (1988): Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton, Dissertation an der Universität Karlsruhe, Karlsruhe 1988
- [BREI 06] BREITENBÜCHLER, R.; SIEBERT, B. (2006): Betoninstandsetzungssystem nach 20-jähriger freier Bewitterung, In: Beton 4/2006 Verlag Bau + Technik GmbH Düsseldorf, Heft 1 S 28-33
- [BREI 07] BREITENBÜCHLER, R.; SIEBERT, B. (2007): Zielsichere Herstellung von Industrieböden mit Hartstoffschichten, In: Beton 1/2007 und 2/2007 Verlag Bau + Technik GmbH Düsseldorf, Heft 1 S 28-30 und Heft 2 S 32-33
- [BREU 92] BREUGL VAN, K. (1992): Numerical Simulation of Hydration and Microstructural Development in Hardening Cement-Based Materials, Heron, Vol. 37 No. 3, Delft University of Technology, Netherlands
- [BRÜH 86] BRÜHWILER, E.; ROKUGO, K.; WITTMANN, F. H. (1986): Wedge splitting test, draft proposal for a method to determine fracture energy and strain softening, Presented by RILEM Committee 89-FMT, Paris
- [BRÜH 88] BRÜHWILER, E. (1988): Bruchmechanik von Staumauerbeton unter quasi-statischer und erdbeben-dynamischer Belastung, Ph.D. thesis, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Schweiz
- [BRÜH 90] BRÜHWILER, E.; WITTMANN, F. H. (1990): The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanic tests, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 1/2/3, pp 117-125
- [CARP 84] CARPINTERI, A. (1984): Application of fracture mechanics to concrete structures, Journal of the structural Division (ASCE) 108, pp 833-848
- [CARP 95] CARPINTERI, A.; FERRO, G.; CHIARIA, B. (1995): Multifractal scaling law: An extensive application to nominal strength size effect of concrete structures, Ati de Dipartimento no. 51, Politecnico di Torino

- [CERN 77] CERNIN, W. (1977): Zementchemie für Bauingenieure, Bauverlag Wiesbaden - Berlin
- [COOK 93] COOK, R. A.; HOVER, K. C. (1993): Mercury Porosity of Cement-Based Materials and Associated Correction Factors, ACI Materials Journal V. 90 No. 2, March-April 1993, pp 152-161
- [COUR 00] COURARD, L. (2000): Parametric study for the creation of the interface between concrete and repair products, In: Materials and Structures, Vol. 33, Jan-Feb. 2000
- [DANZ 06] DANZL, R.; SCHERER, S.; KOLEDNIK, O. (2006): 12. Internationale Metallographie-Tagung, Leoben
- [DASC 86] DASCHNER, F.; KUPFER, H. (1986): Literaturstudie zur Schubsicherung bei nachträglich ergänzten Querschnitten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn, Berlin
- [DIN4 82-1] DIN 4760 (1982): Gestaltabweichungen – Begriffe – Ordnungssystem, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Januar 1982
- [DIN4 82-2] DIN 4761 (1982): Oberflächencharakter – Geometrische Oberflächentexturmerkmale – Begriffe – Kurzzeichen, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Juni 1982
- [DIN4 90] DIN 4768 (1990): Ermittlung der Rauheitskenngrößen Ra, Rz, Tmax mit elektrischen Tastschnittgeräten, Begriffe, Messbedingungen, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Mai 1990
- [DING 03] DINGER, D. R. (2003): Particle Packing and Pore Size Distributions, Ceramic Processing E-zine, Vol. 1, No. 9 2003
- [DOHR 08] DOHR, G.; EUSTACCHIO, E. (2008): Abdichtungen und Asphalt auf Brücken, Gestrata Journal Nr. 122, Okt. 2008
- [DOMI 06] DOMINIK, A.; KOCH, S.; DOMINIK, L. (2006): Feuchtetransport in historischen Mauerwerkmaterialien – mit und ohne Einfluß eines „Temperatursystems“, In: Tagungsband der 16. internationalen Baustofftagung, Ibausil, Weimar, S 1287-1289
- [DUDA 91] DUDA, H. (1991): Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH, Berlin
- [DUGD 60] DUGDALE, D. D. (1960): Yielding of steel sheets containing slits, Journal of Mech. Phys. Solids 8/1960, pp 100-104
- [EMPE 09] EMPELMANN, M.; SENDER, Ch.; HENKE, V. (2009): Verstärkung von Biegebauteilen durch eine nachträglich aufgebrachte Aufbetonschicht, Sachstandsbericht Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz – Fachgebiet Massivbau, TU Braunschweig Mai 2009
- [EN13 01] EN 13036-1 (2001): Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen – Prüfverfahren – Messung der Makrotextur der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [EN13 05] EN 13596 (2005): Abdichtungsbahnen – Abdichtungssysteme auf Beton für Brücken und andere Verkehrsflächen – Bestimmung der Abreißfestigkeit, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [EN15 99] EN 1542 (1999): Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)

- [EN17 00] EN 1766 (2000): Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [EN19 09] ÖNORM EN 1992-1-1: 2004 + AC: 2008 (2009): Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [ENIS 98-1] EN ISO 13565-2 (1998): Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren; Oberflächen mit plateauartigen funktionsrelevanten Eigenschaften – Teil 2 – Beschreibung der Höhe mittels linearer Materialanteilskurve, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [ENIS 98-2] EN ISO 11562 (1998): Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren; Messtechnische Eigenschaften von phasenkorrekten Filtern, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [ENIS 98-3] EN ISO 8785 (1998): Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Oberflächenunvollkommenheiten, Begriffe, Definition und Kenngrößen, DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [ENIS 10] EN ISO 4287 (2010): Geometrische Produktspezifikation (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren – Benennung, Definition und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [FACH 11] Fachtextbuch Zement und Beton 2011-2013 (2011): Zement und Beton Handels- u. Werbeges.m.b.H , 44. Auflage, Wien
- [FIB 82] FIB-Leitfaden (1982): Shear at the Interface of Precast and in Situ Concrete Slab, Fédération Internationale de la Précontrainte, Wexham Springs, Slough
- [FIEB 94] FIEBRICH, M. H. (1994): Scientific aspects of adhesion phenomena in the interface mineral substrate-polymers, In: Proceedings of 2nd Bolomey Workshop, Adherence of young and old concrete, Aedificatio Verlag, Unterengstringen, pp 25-58
- [FRAN 80] FRANZ, G. (1980): Konstruktionslehre des Stahlbetons, Band 1 Grundlagen und Bauelemente, Teil A Baustoffe, 4 Auflage, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York
- [FULL 07] FULLER, W. B.; THOMSON, S. (1907): The laws of proportioning concrete. American Society of Civil Engineers 33, pp 223-298
- [GARB 91] GARBOCZI, E. J.; BENTZ, D. P. (1991): Digital simulation of the aggregate-cement paste interfacial zone in concrete, Journal of Material Research, 6/196
- [GLÜC 63] GLÜCKLICH, J. (1963): Fracture of plain concrete, ASCE Journal of Engineering Mechanics, 89 pp 127-138
- [GOPA 85] GOPALARATNAM, V. S.; SHAH, S. P. (1985): Softening Response of Plain Concrete in direct Tension, ACI Journal 82 (3), pp 310-323
- [GRAC 03] GRACE, N. F.; ABDEL-SAYED, G.; NAVARRE, F. C.; NACEY, R. B.; BONUS, W.; COLLAVINO, L. (2003): Full-Scale Test of Prestressed Double-Tee Beam, Concrete International, Band 25, Heft 4
- [GRIF 20] GRIFFITH, A. A. (1920): The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, In: The Philosophical Transactions of the Royal Society 221, pp 163-198
- [GROS 11] GROSS, D.; SEELIG, T. (2011): Bruchmechanik – Mit einer Einführung in die Mikromechanik, 5. erweiterte Auflage, Springer Verlag Heidelberg, Dordrecht, London, New York

