

Verhalten der grenzflächennahen Zone von
Instandsetzungs- und Schutzsystemen für Stahlbeton

ABHANDLUNG

zur Erlangung des Titels
DOKTOR DER TECHNISCHEN WISSENSCHAFTEN
der

EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE
ZÜRICH

vorgelegt von
Tausch Jean-Luc
Dipl. Bau-Ing. ETH
geboren am 1. April 1968
von Luxemburg

Angenommen im Auftrag von
Prof. Dr. F.H. Wittmann, Referent
Prof. Dr. E. Brühwiler, Korreferent
Dr. H. Sadouki, Korreferent

Zürich 2000

Verdankung

Die vorliegende Arbeit über das Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen bei Stahlbeton entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion der ETH Zürich. Die finanziellen Mittel wurden durch das Forschungsvorhaben ‚Anforderungen an zementgebundenen Beschichtungen‘ des Bundesamts für Strassen ASTRA in Bern im Rahmen des Programmes zur Brückenunterhaltsforschung zur Verfügung gestellt.

Ermöglicht wurde diese Arbeit durch Herrn Prof. Dr. F. H. Wittmann, der durch seine uneingeschränkte Diskussionsbereitschaft die Entstehung der Arbeit wesentlich gefördert hat. Daher gilt ihm meinen besonderen Dank.

Herrn Prof. Dr. E. Brühwiler und Herrn Dr. H. Sadouki danke ich für die Übernahme der Korreferate sowie dem damit verbundenen Arbeitsaufwand.

Für die gute Zusammenarbeit möchte ich mich bei allen Mitarbeitern des Institutes für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion bedanken. Einen besonderen Dank gilt den Herren A. Helbling, H. Richtner und J. Inhelder für die technische Unterstützung bei Aufbau der Versuchseinrichtungen und der Frau A. van der Zande und den Herren A. Reichlin, D. Schiltknecht und T. Jaggi für die gewissenhafte Probenvorbereitung und Unterstützung bei der Durchführung der Versuche.

Bedanken möchte ich mich auch bei den Mitarbeitern der Firma Locher AG Zürich, die mir einen reibungslosen Übergang von der Hochschule in die Praxis ermöglichten.

Meinen grössten Dank gilt aber meiner Frau Iolanda und unserem Sohn Liam. Beide haben auf ihre Art dazu beigetragen, dass ich die Arbeit in der Form, wie sie hier vorliegt, abschliessen konnte. Ohne ihre Unterstützung wäre das nicht möglich gewesen.

Schlussendlich möchte ich mich bei meinen Eltern, meinen Schwestern und allen meinen Freunden bedanken, die mich nicht nur während dem Doktorat sondern auch dem Studium moralisch unterstützten.