- [GRÜB 01] GRÜBL, P.; WEIGLER, H.; KARL, S. (2001): Beton – Arten, Herstellung und Eigenschaften, Ernst & Sohn, Berlin
- [HALI 07] HALICKA, A. (2007): Parameters of Interface between shrinkable and expansive Concrete resulting from their Adhesion, In: Electronic Journal of polish agricultural Universities, Volume 10, Issue 4, Topic Civil Engineering
- [HART 88] HARTL, G.; NISCHER, P. (1988): Beschichten des Rohtragwerks von Brücken, BMWA Straßenforschung Heft 340
- [HART 95] HARTL, G.; KHAZAI-MOGHADAM, M.; NIEVELT, H.; ZIRKLER, E. (1995): Flüssigkunststoff- und zementgebundene Abdichtungen auf Betonbrücken, BMWA Straßenforschung Heft 438
- [HART 11] HARTL, H.; FEIX, J. (2011): Bemessung- und Ausführungshinweise für Aufbeton auf Brückenfahrbahnplatten, Beton und Stahlbetonbau 106, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [HEAN 06] HEAN, S.; PARTL, M. N.; BERNHARD, A. (2006): Brückenabdichtungen mit Flüssigkunststoff – Sachstandsbericht. Forschungsauftrag AGB 2002/022 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), Eidgenössisches Department für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation / Bundesamt für Straßen, Schweiz, Oktober 2006
- [HEIL 76] HEILMANN, H. (1976): Zugspannungen und Zugdehnungen in unbewehrten Betonquerschnitten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Nr. 269, Beuth Berlin, S 4
- [HILL 77] HILLEMEIER, B.; HILSDORF, H. K. (1977): Fracture mechanics studies on concrete compounds, Cement and Concrete Research, No. 7
- [HILL 76] HILLERBORG, A.; MODÉET, M.; PETERSON, P. E. (1976): Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, Cement and Concrete Research, 6, pp 776-782
- [HILL 83] HILLERBORG, A. (1983): Analysis of one single crack, In: Fracture Mechanics of Concrete, Edited by F. H. Wittmann, Elsevier, pp 223 f, Amsterdam – Oxford – New York – Tokyo
- [HILL 85] HILLERBORG, A. (1985): Numerical methods to simulate softening and fracture of concrete, In: Fracture Mechanics of Concrete, Edited by A. DiTomasso, G. C. Sih, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, pp 141-170
- [HILS 63] HILSDORF, H. K. (1963): Versuchstechnische Probleme beim Studium der Verformungseigenschaften des Betons, Materialprüfung 5, S 421-428
- [HILS 79] HILSDORF, H. K. (1979): Sinn und Grenzen der Anwendbarkeit der Bruchmechanik in der Betontechnologie, In: Forschungsprojekte für die Baupraxis, Editiert von J. Eibl, S 59-73, Ernst & Sohn, Berlin
- [HILS 81] HILSDORF, H. K.; ZIEGELDORF, S. (1981): Fracture Energy of concrete, In: Adhesion Problems in the Recycling of Concrete, NATO Conference Series, Plenum Press New York
- [HILS 82] HILSDORF, H. K.; BELLI, H. W. (1982): Einfluss der Haftbrücken auf die Haltbarkeit von Ausbesserungen mit Zementmörtel, Forschung Straßenbau und Verkehrstechnik, Heft 342, S 47-89, Bonn
- [HILS 91] HILSDORF, H. K.; BRAMESHUBER, W. (1991): Code-Type Formulation of Fracture Mechanics Concepts for Concrete, International Journal of Fracture, Vol 51, pp 223-249
- [HOLL 95] HOLLEMAN, A. F.; WIBERG, E. (1995): Lehrbuch der anorganischen Chemie, 101. Auflage, Walter de Gruyter, Berlin, New York

- [HORD 91] HORDIJK, D. A. (1991): Local approach to fatigue of concrete, Ph.D. thesis, Delft University of Technology, Netherlands
- [HSU 63] HSU, T. T. C.; SLATE F. O.; STURMAN, G. M.; WINTER, G. (1963): Microcracking of plain concrete and the shape of the stress-strain curve, Journal of the American Concrete Institute, 60/209
- [HUBE 01] HUBER, H.; LINDLBAUER, W.; NISCHER, P.; STEIGENBERGER, J. (2001): Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung, BMVIT Straßenforschung Heft 505, Wien
- [HUGH 66] HUGHES, B. P.; CHAPMAN, G. P. (1966): The Complete Stress-Strain Curve for Concrete in Direct Tension, RILEM Bulletin, 30, 95-7
- [ISO4 02] ISO 4624 (2002): Beschichtungsstoffe – Abreißversuch zur Bestimmung der Haftfestigkeit, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [IVAN 94] IVANYI, G. (1994): Verstärken von Betonbauteilen – Ziele, Verfahren, Techniken, In: Beton- und Stahlbetonbau 89, Ernst & Sohn Berlin, S 21-23
- [JENQ 85] JENQ, Y. S.; SHAH, S. P. (1985): A Two Parameter Fracture Model for Concrete, Journal of Engineering Mechanics, pp 1227-1241, Vol. 11, No. 4
- [KAPL 61] KAPLAN, M. F. (1961): Crack propagation and the fracture of concrete, Journal of the American Concrete Institute (ACI), Vol. 5, pp 591-610
- [KARI 95] KARIHALOO, B. L. (1995): Fracture Mechanics and Structural Concrete, Longman Scientific & Technical, Longman Group Limited, Essex England
- [KÄSE 07] KÄSER, M. (2007): Betonfahrbahnen auf Brücken?, Fachkolloquium Betonfahrbahnen im Straßenbau, September 2007
- [KAUF 71] KAUFMANN, N. (1971): Das Sandflächenverfahren – Ein einfaches Verfahren zur Messung und Beurteilung der Textur von Fahrbahnoberflächen, Straßenbautechnik 3/71
- [KERN 06] KERNBICHLER, K.; BINDER, J.; HARTL, H. (2006): Tragverhalten nachträglich ergänzter Fahrbahnplatten – Bericht über das Straßenforschungsvorhaben 3.287 Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Graz
- [KEUS 89] KEUSER, W. (1989): Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter Mixed-Mode Beanspruchung, Dissertation am Fachbereich für Konstruktiven Ingenieurbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Darmstadt 1989
- [KHAZ 87] KHAZAI-MOGHADAM, M.; NIEVELT, G.; NIEVELT, H.; ZIRKLER, E. (1987): Verbund zwischen Brückenabdichtung und Betontragwerk, BMWA Straßenforschung, Heft 332, Wien
- [KIM 92] KIM, J. K.; MIHASHI, H.; KIRIKOSHI, K.; NARITA, T. (1992): Fracture energy of concrete with different specimen size and strength by wedge splitting test, In: Fracture of Concrete and Rock, pp 561-566, Elsevier, London, New York
- [KNOB 95] KNOBLAUCH, H.; SCHNEIDER, U. (1995): Bauchemie, 4. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf
- [KÖBE 08-1] KÖBERL, B. (2008): Entwicklung einer hochfrequenten Prüfmethode für Dauerschwingversuche, Dissertation am Institut für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien, 2008
- [KÖBE 08-2] KÖBERL, B.; PARADATSCHER, H.; ABDELLA, A. G.; BERGER, J.; NOVOSZEL, J.; TRÄGER, W.; KOLLEGGER J. (2008): Möglichkeit von hochfrequenten Dauerschwingversuchen an der Technischen Universität Wien, Bauingenieur, 83 (2008), S 513-522

- [KOLL 05] KOLLEGER, J.; KÖBERL B.; PARDATSCHER, H.; VILL, M. (2005): Verfahren zur Durchführung von Dauerschwingversuchen an einem Prüfkörper sowie Prüfvorrichtung, Patent, Österreich, Nr. At 501 168 B1, eingereicht: 02.05.2005, erteilt: 15.07.2006
- [KÖRM 86] KÖRMERLING, H. (1986): Strain Rate and temperature behaviour of steel fibre concrete in Tension, Ph.D. thesis, Delft University of Technology, Netherlands
- [KRAU 04] KRAUS, K. (2004): Photogrammetrie – Band 1 – Geometrische Information aus Photographien und Laserscanneraufnahmen, Walter de Gruyter, 7. Auflage, Berlin
- [KREI 84] KREIJGER, P. C. (1984): The skin of concrete: composition and properties, In: Materials and Structures, RILEM, No. 17, pp 275-281
- [KRIS 71] KRISHNASWAMY, K. T. (1971): Mechanism of Failure und Mikrocracking of plain Concrete und uniaxial Tensile Loading, Indian Concrete Journal, May 1971, pp 204-222
- [LARBI 93] LARBI, J. A. (1993): Microstructure of the Interfacial Zone around Aggregate Particles in Concrete, Heron, Vol. 38 No. 1, Delft University of Technology, Netherlands
- [LINS 86] LINSBAUER, H. N.; TSCHEGG, E. K. (1986): Die Bestimmung der Bruchenergie von zementgebundenen Werkstoffen an Würfelproben, Zement und Beton 31, S 38-40
- [LITT 97] LITTMANN, K. (1997): Oberflächenschutzmaßnahmen zur Erhöhung der chemischen Dichtungswirkung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Nr. 474, Beuth Berlin, S 69-121
- [LOCH 00] LOCHER, F. W. (2000): Zement: Grundlagen der Herstellung und Verwendung, Verlag Bau und Technik, Düsseldorf
- [LÖTS 82] LÖTSCH, K.; EUSTACCHIO, E. (1982): Untersuchungen an Brückenbeschichtungen, Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung Wien, Heft 182
- [LUKA 10] LUKAS, W. (2010): Verbundkonstruktionen für Tragwerksverstärkungen und Fahrbahnen auf Brücken, BMVIT Straßenforschung, Wien, Heft 589
- [LYUB 62] LYUBIMOVA, T. Y.; PINUS, E. R. (1962): Crystallization structure in the contact zone between aggregate and cement in concrete, Colloid Journal, Vol. 24, No. 5, pp 491-498, UDSSR
- [MACH 05] MACHT, J.; STEIGENBERGER, J.; HANDLER, H.; LINDLBAUER, W.; PICHLER, W. (2005): Brückentragwerke aus Hochleistungsbeton ohne Abdichtung, Teil II Bestandsaufnahme, BMVIT Straßenforschung, Heft 551, Wien
- [MACH 07-1] MACHT, J.; NISCHER, P. (2007): Porosität des Feinmörtels im Beton, Zement + Beton Handels- u. Werbeges.m.b.H., Wien, Zement und Beton 01/07
- [MACH 07-2] MACHT, J. (2007): Betonfahrbahnen auf Brücken in Verbund mit dem Tragwerk, In: Tagungsband Betondecke Heute und Morgen, Österreichische Betonstraßentagung, Wien 2007
- [MAIN 02] MAINZ, J.; ZILCH, K. (2002): Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 528, Beuth Berlin
- [MANG 94] MANGOLD, M. (1994): Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation, Dissertation TU München, 1994
- [MANG 00] MANG, H.; HOFSTETTER, G. (2000): Festigkeitslehre, Springer Verlag Wien, New York