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	V
Abstract	VI
Résumé	VII
Sintesi	VIII
1. Einleitung	1
1.1 Umfeld der vorliegenden Arbeit	1
1.2 Konzept der Trennung der Aufgaben des Betons im Bauteil	4
1.3 Ziele	8
2. Literaturüberblick	9
2.1 Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken	9
2.1.1 Überblick	9
2.1.2 Korrosion von zementgebundenen Werkstoffen	10
2.1.3 Korrosion der Stahlbewehrung im Beton	11
2.2 Instandsetzungsverfahren	15
2.3 Die Verbindung zwischen der zementgebundenen Beschichtung und dem Untergrundbeton	16
2.3.1 Wirkungsweise der Verbindung Beschichtung und Untergrundbeton	16
2.3.2 Beanspruchung und Versagen des Systems Beschichtung und Untergrundbeton	16
2.3.3 Problematik aus der Praxis	18
2.4 Eigenschaften des Betonuntergrundes	20
2.4.1 Mechanische Eigenschaften und Anforderungen an den Untergrund	20
2.4.2 Physikalische Kenngrößen des Betonuntergrundes	21
2.5 Anforderungen an die Beschichtung	23
2.5.1 Allgemeine Bemerkungen	23
2.5.2 Unterschiedliche Zusammensetzungen der Beschichtungen	23
2.5.3 Mechanische Kenngrößen und Anforderungen der Beschichtung	24
2.5.4 Physikalische Eigenschaften der Beschichtung	26
2.6 Anforderungen an die grenzflächennahe Zone	29
2.6.1 Haftmechanismen	29
2.6.2 Mechanische Anforderungen an die grenzflächennahe Zone	30
2.6.3 Haftbrücken	31
2.6.4 Oberflächenbeschaffenheit und Aufräumen des Betonuntergrundes	32
2.6.5 Feuchtigkeitszustand und Vornässen des Betonuntergrundes	36
2.6.6 Auftrag der neuen Beschichtung	36
3. Theoretische Grundlagen	39
3.1 Einleitung	39
3.2 Das heterogene Gefüge zementgebundener Werkstoffe	40
3.2.1 Einleitung	40
3.2.2 Mikroniveau	40
3.2.3 Mesoniveau	42
3.2.4 Makroniveau	43
3.3 Das Porensystem von zementgebundenen Werkstoffen	45
3.3.1 Porosität und Porengrößenverteilung	45
3.3.2 Kapillare Wasseraufnahme von zementgebundenen Werkstoffen	47
3.4 Die Zusammensetzung zementgebundener Werkstoffe	49
3.4.1 Zementstein und Zuschlag	49
3.4.2 Die Kontaktzone zwischen dem Zuschlag und dem Zementstein	49
3.5 Hygrische Kenngrößen zementgebundener Werkstoffe	52
3.5.1 Einleitung	52
3.5.2 Nichtlineare Diffusionstheorie	53

3.5.3	Verformung infolge Trocknungsschwinden.....	55
3.6	Nichtlineare Bruchmechanik zementgebundener Werkstoffe	57
3.6.1	Einleitung.....	57
3.6.2	Mode I Beanspruchung von zementgebundenen Werkstoffen.....	58
3.6.3	Mixed-Mode und Mode II Beanspruchung von zementgebundenen Werkstoffen	61
3.7	Folgerungen für die Durchführung der Versuche	69
4.	Durchführung der Versuche.....	71
4.1	Charakterisierung der untersuchten Betone und Mörtel.....	71
4.1.1	Untergrundbeton	71
4.1.2	Herleiten der Beton- und Mörtelmischungen der Beschichtungen.....	72
4.1.3	Charakterisierung der Beschichtungen	75
4.1.4	Porosität und Porengrößenverteilung.....	77
4.2	Bestimmung der hygrischen Kenngrößen	80
4.2.1	Versuchsanordnung	80
4.2.2	Beispiel der Auswertung der hygrischen Größen: Untergrundbeton.....	81
4.3	Bestimmung der bruchmechanischen Kenngrößen	86
4.3.1	Versuchsanordnung	86
4.3.2	Beispiel der Auswertung der bruchmechanischen Größen: Untergrundbeton.....	87
4.4	Beanspruchung normal zur grenzflächennahen Zone.....	89
4.4.1	Versuchsdurchführung	89
4.4.2	Numerische Auswertung.....	90
4.4.3	Einflüsse auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone.....	91
4.5	Schubbeanspruchung der grenzflächennahen Zone.....	96
4.5.1	Versuchsdurchführung	96
4.5.2	Auswertung des Schubversuches	102
5.	Ergebnisse und Diskussion der Untersuchungen	109
5.1	Hygrische Kenngrößen der untersuchten Mörtel und Betone	109
5.1.1	Ergebnisse der Schwinduntersuchungen.....	109
5.1.2	Ergebnisse der Austrocknungsuntersuchungen.....	117
5.2	Bruchmechanische Kenngrößen der untersuchten Mörtel und Betone	123
5.3	Beanspruchung normal zur grenzflächennahen Zone.....	128
5.3.1	Duktilität und Alterung der grenzflächennahen Zone.....	128
5.3.2	Art der Beschichtung	131
5.3.3	Rauhigkeit des Betonuntergrundes	140
5.3.4	Feuchtegehalt des Betonuntergrundes	146
5.3.5	Verwendung einer Haftbrücke	151
5.4	Schubbeanspruchung der grenzflächennahen Zone.....	155
5.4.1	Einleitung.....	155
5.4.2	Art der Beschichtung	155
5.4.3	Rauhigkeit des Betonuntergrundes	161
5.4.4	Verwendung einer Haftbrücke	164
6.	Fallstudie: FE-Untersuchungen	167
6.1	Einleitung	167
6.2	Hygrische Belastung eines Instandsetzungs- und Schutzsystems	168
6.3	Beispiel der Parameterstudie: Einfluss der Untergrundrauhigkeit.....	172
6.4	Beispiel der Parameterstudie: Verbesserung des Systems	178
7.	Folgerungen.....	183
8.	Literaturverzeichnis	185
9.	Anhang	193
9.1	Symbolverzeichnis.....	193
9.2	Abbildungsverzeichnis	197

9.3 Tabellenverzeichnis	205
Cirriculum Vitae	209

Seite Leer /
Blank leaf

Zusammenfassung

Ausgehend von einem Konzept zur Erhaltung bestehender oder zu erstellender Stahlbetonbauteile liegt der Schwerpunkt dieser Arbeit auf der Untersuchung der Mechanik der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems. Dabei wird bei einem Stahlbetonbauteil zwischen der rein tragenden und der schützenden Funktion des Betons unterschieden. Grundlage dieses Konzeptes ist es, dass das Tragvermögen des Betons während der Nutzungsdauer des Bauteiles nicht beeinträchtigt wird. Dafür ist eine auf den Konstruktionsbeton aufzutragende, schützende Schicht dementsprechend zu bemessen. Ziel der Arbeit ist es, die Ursachen für die mögliche erneute Schädigung des instandgesetzten oder zu schützenden Systems durch das Ablösen der Beschichtung von dem Betonuntergrund quantitativ zu klären.

In der Einleitung wird neben der Bedeutung für die Praxis dieses Konzept der Trennung der Aufgaben des Betons im Bauwerk näher erklärt und es werden die Ziele für diese Arbeit formuliert.

Im folgenden Kapitel wird kurz auf die Dauerhaftigkeit zementgebundener Werkstoffe eingegangen, um anschliessend über die Erläuterung der wichtigsten Instandsetzungsverfahren die Wirkungsweise eines Instandsetzungs- und Schutzsystems explizit zu erklären. Hierbei werden eine ganze Reihe der bisherigen Untersuchungen zu dieser Thematik vorgestellt. Diese Untersuchungen betreffen vor allem die Anforderungen an den Betonuntergrund, an die Beschichtung und schliesslich an die grenzflächennahe Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems.

Damit ein Instandsetzungs- und Schutzsystem realistisch erfasst werden kann, werden im Kapitel 3 die hierfür benötigten Werkstoffkenngrössen vorgestellt. Anschliessend werden die theoretischen Grundlagen zur Bestimmung dieser Kenngrössen beschrieben. Die Grundlagen stammen für die hygrische Belastung des Systems aus der nicht linearen Diffusionstheorie sowie für die Mechanik des Systems aus der nicht linearen Bruchmechanik zementgebundener Werkstoffe.

Bei der Durchführung der Versuche im Kapitel 4 wird anhand eines Beispiels der Versuchsaufbau, die Durchführung und die Auswertung des Versuches sowie die Ermittlung der Werkstoffkenngrösse angegeben. Dabei werden zwei neue Versuche und deren Auswertung für die Bestimmung der bruchmechanischen Kenngrössen der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems präsentiert: der für die grenzflächennahe Zone angepasste Keilspaltversuch und der Schubversuch für die grenzflächennahe Zone.