- [MANH 06] MANHART, C.; HARMUTH, H. (2006): Use of a Stereoscopic Method for the Fractographic Characterization of Ordinary Ceramic Building Materials, In: Practical Metallography 2006, No. 09, pp 438-449
- [MECH 00] MECHTCHERINE, V. (2000): Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton, Dissertation an der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)
- [MEHL 97] MEHLHORN, G. (1997): Der Ingenieurbau, Band 4 Werkstoffe, Elastizitätstheorie, Ernst & Sohn, Berlin
- [MEHT 86] MEHTA, P. K. (1986): Concrete: Structure, Properties and Materials, Prentice-Hall, Inc. New Jersey
- [MENN 92] MENN, Ch.; BRENNI, P.; KELLER, T.; PELLEGRINI, L. (1992): Verbindung von altem und neuem Beton, Bericht, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich Nr. 193, doi:10.3929/ethz-a-000669982, Birkhäuser Basel
- [MIER 84] MIER van, J. G. M. (1984): Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions, Ph.D. thesis, Eindhoven University of Technology, Netherlands
- [MIER 91] MIER van, J. G. M. (1991): Crack face bridging in normal, high strength and lytag concrete, In: Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics, J. G. M. van Mier, J. G. Rots and A. Bakker, Volume One: Microscopic Material Studies and Material Engineering RILEM, F. & F. N. Spon London pp 27-40
- [MIER 95] MIER van, J. G. M.; SCHLANGEN, E.; VERVUURT, A. (1995): Lattice type fracture models for concrete, In: Continuum Models for Materials with Microstructure, Mühlhaus, John Wiley & Sons, Chap. 10
- [MIER 97] MIER van, J. G. M. (1997): Fracture Processes of Concrete – Assessment of Material Parameters for Fracture Models, CRC Press, Florida
- [MIND 83] MINDESS, S. (1983): The application of fracture mechanics to cement and concrete: A historical review, In: Fracture Mechanics of Concrete, Edited by F. H. Wittmann, Elsevier, pp 1-30, Elsevier Amsterdam – Oxford – New York – Tokyo
- [MIND 87] MINDESS, S. (1987): Bonding in cementitious composites: how important it is?, In: Bonding in Cementitious Composites, Vol. 114, pp 3-20, S. Mindess and S. P. Shah, Materials Research Society
- [MODE 81] MODEER, M. (1981): A Fracture Mechanics Approach to Failure Analysis of Concrete Materials, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, TVBM 1001
- [MOMB 06] MOMBER, A.; SCHULZ, R.-R. (2006): Handbuch der Oberflächenbearbeitung Beton, Birkhäuser Verlag Basel – Boston – Berlin
- [NOMU 91] NOMURA, N.; MIHASHI, H.; IZUMI, M. (1991): Properties of fracture process zone and tension softening behavior of concrete, In: Fracture Mechanics of Concrete, Edited by F. H. Wittmann, Elsevier, pp 31–41, Elsevier, Amsterdam – Oxford – New York – Tokyo
- [ÖNB3 11] ÖNORM B 3592 (2011): Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [ÖNB4 07] ÖNORM B 4710-1 (2007): Beton – Teil 1: Festlegung, Herstellung, Anwendung und Konformitätsnachweis, Regeln zur Umsetzung der ÖNORM EN 206-1 für Normal- und Schwerbeton, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)
- [ONR2 10] ONR 23303 (2010): Prüfverfahren Beton (PVB) – Nationale Anwendung der Prüfnormen für Beton und seiner Ausgangsstoffe, Austrian Standards Institute / Österreichisches Normungsinstitut (ON)

- [ÖVBB 10] ÖVBB-Richtlinie: „Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton“ (2010): Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik, Wien, Juli 2010
- [PATE 05] PATERSON, M. S.; WONG, T.-F. (2005): Experimental Rock Deformation – The Brittle Field, Springer Berlin, Heidelberg, New York
- [PETE 81] PETERSON, P. E. (1981): Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials, Report TVBM-1006, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, University of Lund, Sweden
- [PEYE 09] PEYERL, M.; MACHT, J.; TSCHEGG, E. K. (2009): Mechanische Verbundeigenschaften bei Verwendung von Interlayern im Betonstraßenbau, 17. Internationale Baustofftagung Weimar 2009
- [PEYE 11] PEYERL, M.; BERGER, J. (2011): Vorgespannte Betonbrücken ohne Abdichtung und Fahrbahnbelag, BMVIT Straßenforschung, Heft 599, Wien
- [POSS 09] POSSLER, H. P. (2009): Oberflächeneigenschaften an Baustoffen, Diplomarbeit an der technischen Universität Wien
- [QUYA 91] QUYANG, C.; LANDIS, E.; SHAH, S. P. (1991): Damage Assessment in Concrete Using Quantitative Acoustic Emission, In: Journal of Engineering Mechanics ASCE, pp 2671-2698, Vol. 5, No. 1
- [RADK 06] RADKE, H.-D. (2006): Statistik mit Excel, Verlag Markt und Technik München
- [RAND 97] RANDL, N. (1997): Untersuchungen zur Kraftübertragung zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Fugenrauigkeiten, Dissertation an der Universität Innsbruck
- [RAND 00] RANDL, N.; WICKE, M. (2000): Schubübertragung zwischen Alt- und Neubeton – Experimentelle Untersuchungen, theoretischer Hintergrund und Bemessungsansatz, In: Beton- und Stahlbetonbau 95, Ernst & Sohn Berlin, S 461-473
- [RAND 08] RANDL, N.; ZILCH, K.; MÜLLER, A. (2008): Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsschubbeanspruchter Fuge, Beton und Strahlbetonbau 103, Ernst & Sohn Berlin, S 482-497
- [RAND 10] RANDL, N. (2010): Zur Frage der Mindestbewehrung bei Aufbeton-Verbundfugen, In: Beton- und Stahlbetonbau 103, Ernst & Sohn Berlin, S 608-611
- [RAUP 08] RAUPACH, M.; ORLOWSKY, J. (2008): Erhaltung von Betonbauwerken – Baustoffe und ihre Eigenschaften, Vieweg + Teuber GWF Fachverlage GmbH, Wiesbaden
- [REHM 77] REHM, G.; DIEM, P.; ZIMBELMANN, R. (1977): Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Vol. 238, Berlin
- [REIN 82] REINHARD, H. W. (1982): Concrete under impact loading: tensile strength and bond, Heron, Vol. 27, No. 3, Delft University of Technology, Netherlands
- [REIN 00] REINECKE, R. (2000): Tragverhalten der Schubfuge zwischen Fertigteilen aus hochfestem Beton und Ortbetonergänzung aus Normalbeton. In: TU München, Lehrstuhl für Baustoffkunde, Lehrstuhl für Massivbau (Hrsg.), 38. DAfStb-Forschungskolloquium München 02.-03.03.2000
- [REIN 02] REINECKE, R. (2002): Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen, Dissertation an der Technischen Universität München
- [REIN 10] REINHARDT, H. W. (2010): Ingenieurbaustoffe, 2. Auflage, Ernst & Sohn Berlin
- [RILE 85] RILEM Committee on Fracture Mechanics of Concrete - Test Methods (1985): Determination of the Fracture Energy of Mortar and Concrete by Means of Three-Point Bend Tests on Notched Beams, In: Materials and Structures, Vol. 18 106, pp 285-290

- [RILE 90-1] RILEM Committee on Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods (1990): Determination of the Fracture Parameters (K_{Ic} and $CTOD_c$) of Plain Concrete Using Three-Point Bend Tests, In: Materials and Structures, Vol. 23, pp 457-460
- [RILE 90-2] RILEM Committee on Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods (1990): Size Effect Method for Determining Fracture Energy and Process Zone Size of Concrete, In: Materials and Structures, Vol. 23, pp 461-465
- [ROEL 86] ROELFSTRA, P. E.; WITTMANN, F. H. (1986): Numerical method to link strain softening with fracture in concrete, Edited by F. H. Wittmann, In: Fracture Toughness and Fracture Energy in Concrete, F. H. Elsevier Science, Amsterdam, pp 163-175
- [ROEL 87] ROELFSTRA, P. E.; WITTMANN, F. H. (1987): Numerical method to link strain softening with failure of concrete, In: Transactions of the 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Lausanne, Switzerland
- [ROSS 89] ROSS, C. A.; KUENNEN, S. T. (1989): Fracture of concrete at high strain-rates, In: Fracture of Concrete and Rock – Recent Development, S. P. Shah, S. E. Swartz and B. Barr, Elsevier Applied Science, No. 156, London, New York
- [ROSS 84] ROSSI, P.; ACKER, P.; FRANCOIS, D. (1984): Measurements of the fracture toughness K_{Ic} of concrete, In: Fracture 84, Pergamon Press Oxford 4, pp 2833-2839
- [RVS0 11] RVS 08.17.02 (2011): Betondecken – Deckenherstellung, Österreichische Forschungsgesellschaft für Straße und Verkehr (FSV), Wien, April 2011
- [RVS1 01] RVS 15.03.15 (2001): Bauausführung, Brückenabdichtung – Fahrbahnaufbau auf Brücken, Österreichische Forschungsgesellschaft für Straße und Verkehr (FSV), Wien, Mai 2001
- [RVS1 97] RVS 15.03.13 (1997): Bauausführung – Brückenabdichtung – Abdichtungen aus hochelastischen Kunststoffabdichtungen, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Mai 1997
- [RVS1 03-1] RVS 15.03.14 (2003): Bauausführung – Brückenabdichtung – Oberflächen von Betontragwerken – Behandlung, Ausgleichs- und Instandsetzungsmörtel, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Sep. 2003
- [RVS1 03-2] RVS 15.03.11 (2003): Bauausführung – Brückenabdichtung – Grundierung, Versiegelung, Kratzspachtelung, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Sep. 2003
- [RVS1 03-3] RVS 15.03.12 (2003): Bauausführung – Brückenabdichtung – Abdichtungen mit polymerbitumenbeschichteten Bahnen, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Dez. 2003
- [RVS1 11] RVS 15.02.34 (2011): Bemessung und Ausführung von Aufbeton auf Fahrbahnplatten, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße und Verkehr (FSV), Wien, Juli 2011
- [SAOU 94] SAOUMA, V. E.; ČERVENKA, J.; SLOWIK, V.; CHANDRA KISHEN, J. M. (1994): Mixed Mode Fracture of Rock-Concrete Interfaces, In: Fracture and Damage in Quasi-brittle Structures, E & FN Spon, London 1994
- [SASS 87] SASSE, H. R. (1987): Die Adhäsion zwischen Estrich und Beton, Industriefußböden, Osterfildern 1987, S 47-56
- [SASS 94] SASSE, H. R. (1994): Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen unter Verwendung von Kunststoffen, Sachstandsbericht, Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Nr. 443 Beuth

- [SCHÄ 00] SCHÄFER, H. G.; WINTSCHER, V. (2000): Verbundfestigkeit von Spritzbeton, Kurzberichte aus der Bauforschung 41 (2000), Heft 2, Fraunhofer IRB Verlag Stuttgart, S 145-150
- [SCHR 99] SCHRÖDER, M. (1999): Schutz und Instandsetzung von Stahlbeton – Anleitung zur sachkundigen Planung und Ausführung, 5. Auflage, Expert Verlag, Renningen
- [SCHU 84] SCHULZ, R.-R. (1984): Beton als Beschichtungsuntergrund – über die Prüfung des Festigkeitsverhaltens von Betonoberflächen mit dem Abreißversuch, Dissertation an der Technischen Hochschule Aachen, Aachen 1984
- [SCHW 94] SCHWAMBORN, B. (1994): Zum Leistungsvermögen von Oberflächenschutzsystemen für Betonbauteile, Schriftenreihe Aachner Beiträge zur Bauforschung, RWTH Aachen, No. 5
- [SCRI 88-1] SCRIVENER, K.; GARTNER, E. M. (1988): Microstructural gradients in cement paste around aggregate particles, In: Bonding in Cementitious Composites, S. Mindess and S. P. Shah, Materials Research Society, Vol 144, 77, Pittsburgh
- [SCRI 88-2] SCRIVENER, K.; CRUMBLE, A. K.; PRATT, P. L. (1988): A study of interfacial region between cement paste and aggregate in concrete, In: Proceedings Materials Research Society Symposium, S. Mindess and S. P. Shah, Volume 114, pp 87-88
- [SCRI 88-3] SCRIVENER, K.; GARTNER, E. M. (1988): The characterization and quantification of cement and concrete microstructures, In: Proceedings Materials Research Society Symposium, S. Mindess and S. P. Shah, Vol. 114, pp 77-85
- [SCRI 89] SCRIVENER, K. (1989): The microstructure of concrete, In: Materials Science of Concrete I, J. Skalny, The American Ceramic Society, Westerville
- [SEEB 85] SEEBERGER, J.; KROPP, J.; HILSDORF, H. K. (1985): Festigkeitsverhalten und Strukturänderung von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 360, Berlin 1985
- [SEIM 07] SEIM, W. (2007): Bewertung und Verstärkung von Stahlbetontragwerken, Ernst & Sohn, Berlin
- [SEIS 05] SEISER, H.; BRANDHAUER, F. (2005): Betonfahrbahnen auf Brücken und Kunstbauten – neue Lösungsansätze, Kolloquium Forschung & Entwicklung in Zement und Beton, Wien
- [SETZ 75] SETZER, M. J. (1975): Zum Mikrogefüge des Zementsteins und dessen Einfluss auf das mechanische Verhalten des Betons, Zement + Beton Handels- u. Werbeges.m.b.H., Wien, Zement und Beton 85/86
- [SHAH 89] SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; BARR, B. (1989): Fracture of concrete and Rock, Elsevier, London, New York
- [SHAH 90] SHAH, S. P. (1990): Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete, RILEM TC 89-FMT, pp 461-465, RILEM Publications Vol. 23, 138
- [SHAH 95] SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, Ch. (1995): Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials, John Wiley & Sons, Inc. New York
- [SIKA 09] SIKA (2009): Produktdatenblatt Sikalastic®-821 LV, Polyurethan-Flüssigkunststoffabdichtung; Jänner 2009
- [SOMM 83-1] SOMMER, H. (1983): Beschichtungen auf Zementbasis für Betonfahrbahndecken, In: Sonderdruck aus Zement und Beton, Heft 2, Wien, S 2-6

- [SOMM 83-2] SOMMER, H. (1983): Beschichtungen auf Zementbasis mit kraftschlüssigem Verbund mit einer Betonfahrbahndecke, Internationales Kolloquium Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, S 107-112
- [SPOO 76] SPOONER, D. C.; POMEROY, D. D.; DOUGILL, J. W. (1976): Damage and Energy Dissipation in Cement Pastes in Compression, Magazine of Concrete Research, Vol. 28, pp 21-29
- [SPRI 73] SPRINGENSCHMID, R.; NISCHER P. (1973): Untersuchungen über die Ursache von Querrissen in jungem Beton, Beton und Stahlbetonbau, Heft 9, S 221-226
- [SPRI 07] SPRINGENSCHMID, R. (2007): Betontechnologie für die Praxis, Bauwerk Verlag, GmbH Berlin
- [STAR 00] STARK, J.; WICHT, B. (2000): Zement und Kalk: Der Baustoff als Werkstoff, Birkhäuser, Basel, Boston, Berlin
- [STAR 01] STARK, J.; WICHT, B. (2001): Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff, Birkhäuser, Basel
- [STÖC 66] STÖCKL, S. (1966): Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Rand- und Kernzonen von Beton, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 185, Beuth Verlag Berlin, Wien, Zürich
- [STOU 00] STOUT, K. J. (2000): Development of Methods for the Characterisation of Roughness in three Dimensions, Penton Press London
- [STRU 80] STRUBLE, J.; SKALNY, J.; MINDESS, S. (1980): A review of cement-aggregate bond, Cement and Concrete Research, 10/1980, pp 277-286
- [SURB 01] SURBERG, C. H. (2001): Experimentelle und numerische Untersuchungen zur bruchmechanischen Kontaktzonenmechanik in zementgebundenen Verbundwerkstoffen, Dissertation an der Technischen Universität Wien
- [SWAR 88] SWARTZ, S. E.; YAP, S. T. (1988): The Influence of Dead Load on Fracture Energy Measurements Using RILEM Method, In: Materials and Structures, Vol. 21, pp 410-415
- [TORO 06] TORO, Bausanierungs- und Handelsges.m.b.H. (2006): Optimierung der Gebrauchstauglichkeit von Brückenabdichtungssystemen aus hochelastischer Kunststoffabdichtung PUR; Forschungsbericht, Wien
- [TRAU 00] TRAUSSCH, J.-L. (2000): Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen für Stahlbeton, Dissertation an der ETH Zürich
- [TRUN 99] TRUNK, B. G. (1999): Einfluss der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton, Ph.D. thesis, ETH Zürich
- [TSCH 86] TSCHEGG, E. K. (1986): Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper, Patent AT-390.328, Österreichisches Patentamt Wien
- [TSCH 90] TSCHEGG, E. K. (1990): Lasteinleitungsvorrichtung mit geringer Reibung, Patent AT-396.997, Österreichisches Patentamt Wien
- [TSCH 91-1] TSCHEGG, E. K. (1991): New Equipments for Fracture Tests on Concrete, In: Materialprüfung Heft 33/1991, Carl Hanser Verlag, München
- [TSCH 91-2] TSCHEGG, E. K.; STANZL, S. E. (1991): Adhesive power measurements of bonds between old and new concrete, In: Journal of Materials Science 26/1991, Chapman & Hall