Die Diskussion der Ergebnisse der Versuche befindet sich im Kapitel 5. Der Schwerpunkt liegt bei der Interpretation der unterschiedlichen Einflüsse auf das mechanische Verhalten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems. Dabei wird zwischen den oberflächentechnologischen Einflüssen wie Untergrundrauigkeit oder Vornässen des Untergrundes und den materialtechnologischen Einflüssen wie Grösstkorn oder Einsatz von Stahlfasern in der Beschichtung unterschieden.

Im Kapitel 6 wird mit Hilfe von dem am Institut für Baustoffe der ETH Zürich entwickelten numerischen Modell gezeigt, wie die Beständigkeit der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungsverfahrens bestimmt und verbessert werden kann.

Die wichtigsten Ergebnisse und deren Bedeutung für die Praxis werden als Folgerungen dieser Arbeit im Kapitel 7 zusammengefasst.

Abstract

The present study focuses on the investigation of the mechanical behaviour within the interface of a repair system or protective coating when a certain concept for preserving existing or projected reinforced concrete structures is being applied. This concept is characterised by the separation of assignments for reinforced concrete structures which distinguishes a solely structural, load bearing role of concrete from the role as protection. In order to preserve the bearing capacity of structural concrete over the whole useful life time, a specially designed protective layer is applied onto the surface of the structural concrete. The aim of the present study is to quantitatively analyse the causes leading to a delamination of the protective layer from the concrete substrate which might result in a deterioration of the structure.

As an introduction the practical implications of a separation of assignments for concrete in reinforced concrete structures are being explained and the aims of the present study formulated.

The following chapter briefly outlines the influences on durability of cement based materials. Different important restoration systems are explained while emphasizing on the mode of effectiveness of restoration systems and protective layers. The investigations that are referred to mainly treat with the requirements regarding the properties of concrete substrate, protective layer and interface of a restoration system or protective system.

Chapter 3 presents the material properties needed for a realistic investigation of a restoration resp. protective system. The theoretical background for determining these properties is being described. Stresses due to hygral deformation are explained using non linear diffusion theory whereas the mechanical behaviour of the systems are interpreted using non linear fracture mechanics of cement based materials.

In chapter 4 an example is used to illustrate the experimental setup, the execution and interpretation of the experiments as well as the determination of material properties. Two new experimental arrays and their method of evaluation are being introduced which are suitable for determining the fracture mechanical properties of the interfacial zone of restoration systems and protective layers: the wedge splitting test adapted to the interfacial zone and the shear test applied to the interfacial zone.

The experimental results are presented and discussed in chapter 5. The discussion focuses on the interpretation of different parameters influencing the mechanical behaviour of the interfacial zone of restoration resp. protective systems. Parameters related to the surface such as the roughness or the wetting of the substrate before application are differentiated from influences related to material technology such as the size of maximum aggregate or the use of steel fibres within the layer.

In chapter 6 the numeric model developed at the institute of building materials of the ETH in Zurich is used to determine and optimize the durability of the interfacial zone of a restoration system.

The most important results of this study and their practical implications are summarized in chapter 7.

Résumé

L'analyse de la mécanique de la zone interfaciale d'un système d'assainissement et de protection pour béton armé est le sujet principal de cette thèse de doctorat. Comme base de cette analyse figure un concept pour la maintenance d'ouvrages en béton armé existant ou en voie de construction en séparant clairement entre la fonction structurelle et la fonction protectrice du béton. L'idée de ce concept consiste dans le fait que la capacité portante du béton n'est jamais détérioré durant sa durée de vie. Pour cette raison on dimensionnera un recouvrement protecteur qu'on appliquera sur le béton de structure. Le but de cette thèse est de déterminer les raisons d'une détérioration éventuelle du système assainissant ou protecteur par la délamination du recouvrement à base de ciment à partir du substrat.

L'introduction se concentre sur les explications de ce concept de la séparation des fonctions du béton dans l'ouvrage en invoquant l'importance de ce concept pour la pratique. Aussi les buts de la thèse présente sont-ils énoncés.