- [TSCH 91-3] TSCHEGG, E. K.; STANZL, S. E. (1991): Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics, In: Macroscopic Modelling and Structural Engineering, Volume 2, E & FN Spon
- [TSCH 93] TSCHEGG, E. K. (1993): Verfahren zur Oberflächenbehandlung von zu beschichtenden Werkstücken, Europäisches Patentamt EP 0 634 526 A1, 13.07.1993
- [TSCH 94] TSCHEGG, E. K.; ZIKMUNDA, W.; TSCHEGG-STANZL, S. E. (1994): Improvement of the adherence between old and new concrete in road constructions – Procedures and testing method, 7th Intern. Symposium on Concrete Roads, Vienna 3-5. Oct. 1994, Proc. Ed. CIMEUROPE s.a.r.l., H. Jentsch & Co. Vienna pp 51-56
- [TSCH 96] TSCHEGG, E. K.; TSCHEGG-STANZL, S. E.; LITZKA, J. (1996): Charakterisierung der Hafteigenschaften von Asphaltsschichten, BMWA Straßenforschung, Heft 452, Wien
- [TSCH 00-1] TSCHEGG, E. K.; INGRUBER, M.; SURBERG, C. H.; MÜNGER, F. (2000-1): Bruchverhalten von Alt-Neubeton-Verbunden mit und ohne Dübelverstärkungen, Bauingenieur, VDI Springer Verlag, Band 75 April 2000, S 182-188
- [TSCH 00-2] TSCHEGG, E. K.; INGRUBER, M.; SURBERG, C. H.; MÜNGER, F. (2000-2): Factors Influencing Fracture Behavior of Old-New Concrete Bonds, ACI Materials Journal, July-August 2000
- [TSCH 07] TSCHEGG, E. K.; MACHT, J.; JAMEK, M.; STEIGENBERGER, J. (2007): Mechanical and Fracture-Mechanical Properties of Asphalt-Concrete Interfaces, ACI Materials Journal, Vol. 104 (2007), No. 5; pp 474-480
- [TSCH 08] TSCHEGG, E. K.; JAMEK, M.; SCHOUENBORG, B. (2008): Fracture properties of marble-mortar compounds. Bull. Eng. Geol. Environ. 67/2000, pp 199-208
- [VDZ 08] Verein Deutscher Zementwerke e.V. – VDZ (2008): Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf (Herausgeber), Zement-Taschenbuch. 51. Ausgabe, Verlag Bau und Technik Düsseldorf
- [VERV 95] VERVUURT, A.; VAN MIER, J. G. M. (1995): Optical microscopic and digital image analysis of bond cracks in cement-based materials, In: Microstructure of Cement-Based Systems/ Bonding and Interfaces in Cementitious Materials, S. Diamond, S. Mindess, F. E. Glaser, L. W. Roberts, J. P. Skalny and L. D. Wakeley, MRS, PA 370, 337, Pittsburgh
- [VERV 97] VERVUURT, A. (1997): Interface fracture in concrete, Ph.D. thesis, Delft University of Technology
- [WALR 81] WALRAVEN, J. C.; REINHARDT, H. W. (1981): Theory and experiments of the mechanical behaviour of cracks in plain and reinforced concrete subjected the shear loading, Heron, Vol. 26 No. 1A, Delft University of Technology, Netherlands
- [WALT 04] WALTHER, R. (2004): Anreize und Hindernisse beim kreativen Entwerfen, Beton und Stahlbetonbau, Band 99, Heft 7, Ernst & Sohn Berlin, S 587-593
- [WALZ 76] WALZ, K.; WISCHERS, G. (1976): Aufgaben und Stand der Betontechnologie, In: Beton 10 1976 S 403-408 und Beton 11 1976 S 442-444 und Beton 12 1976 S 476-480
- [WANG 91] WANG, M. L.; ROSS, T. (1991): Deformation measurements at a crack tip using a fast scanning electron microscope, In: Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics J. G. M. van Mier, J. G. Rots and A. Bakker, Volume One, Microscopic Material Studies and Material Engineering RILEM, F. & F. N. Spon London pp 61-71
- [WEIB 39] WEIBULL, W. (1939): A Statistical Theory of Strength of Materials, Royal Swedish Academy of Engineering Society, Proceedings, Vol. 151 pp 1-45

- [WESC 93] WESCHE, K. (1993): Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2 Beton, Mauerwerk (nichtmetallische-anorganische Stoffe): Herstellung, Eigenschaften, Verwendung, Dauerhaftigkeit, 3. Auflage, Bauverlag Wiesbaden, Berlin
- [WESC 96] WESCHE, K. (1996): Baustoffe für tragende Bauteile, Band 1 Grundlagen: Baustoffkenngrößen, Mess- und Prüftechnik, Statistik und Qualitätssicherung, 3. Auflage, Bauverlag Wiesbaden, Berlin
- [WISC 63] WISCHERS, G. (1963): Einfluss der Zusammensetzung des Betons auf seine Frühfestigkeit, Beton 13
- [WISC 72] WISCHERS, G.; LUSCHE, M. (1972): Einfluss der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von Beton, Beton 1982 S 343 f u. 397 f
- [WISC 73] WISCHERS, G.; LUSCHE, M. (1973): Einfluss der inneren Spannungsverteilung auf das Tragverhalten von druckbeanspruchtem Normal- und Leichtbeton, Betontechnische Berichte 13, S 135-163
- [WITT 83] WITTMANN, F. H. (1983): Structure of Concrete with respect to crack formation, In: Fracture Mechanics of Concrete, Edited by F. H. Wittmann, Elsevier, pp 43-74, Amsterdam – Oxford – New York – Tokyo
- [WITT 96] WITTMANN, F. H.; ZHONG, H. (1996): On some experiments to study the influence of size on strength and fracture energy of concrete, In: Building Materials Report, Vol. 2, Aedificatio Publishers, IRB
- [WITT 11] WITTE, B.; SPARALA, P. (2011): Vermessungskunde und Grundlagen der Statistik für das Bauwesen, 7. Auflage, Wichmann, Berlin und Offenbach
- [YUJI 88] YUJI, W. (1988): The effect of bond characteristics between steel slag fine aggregates and cement paste on mechanical properties of concrete and mortar, In: Proceedings Materials Research Society Symposium, S. Mindess and S. P. Shah, pp 49-54
- [ZIEG 83] ZIEGELDORF, S. (1983): Phenomenological aspects of the fracture of concrete, In: Fracture Mechanics of Concrete, Edited by F. H. Wittmann, Elsevier, pp 31-41, Amsterdam – Oxford – New York – Tokyo
- [ZIKM 92] ZIKMUNDA, W. (1992): Bruchmechanische Charakterisierung des Haftvermögens zementgebundener Werkstoffe, Dissertation an der Technischen Universität Wien, April 1992
- [ZILC 09] ZILCH, K.; LENZ, P. (2009): Beton-Beton-Verbund – Potentiale für Neubau und Ertüchtigung; Bauingenieur, Band 84, November 2009, S 466-471
- [ZIMB 78] ZIMBELMANN, R. (1978): The problem of increasing the strength of concrete, Betonwerk und Fertigteiltechnik S 89-96
- [ZIMB 85] ZIMBELMANN, R. (1985): A contribution to the problem of cement-aggregate bond, Cement and Concrete Research, 15(5) Elsevier
- [ZTVS 90] ZTV-SIB 90 (1990): Zusätzliche technische Vertragsbestimmungen und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen, Anhang 4. Technische Prüfvorschrift für die Bestimmung der Rautiefe mit dem Sandflächenverfahren, Bundesministerium für Verkehr, Verkehrsblatt Verlag Dortmund

6. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Visuelle Darstellung der Makro- (fotographische Aufnahme eines Risses), Meso- (mikroskopische Aufnahme einer geschliffenen Betonoberfläche) und Mikro Ebene (REM Aufnahme [VDZ 08])	10
Abbildung 2:	Größenbereiche der Ausgangsstoffe von Beton und Poren [MACH 07-1 nach STAR 00]	11
Abbildung 3:	Erhärten des Zements durch Hydratation der Klinkerkörner (a) sowie Zusammensetzung des Zementsteinvolumens in Abhängigkeit vom W/Z-Wert (b) [FRAN 80 nach CERN 77 und WALZ 76]	12
Abbildung 4:	Unterschiedliches Materialverhalten bei einaxialer Beanspruchung, aufgetragen als Spannung und Dehnung (Deformation), linear elastisches Materialverhalten (a), elastisch plastisches Materialverhalten (b) und anelastisches, quasi sprödes Materialverhalten (c) nach [SHAH 95]	13
Abbildung 5:	Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung, qualitatives Spannungs- (σ) Dehnungs- (ϵ) Diagramm [nach GRÜB 01]	14
Abbildung 6:	Spannungs-Dehnungsdiagramm von Gesteinskörnung (aggregate), Bindemittelstein (hardened cement paste hcp) und Beton (concrete) bei Zug- und Druckbeanspruchung [WITT 83]	15
Abbildung 7:	Darstellung des an einem belasteten Probewürfel durch Isochromatdarstellung ermittelten Verzerrungs- und Spannungszustand [FRAN 80 nach HEIL 76]	15
Abbildung 8:	Spannungsoptische Aufnahme von Normalbeton links bzw. Mitte (a) [REIN 10 nach WISC 73] in Gegenüberstellung zu einem modellierten Spannungszustand in einem fiktiven Beton (b) [FRAN 80 nach WISC 72]	16
Abbildung 9:	Spannungs-Dehnungsdiagramm mit fortschreitender Rissbildung bei axialer Druckbeanspruchung [nach FRAN 80, STRU 80, MIND 83]	17
Abbildung 10:	Schematische Darstellung des makroskopischen Bruchverlaufs für Beton unter Zugbeanspruchung [nach KARI 95, MANG 00, ALFE 93]	18
Abbildung 11:	Darstellung der drei Grundformen (Modes) bei der Rissöffnung	19
Abbildung 12:	Schematischer Verlauf des Rissfortschritts mit Prozesszone von einer heterogenen Keramik (a), eines duktilen Werkstoffs mit Hohlraumbildung (b) und eines spröden Werkstoffs mit Mikrorissen (c) [GROS 11]	20
Abbildung 13:	Spannungsverlauf an der Rissspitze der unterschiedlichen Rissmodelle mit Mode I Beanspruchung [nach GROS 11, SHAH 95]	20
Abbildung 14:	Unendlich ausgedehnte Scheibe mit Riss der Länge $2a$ unter einaxialem Zug (Mode I) [KARI 95]	21
Abbildung 15:	Rissspitzenfeld unter einaxialem Zug (Mode I) [GROS 11]	23
Abbildung 16:	Gültigkeit des K-Konzepts [REIN 10]	23
Abbildung 17:	Spannungsverteilung an der Rissspitze sowie Fortpflanzung des Risses um Δa [nach SHAH 95]	24
Abbildung 18:	Schematische Darstellung des Risswachstums im Beton bei Mode I Belastung im Schnitt (a) sowie Draufsicht des Rissfortschritts mit intakten Zonen (grau) bzw. bereits durch Mikrorisse veränderte Materialstruktur (weiß) (b) [nach MIER 97, KARI 95]	26
Abbildung 19:	Materialverhalten und Rissprozesszone von Beton [REIN 10, KARI 95]	27
Abbildung 20:	Einflussfaktoren auf den Rissfortschritt von Beton, (a) Ausbildung eines dem Riss voranlaufenden Mikrorisssschirms, (b) Ablenkung des Risses durch ein Gesteinskorn, (c) Bridging durch Gesteinskörner, (d) Abstumpfung der Rissspitze durch Luftporen, (e) Entstehen eines neuen Risses und (f) Rissverzweigung durch Gesteinskorn [nach SHAH 95, MIER 97]	28
Abbildung 21:	Schematische Darstellung des Risswachstums sowie der Ausbildung einer Bruchprozesszone im Beton, (a) Ausbildung von Mikrorissen im Umfeld der Gesteinskörnung an der Rissspitze eines Makrorisses, (b) beginnende Herauslösung eines Gesteinskorns, (c) Vereinigung der entstandenen Risse und (d) weiterer Rissfortschritt und Rissüberbrückung [nach KARI 95, MIER 84]	29
Abbildung 22:	Optische Aufnahme der Stadien der Rissöffnung mit Rissverzweigung [MIER 91]	30
Abbildung 23:	Risswiderstandskurve R (a) und Ermittlung der effektiven Risslänge mit der Compliance Methode (b) [nach KARI 95, SHAH 95]	31
Abbildung 24:	Bestimmung der Bruchzähigkeit K_{Ic} und CTOD [nach SHAH 95]	31
Abbildung 25:	Einfluss des Size Effects auf Spannungsverformungsdiagramm (a) sowie auf die Spannung in einer doppellogarithmischen Darstellung (b) [nach BAŽA 90]	32

Abbildung 26:	Prinzipien des fiktiven Rissmodells mit einer für Beton typischen Spannungs-Dehnungskurve sowie Probekörper mit zwei Messaufnehmern (a), Spannungs-Dehnungskurve für eine ungerissene Probe (b) und Spannungs-Dehnungskurve für eine gerissene Probe (c) [nach SHAH 95]	33
Abbildung 27:	Rissbandmodell nach P. Z. Bažant und P. H. Oh (a) sowie Spannungs-Dehnungskurve für das Mikrorissband (b) [nach SHAH 95]	34
Abbildung 28:	Tatsächliche Spannungs-Rissöffnungsbeziehung (a) sowie Näherungen (linear bzw. bilinear (b) und exponentiell (c)) [nach SHAH 95]	35
Abbildung 29:	Zugspannungs-Dehnungskurven (a) [HILS 63, HUGH 66] bzw. Zugspannungs-Verformungskurven (b) [PETE 81, GOPA 85], Darstellungen [nach BRAM 88]	36
Abbildung 30:	Spannungs-Verformungsdiagramm eines Zugversuchs mit Deformationsmessung an den Stellen A und B [nach MIER 97]	37
Abbildung 31:	Dreipunktbiegebalken zur Ermittlung der Bruchenergie gemäß [RILE85], Dreipunktbiegebalken (a) sowie Kraft-Verschiebungskurve zur Ermittlung der Bruchenergie GF (b) [nach KARI 95]	38
Abbildung 32:	Statisches System des Biegebalkens im Vergleich zum kompakten Prüfkörper der Keilspaltmethode nach E. K. Tschegg [nach KARI 95]	39
Abbildung 33:	Systemskizze zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten an einem prismatischen Prüfkörper [ONB3-11]	40
Abbildung 34:	Typische Last-Verschiebungskurve zur Ermittlung von Kerb-Spaltzugfestigkeit σ_{KZ} und Bruchenergie G [ONB3-11]	40
Abbildung 35:	Typische Spannungs-Verformungskurven bei unterschiedlich gewähltem Größtkorn (a) [nach KARI 95] sowie Einfluss des Größtkorndurchmessers auf die Bruchenergie (b) [nach HORD 91]	41
Abbildung 36:	Typische Spannungs-Verformungskurven bei unterschiedlichen W/B-Werten (a) [nach MIER 97, KARI 95] sowie Einfluss des W/B-Wertes auf die Bruchenergie (b) [nach HORD 91]	42
Abbildung 37:	Zeitliche Entwicklung der Bruchenergie (a) sowie der charakteristischen Länge (b) [nach BRAM 88]	43
Abbildung 38:	Interfacezone zwischen einem runden Gesteinskörnungspartikel und Zementsteinmatrix [nach MIER 97, REHM 77, MEHT 86]	44
Abbildung 39:	Zusammenhang zwischen Mikrostruktur (nicht vollständig hydratisierter Klinker (a) und Porosität (b)) und Abstand von der direkten Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Bindemittelmatrix [nach LARB 93, SCRI 88-1]	44
Abbildung 40:	Verlauf der Mikrohärtigkeit im Bindemittelstein in Interfacenähe zur Gesteinskörnung [nach YUJI 88]	45
Abbildung 41:	Schematische Darstellung des Mikroblutens nach dem Absetzen [nach METH 86]	45
Abbildung 42:	Einfluss der Auflagerbedingungen auf das Entfestigungsverhalten im einaxialen Zugversuch, frei rotierende Auflager bzw. feste Auflager (a) und die jeweils zugehörigen Spannungs-Verformungslinien (b) [nach MIER 95]	47
Abbildung 43:	Vergleich von „Size-Effect-Law“ (SEL), „Multi-Fractal-Scaling-Law“ und des „Neural-Network-Model“ [nach MIER 97]	48
Abbildung 44:	Oberflächenausbildung mit Profil an einer wirklichen Oberfläche (a) und an einer geometrischen Oberfläche (b) bzw. Querprofil (c) und Längsprofil (d) gemäß DIN EN ISO 4287 [ENIS 10], Darstellung nach [MOMB 06]	53
Abbildung 45:	Profilfilterung nach EN ISO 11562 [ENIS 98-2], Darstellung aus [MOMB 06]	53
Abbildung 46:	Profilparameter Pp, Pv und Pz gemäß [ENIS 10] (a) sowie Ermittlung der mittleren Höhe des Profils Pa aus dem Integral von Z(x) über die Auswertelänge der Einzelmessstrecke l (b) [nach MOMB 06]	55
Abbildung 47:	Schematische Darstellung eines Oberflächenprofils und der Amplituden-Verteilungsfunktion mit Psk > 0 (a) und Psk < 0 (b)	56
Abbildung 48:	Profildarstellung sowie zugehörige Traganteilskurve mit den Parametern Ppk, Pk und Pvk [nach ENIS 98-1, ALIC 08]	57
Abbildung 49:	Schematische Darstellung der Traganteils- oder Abbott-Firestonekurven von unterschiedlich strukturierten Oberflächen, wenige steile Spitzen (a) und flache Spitzen mit wenigen Tälern (b)	58
Abbildung 50:	Darstellung eines etwa 2 x 2 cm großen Bildausschnitts für die flächenhafte Erfassung der Oberflächenparameter (a) sowie gleicher Ausschnitt mit errechneten Höhenschichtenlinien (b)	59
Abbildung 51:	Darstellung eines fiktiven Profils und zugehörige Traganteilskurve mit den Parametern Sk, Spk, Svk, Smr1 und Smr2 sowie Vmp, Vvc, Vmc und Vvv [nach ALIC 08]	60

Abbildung 52:	Digitales Oberflächenmodell einer strukturierten Betonoberfläche (a) sowie mit eingefügter Schnittebene (b)	61
Abbildung 53:	Aufnahme einer Oberflächenstruktur (a) sowie Vorschlag zur Beleuchtungsanordnung für die photographische Dokumentation (b) [REIN 02]	62
Abbildung 54:	Bestimmung der Rautiefe (a) sowie Darstellung der mittleren Rautiefe R_t an einer strukturierten Oberfläche (b)	62
Abbildung 55:	Schematische Darstellung eines Tastschnittgeräts [nach DASC 86]	63
Abbildung 56:	Messprinzip der Lasertriangulation [nach MOMB 05, BAUE 07]	64
Abbildung 57:	Messkonfiguration zur Erzeugung eines stereoskopischen Bildpaares, Standardkonfiguration (a) [nach WITT 11] sowie gewählte Messkonfiguration mit Kippachse in der Bildebene (b) [nach ALIC 08]	66
Abbildung 58:	Rekonstruktionsresultat bei sehr steilen oder hinterschnittenen Flanken (a) sowie zur Rekonstruktion erforderliche euzentrische Verkippung in der Mitte der Bildoberfläche (b) [nach ALIC 08]	67
Abbildung 59:	Versuchskonfiguration zur Bestimmung von Oberflächenparametern mit dem stereoskopischen Verfahren	67
Abbildung 60:	Stereobildpaar einer hochdruckwassergestrahlten Oberfläche, Bildbreite 8 cm (a) und (b) sowie perspektivische Darstellung des digitalen Oberflächenmodells des gleichen Bildausschnitts (c)	68
Abbildung 61:	Oberflächenprofil der hochdruckwassergestrahlten Oberfläche (a) mit zugehörigem Bildausschnitt der Länge von 4 mm (b)	69
Abbildung 62:	Starrer (a) sowie verschieblicher Verbund (b) [EMPE 09]	71
Abbildung 63:	Kraftübertragung in der Verbundfuge [nach EMPE 09]	72
Abbildung 64:	Schematische Darstellung der Schubspannungs-Verschiebungsbeziehung für Probekörper mit und ohne Verbundbewehrung [nach RAND 97]	72
Abbildung 65:	Einflussfaktoren der Adhäsionskraft (a) und (b) sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Adhäsion in der Verbundfuge [nach ACKE 92]	73
Abbildung 66:	Darstellung der geometrischen (a), der wahren (b) sowie der effektiven (c) Oberfläche bei Verbundkonstruktionen [nach TRAU 00, TORN 03]	74
Abbildung 67:	Makrorauheit (a), Mikrorauheit (b) und submikroskopische Verzahnung (c) [nach SASS 87]	74
Abbildung 68:	Randwinkel zwischen Flüssigkeit und Festkörper (a) sowie experimentell ermittelter Zusammenhang zwischen Adhäsionskraft in Relation zum Untergrundmaterial (b) [nach SASS 87]	75
Abbildung 69:	Einflussfaktoren der Reibung (a) und (b) sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Reibung in der Verbundfuge [nach ACKE 92]	76
Abbildung 70:	Verzahnte Fugenausbildung [EN19 09]	77
Abbildung 71:	Traganteile der Bewehrung mit Dübelwirkung und Klemmwirkung (a) und (b) sowie schematische Darstellung der Schubspannungsanteile zufolge Bewehrung (c) [nach ACKE 92, EMPE 09]	78
Abbildung 72:	Kornverteilung in der Betonrandzone bei geschnittenen oder abgefrästen Oberflächen (a) sowie bei geschalteten Betonoberflächen (b) [nach MIER 97]	80
Abbildung 73:	Dicke der Feinmörtelschicht in Abhängigkeit der Konsistenz und des verwendeten Fließmittels [nach BREI 06]	81
Abbildung 74:	Schematische Darstellung des Qualitätsverlusts an der Betonoberfläche durch ungenügende Nachbehandlung	82
Abbildung 75:	Typische Kraft-Verschiebungskurven für homogenen Beton, homogenen Sandstein sowie Beton-Sandsteinverbundwerkstoff [nach SAOU 94]	85
Abbildung 76:	Unterschiedliche Oberflächenprofilierungsmaßnahmen (a) sowie spezifische Bruchenergie in Prozent des monolithischen Probekörpers (b) [nach ZIKM 92, TSCH 93]	87
Abbildung 77:	Horizontalkraft-Rissöffnungsdiagramm von Probekörpern mit unterschiedlicher Behandlung der Altbetonoberfläche ohne Dübelverstärkung (a) und mit Dübelverstärkung (b) [TSCH 00-1]	88
Abbildung 78:	Ergebnisse der Bestimmung der mittleren Rautiefe und Profilkuppenhöhe mit Abtastverfahren im Vergleich zur Rautiefenbestimmung mit dem Sandflächenverfahren sowie Zusammenhang zwischen Rautiefe und spezifischer Bruchenergie in unterschiedlichem Betonalter (b) [nach TRAU 00]	89
Abbildung 79:	Systemskizze Versuchsaufbau (a) sowie Ergebnisse der Schubversuche (b) [nach BEUS 01]	90
Abbildung 80:	Kraft-Rissöffnungsdiagramm ausgewählter Versuche mit einer Bandbreite möglicher Einflussparameter auf das Verbundverhalten [nach ZILC 09]	90