La durabilité des matériaux à base de ciment et les plus importantes méthodes d'assainissement d'une construction en béton armé sont traitées dans le deuxième chapitre. Un certain nombre d'études à ce sujet concernant les exigences au substrat, au recouvrement et surtout à la zone interfaciale d'un système d'assainissement et de protection sont alors présentées.

Les caractéristiques des matériaux nécessaires à la description réaliste d'un système d'assainissement et de protection sont présentées dans le troisième chapitre. Les bases théoriques pour la détermination de ces caractéristiques qui pour la charge hygrique respectivement pour la mécanique du système proviennent de la théorie de diffusion non linéaire respectivement de la mécanique de rupture non linéaire des matériaux à base de ciment sont ensuite décrites.

Le dispositif expérimental, l'exécution et l'évaluation des essais ainsi que la détermination des caractéristiques du matériau sont décrits à l'aide d'un exemple dans le quatrième chapitre. Deux nouveaux essais pour la détermination des paramètres de la mécanique de rupture de la zone interfaciale d'un système d'assainissement et de protection sont alors présentés: l'essai de fendage adaptés à la zone interfaciale et l'essai de cisaillement pour la zone interfaciale.

La discussion des résultats expérimentaux se trouve au cinquième chapitre. Les accents sont mis sur l'interprétation des différentes influences sur le comportement mécanique de la zone interfaciale d'un système d'assainissement et de protection. Dans cette interprétation on différencie clairement entre des influences de la technologie de surface tel que la rugosité ou l'arrosage du substrat avant l'application du recouvrement et les influences du matériau appliqué comme la taille maximum de l'agrégat ou l'adjonction de fibres en acier au recouvrement.

Au sixième chapitre on démontre à l'aide d'un modèle numérique développé à l'institut des matériaux de construction comment l'aptitude au service d'une zone interfaciale d'un système d'assainissement et de protection peut être déterminée et améliorée.

Les plus importants résultats et leur signification pour la pratique sont résumés comme conclusions de cette thèse au septième chapitre.

Sintesi

Il punto fondamentale della presente tesi è l'analisi della meccanica della zona interfacciale di un sistema di riparazione e protezione. La tesi basa sul concetto di mantenimento di costruzioni in cemento armato esistenti o future, il quale richiede che la resistenza portante del cemento armato non venga ridotta durante tutta la durata d'utilizzo della costruzione. Seguendo questo principio viene fatta una distinzione tra la funzione portante e la funzione protettiva del calcestruzzo, quest'ultima potendo essere ottenuta applicando uno strato protettivo di materiale cementizio, il quale deve essere dimensionato per questo scopo. La tesi si pone come obiettivo di descrivere quantitativamente le cause del rinnovato staccarsi dello strato esterno protettivo dal substrato delle costruzioni in cemento armato già rinnovate o da proteggere.

Nell'introduzione si spiega in dettaglio il concetto di mantenimento menzionato e la sua importanza per l'industria, gli obiettivi della tesi vengono definiti.

La durabilità dei materiali a base di cemento e i metodi più importanti di risanamento di una costruzione in cemento armato vengono trattati nel secondo capitolo. Per spiegare il funzionamento dello strato di protezione applicato al substrato da proteggere vengono presentate le analisi conosciute di questo problema. Queste trattano delle esigenze poste al substrato, allo strato di ricoprimento e alla zona interfacciale tra questi ultimi.

Nel terzo capitolo vengono discussi i parametri del materiale necessari alla descrizione e definizione realistica del sistema di riparazione e protezione. I principi teorici per la determinazione di questi parametri vengono presentati. Il carico igrico del sistema viene descritto sulla base della teoria non lineare di diffusione mentre la meccanica del sistema substrato-strato protettivo basa sulla meccanica di rottura non lineare dei materiali cementizi.

Nel quarto capitolo vengono descritti con un esempio il dispositivo sperimentale, l'esecuzione e la valutazione degli esperimenti e la determinazione dei parametri del materiale descritti nel capitolo tre. In questo capitolo vengono presentati due nuovi esperimenti per la determinazione dei parametri di meccanica di rottura della zona interfacciale del sistema di riparazione e protezione e la loro valutazione.