Abbildung 81:	Schematische Darstellung von unterschiedlichen Prüfmethoden zur Ermittlung von Verbundeigenschaften [nach HALI 07]	93
Abbildung 82:	Schubspannungsverlauf zufolge Adhäsion τ_A , zufolge Reibung τ_R und zufolge Bewehrung τ_B [nach EMPE 09, REIN 02]	94
Abbildung 83:	Schematische Darstellung des Übergangs von Mode I auf Mode II aufgrund der Unebenheit der Verbundfuge im unverschobenen Zustand (a), im um w verschobenen Zustand (b)	95
Abbildung 84:	Schematische Darstellung der Prüfung der Haftzugfestigkeit (a) und Versuchsdurchführung mit einem transportablen Haftzugprüfgerät (b)	96
Abbildung 85:	Theoretisches Kraft-Verschiebungsdiagramm bei der Prüfung der Haftzugfestigkeit	97
Abbildung 86:	Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten an einem prismatischen (a) und zylinderförmigen Prüfkörper (b) sowie Systemskizze zur Keilspaltmethode (c) [ONB3-11]	98
Abbildung 87:	Statisches System des Probekörpers mit Kräften und Abmessungen (a) sowie typische Spaltkraft-Verschiebungskurve zur Ermittlung von Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} und Bruchenergie G_F (b) [ONB3-11]	98
Abbildung 88:	Typische Spaltkraft-Verschiebungskurve für spröde und duktile Baustoffe [ONB3-11]	100
Abbildung 89:	Deckenaufbau auf Brücken gemäß RVS 15.03.15 [RVS1 01] (a) im Vergleich zu einem alternativen Aufbau (b)	102
Abbildung 90:	Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe (a), der Haftzugfestigkeit (b), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (c) sowie der spezifischen Bruchenergie (d)	104
Abbildung 91:	Einfluss der Stärke des Hochdruckwasserstrahlens, ausgedrückt durch die Rauheit auf die Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) und die spezifische Bruchenergie (b) sowie Oberflächenstruktur Probekörper S 4 (HDWS stark) (c) und S 5 (HDWS schwach) (d)	105
Abbildung 92:	Ergebnisse der Bestimmung der Haftzug- bzw. Abreißfestigkeit (a), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (b) sowie der spezifischen Bruchenergie (c) der untersuchten Abdichtungssysteme im Vergleich zu den Werten des Tragwerkbetons	106
Abbildung 93:	Typische, idealisierte Spaltkraft-Verformungslinien für Versagen von Beton, Versagen eines Interfaces mit dem Abdichtungssystem „PUMA“ sowie extrem duktilen Versagen eines Interfaces mit dem Abdichtungssystem „PUR“	107
Abbildung 94:	Bridging bei duktilem Versagen der Abdichtungsebenen (System PUR) (a) sowie typische Bruchflächen bei sprödem Versagen im Beton bei ungenügender Betonqualität im interfacenahen Bereich (b)	107
Abbildung 95:	Herkömmliche Ausführung von Brückentragstrukturen mit Betondecke (a) im Vergleich zur neuen Tragstruktur ohne schlaife Bewehrung mit integriertem Fahrbahnaufbau	109
Abbildung 96:	Profilierung der Oberflächen nach dem Einbringen des Betons vor dem Hochdruckwasserstrahlen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 12, (a) B 1, (b) B 2, (c) B 3, (d) B 4, (e) B 5 und (f) B 6)	110
Abbildung 97:	Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe (a), der Haftzugfestigkeit (b), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (c) sowie der spezifischen Bruchenergie (d)	112
Abbildung 98:	Dreidimensionale Oberflächenmodelle der sechs unterschiedlichen Profilierungsmaßnahmen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 12, (a) B 1, (b) B 2, (c) B 3, (d) B 4, (e) B 5 und (f) B 6)	113
Abbildung 99:	Profile von Oberflächen, (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 12, B 1, (a), B 3 (b), Ordinatenbereich jeweils +6,0 bis -6,0 mm)	114
Abbildung 100:	Einfluss der Rauheit auf die Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) und die spezifische Bruchenergie (b)	115
Abbildung 101:	Gegenüberstellung der Oberflächeneigenschaften mit den bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 1, (b) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 2, (c) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 1, (d) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 2	116

Abbildung 102: Gegenüberstellung der Oberflächeneigenschaften mit den bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 1, (b) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 2, (c) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 1, (d) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 2	117
Abbildung 103: Gegenüberstellung der Oberflächeneigenschaften mit den bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 1, (b) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzug- bzw. Haftzugfestigkeit – Teil 2, (c) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 1, (d) Oberflächenparameter der Flächenanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie – Teil 2	118
Abbildung 104: Oberflächentextur der Oberfläche B 3 (a) sowie der Oberfläche B 4 (b)	119
Abbildung 105: Lineare Zusammenhänge zwischen Oberflächeneigenschaften und bruchmechanischen Kennwerten: (a) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit, (b) Oberflächenparameter der Profilanalyse in Relation zur spezifischen Bruchenergie, (c) Mittlere Spitzenhöhe (S10z) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie, (d) Materialanteil wahrer zu projizierter Fläche (Sdr) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie	121
Abbildung 106: Zusammenhang zwischen Rautiefe nach N. Kaufmann R_t sowie aus dem Oberflächenmodell errechnete Rautiefe R_{tO} und Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) sowie spezifischer Bruchenergie (b)	122
Abbildung 107: Typische, idealisierte Spaltkraft-Verschiebungskurven für die Oberflächenprofilierungsmaßnahmen B 3, B 5, B 6 sowie für den homogenen Tragwerksbeton	123
Abbildung 108: Herkömmliche Ausführung von Brückentragwerken mit einer Betondecke (a) im Vergleich zu einem, mit einer im Verbund wirkenden Verstärkungsbetonschicht, ertüchtigten Tragwerk (b)	123
Abbildung 109: In unterschiedlichen Intensitäten gestrahlte Betonoberflächen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 20, (a) I 1, (b) I 3, (c) I 5) sowie aufgetragene Haftbrücke aus Zementleim unmittelbar vor dem Einbringen des Verstärkungsbetons (d)	125
Abbildung 110: Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe (a), der Haftzugfestigkeit (b), der Kerb-Spaltzugfestigkeit (c) sowie der spezifischen Bruchenergie (d)	126
Abbildung 111: Dreidimensionale Oberflächenmodelle der drei unterschiedlichen Profilierungsmaßnahmen (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 20, (a) I 1, (b) I 2, (c) I 3, (d) I 4, (e) I 5 und (f) I 6), Modelle I 2, I 4 und I 6 vor dem Aufbringen der Haftbrücke	127
Abbildung 112: Profile von Oberflächen, (Bezeichnung der Probekörper gemäß Tabelle 20, I 1 (a), I 5 (b), Ordinatensbereich jeweils +4,0 bis -4,0mm)	127
Abbildung 113: Einfluss der Rauheit auf die Kerb-Spaltzugfestigkeit (a) und die spezifische Bruchenergie (b)	129
Abbildung 114: Lineare Zusammenhänge zwischen Oberflächeneigenschaften und bruchmechanischen Kennwerten: (a) mittlerer Spitzenwert (S10z) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie, (b) Materialanteil wahrer zur projizierter Fläche (Sdr) in Relation zur Kerb-Spaltzugfestigkeit und zur spezifischen Bruchenergie	130
Abbildung 115: Schematische Darstellung des Risswachstums neben dem Interface im Altbeton (a) sowie typische ermittelte Rissverläufe ausgehend von der Starterkerbe (Interface) nach links in den Altbeton (b) und (c)	130
Abbildung 116: Aufnahmen des Interfaces der Oberflächenbearbeitung I 1 (a), (c) und (e) sowie der Oberflächenbearbeitung I 2 (b), (d) und (f) in unterschiedlichen Vergrößerungen: (a) und (b) Bildbreite etwa 25 mm, (c) und (d) Bildbreite etwa 2,5 mm sowie (e) und (f) Bildbreite etwa 0,5 mm	131
Abbildung 117: Zusammenhänge zwischen der Rautiefe ermittelt aus dem digitalen Oberflächenmodell R_{tO} (a) bzw. dem Materialanteil wahrer zu projizierter Fläche Sdr (b) jeweils in Relation zur mit dem Sandflächenverfahren nach N. Kaufmann bestimmten Rautiefe R_t	132

7. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Drei Ebenen der Materialstruktur von Beton [nach WITT 83, MIER 97, ALFE 93]	9
Tabelle 2:	Bruchzähigkeit K_{IC} von Werkstoffen [nach GROS 11, REIN 10, MEHL 97]	24
Tabelle 3:	Typische charakteristische Längen [nach KARI 95, HILL 83]	28
Tabelle 4:	Gestaltabweichungen [nach DIN4 82-1]	50
Tabelle 5:	Muldige und kuppige Oberflächen [nach DIN4 82-2]	51
Tabelle 6:	Gewellte und schuppige Oberflächen [nach DIN4 82-2]	52
Tabelle 7:	Oberflächenparameter des Primärprofils [ENIS 10]	54
Tabelle 8:	Abgeleitete Parameter der Flächenanalyse [ALIC 08]	59
Tabelle 9:	Parameter der Traglastflächenkurve [ALIC 08]	60
Tabelle 10:	Abdichtungssystem sowie Oberflächenvorbereitungen	102
Tabelle 11:	Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe, der Haftzugfestigkeit, der Kerb- Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	103
Tabelle 12:	Profilierungsmaßnahmen und Vorbereitung der Oberflächen	110
Tabelle 13:	Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe, der Haftzugfestigkeit, der Kerb- Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	111
Tabelle 14:	Errechnete Parameter der Profilanalyse (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	114
Tabelle 15:	Errechnete Parameter der Flächenanalyse (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	114
Tabelle 16:	Errechnete Parameter der Flächen- und Volumenanalyse (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	115
Tabelle 17:	Korrelationskoeffizienten der Oberflächenparameter in Relation zur Verbundfestigkeit	119
Tabelle 18:	Ausgewählte Korrelationskoeffizienten für die Oberflächenparameter ohne Oberflächenprofilierung B 3 in Relation zur Verbundfestigkeit	120
Tabelle 19:	Approximation der Zusammenhänge zwischen ausgewählten Oberflächenparametern und σ_{KZ} bzw. G_F	120
Tabelle 20:	Oberflächenbearbeitungsmaßnahmen der untersuchten Probekörper	124
Tabelle 21:	Ergebnisse der Bestimmung der Rautiefe, der Haftzugfestigkeit, der Kerb- Spaltzugfestigkeit sowie der spezifischen Bruchenergie (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	125
Tabelle 22:	Errechnete Parameter der Profilanalyse (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	128
Tabelle 23:	Errechnete Parameter der Flächenanalyse (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	128
Tabelle 24:	Errechnete Parameter der Flächen- und Volumenanalyse (Minimalwerte <i>kursiv</i> , Maximalwerte fett)	129