Nel quinto capitolo vengono discussi i risultati degli esperimenti con l'importanza posta nel valutare i vari effetti sul comportamento meccanico della zona interfacciale del sistema di riparazione e protezione. Si distingue tra gli effetti della tecnica di trattamento della superficie da risanare, come la ruvidità del substrato o l'umidificazione del substrato prima della posa dello strato protettivo, e gli effetti della tecnica dei materiali nel dimensionamento dello strato protettivo, come la scelta della finezza degli aggregati o l'utilizzo di fibre d'acciaio nello strato protettivo.

Nel sesto capitolo viene mostrato, con l'aiuto di un modello numerico sviluppato all'istituto per materiali da costruzione del Politecnico Federale di Zurigo, come la resistenza e la durabilità della zona interfacciale di un sistema di risanamento può essere valutata e perfezionata.

Nella conclusione della tesi nel settimo capitolo vengono riassunti i risultati più importanti e la loro rilevanza per l'industria.

1. Einleitung

1.1 Umfeld der vorliegenden Arbeit

Die Bedeutung des Unterhalts von Bauten hat in den letzten Jahren stark zugenommen. Das Thema Unterhalt wird künftig für alle, die sich am Bauen beteiligen, von grösster Wichtigkeit sein. Das Bauen ohne Auflagen wird in Zukunft durch die Erhaltung der bestehenden Bausubstanz und das Erstellen von Ersatzbauten mehr und mehr abgelöst. Die immer grösser werdende Wichtigkeit dieses Sachverhaltes und die damit verbundenen Kosten wurden mit Hilfe eines Sachstandberichtes des Amtes für Bundesbauten dokumentiert [AmtB 95].

Laut diesem Sachstandbericht des Amtes für Bundesbauten ist das genannte Amt verantwortlich für den baulichen Unterhalt von 15'300 zivilen und militärischen Objekten im Hoch- und Tiefbaubereich. Diese Objekte haben gemäss einer Schätzung einen Reproduktionswert von 25.41 Milliarden Franken (Stand 1995). Der Reproduktionswert ist so definiert, dass er den Kosten entspricht, die aufzubringen wären, um das entsprechende Gebäude am gleichen Ort für die gleiche Nutzung, mit der gleichen Nutzfläche, unter Berücksichtigung heute gültiger Vorschriften und heute üblichem Standard neu zu erstellen. Neben dem Reproduktionswert werden im Sachstandbericht die Begriffe Unterhalt, Instandhaltung und Instandsetzung wie folgt definiert:

- Unterhalt

Unter dem Begriff Unterhalt versteht man gemäss der SIA Norm 469 das Bewahren oder Wiederherstelleneines Bauwerks ohne wesentliche Änderung der Anforderungen [SIA 96]. Zum Unterhalt zählen die Instandhaltung und die Instandsetzung.

- Instandhaltung

Unter dem Begriff Instandhaltung versteht man gemäss der SIA Norm 162/5 die Bewahrung der Gebrauchstauglichkeit durch einfache und regelmässige Massnahmen [SIA 97].

- Instandsetzung

Unter dem Begriff Instandsetzung versteht man gemäss der SIA Norm 162/5 die Wiederherstellung der Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit für eine festgelegte Dauer [SIA 97].

Zusammenfassend ist mit einem Unterhaltsbedarf von einem durchschnittlichen, jährlichen Prozentsatz von 1.52% des Reproduktionswertes für sämtliche 15'300 militärische und zivile Bauten und Anlagen des Bundes zu rechnen. Dies entsprach 1995 einer Summe von 387.1 Millionen Franken. Davon entfielen 168 Millionen Franken allein auf den Instandsetzungsbedarf. Dem gegenüber stehen bewilligte Kredite für das Jahr 1995 von 191 Millionen Franken. Das Amt für Bundesbauten zieht daher die Schlussfolgerung, dass eine Instandsetzung der gesamten Gebäudesubstanz im zivilen sowie im militärischen Bereich mit den heutigen finanziellen Mitteln im Unterhalt nicht gewährleistet ist.

Das Hinausschieben von Instandhaltungs- und Instandsetzungsarbeiten wird zur Folge haben, dass umfassende Erneuerungen oder Ersatz der Bausubstanz mit erheblichen finanziellen Folgen anstehen werden. Es ist daher wichtig, dass neben dem kostenoptimalen Zeitpunkt auch die richtige Massnahme für den Unterhalt gewählt wird. Das Hinaus-

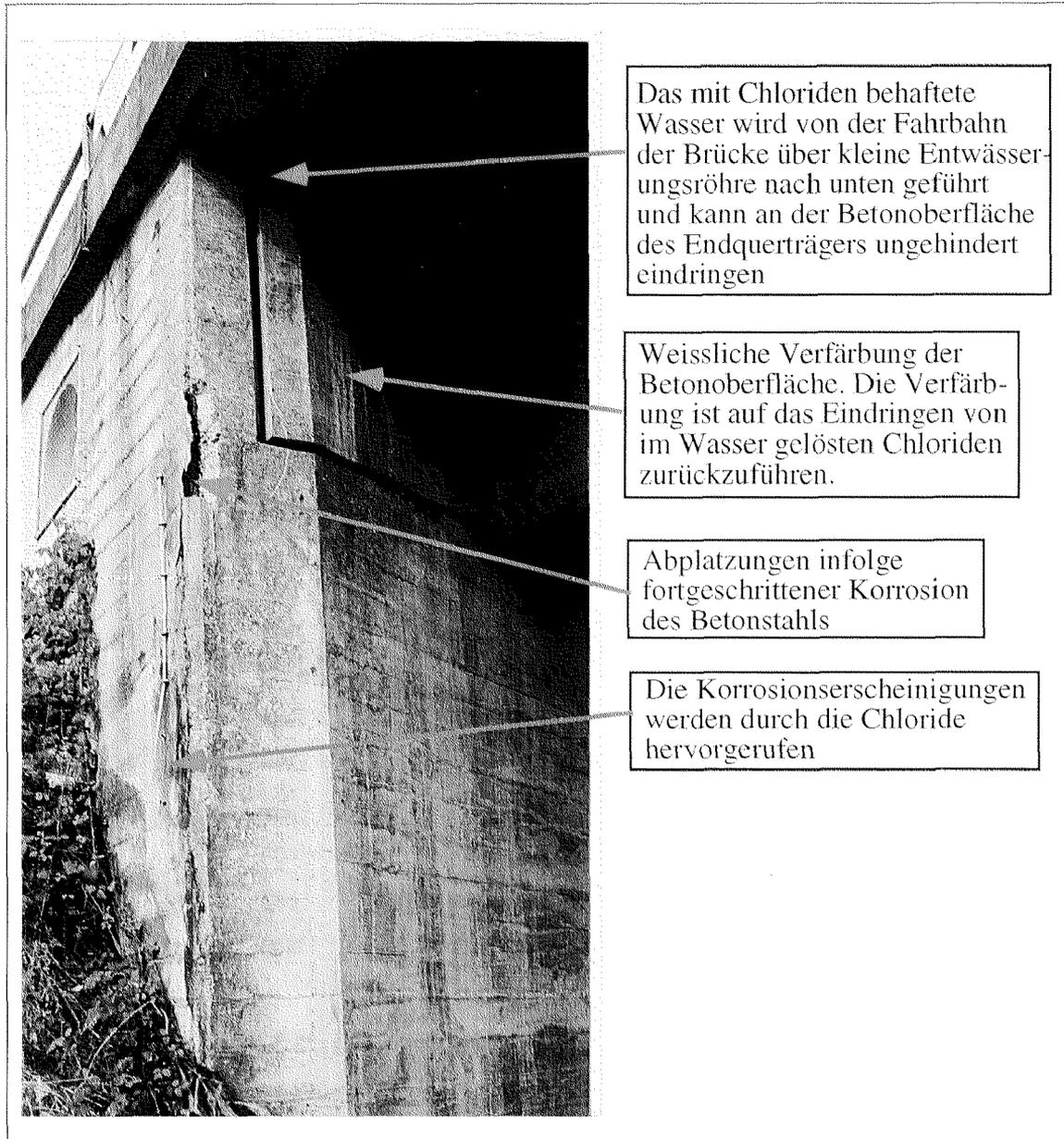


Abb. 1.1: Typisches Beispiel der Schädigung einer Betonoberfläche. Trotz genügender Überdeckung ist die Bewehrung durch Chlorideinwirkung korrodiert. Die Abplatzungen sind das Resultat der fortgeschrittenen Korrosion.

schieben der Unterhaltmassnahmen bedeutet in aller Regel nicht nur eine Verschiebung der Kosten in die Zukunft, sondern zusätzlich einen starken realen Kostenanstieg. Die Wahl ungeeigneter Massnahmen oder Werkstoffe und die mangelhafte Planung und Ausführung der Instandsetzungsmassnahme werden die Kosten weiter ansteigen lassen, da innert kürzester Zeit eine Wiederholung der Instandsetzungsmassnahme nötig wird. Zusätzlich soll an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, dass ein durch Sparmassnahmen zu tief bemessener Unterhalt für Bauten kurzfristig zwar möglich ist, jedoch mit Sicherheit längerfristig zu insgesamt wesentlich höheren Bau-, Betriebs- und Unterhaltskosten führen wird. Der finanzielle Druck wird schlussendlich dazu führen, dass der Zeit-

punkt, die Planung und die Ausführung von Unterhaltmassnahmen entsprechend den heutigen Kenntnissen richtig gewählt bzw. sorgfältig durchgeführt werden müssen.

1.2 Konzept der Trennung der Aufgaben des Betons im Bauteil

Bisher musste der Werkstoff Beton in einem Stahlbetonbauteil zwei Funktionen übernehmen:

- Gewährleistung der Tragsicherheit des Bauwerkes durch den Konstruktionsbeton. Aus dieser Funktion geht die Bemessungsgrundlage eines Betontragwerkes hervor.
- Schutz der Bewehrung vor Korrosion und des Konstruktionsbetons vor aggressiven Substanzen durch den Überdeckungs- beton.

Für die Tragsicherheit einer Betonkonstruktion sind die mechanischen Eigenschaften Festigkeit sowie Verformbarkeit des Werkstoffes Beton ausschlaggebend. Jedoch können Betone mit ausreichenden mechanischen Eigenschaften nicht in jedem Fall und automatisch den Anforderungen bezüglich der Dauerhaftigkeit genügen. Weiterhin können dauerhaft konzipierte zementgebundene Werkstoffe aggressiven Stoffen standhalten ohne die notwendigen mechanischen Eigenschaften zur Gewährleistung der Tragsicherheit zu besitzen. Aus diesen Gründen wird an dieser Stelle das Konzept der Trennung der Aufgaben des Betons vorgestellt. Dabei wird der Beton für ein bestimmtes Bauteil so bemessen, dass er jeweils die erforderlichen Eigenschaften an der Stelle besitzt, wo sie gebraucht werden. In der Abbildung 1.2 ist dieses Prinzip am Beispiel an einem hochbeständigen Stahlbetonbauteils dargestellt. Deutlich ist zu sehen, dass der Überdeckungs- beton die Aufgabe hat, aggressive Stoff von der Bewehrung und vor dem Konstruktions- beton zu schützen. So kann der Konstruktionsbeton unbehindert die Tragsicherheit des Bauwerkes während der gesamten Nutzungsdauer erfüllen. Voraussetzung hierfür sind die benötigten Festigkeit und Verformbarkeit des Betons [Gerd 97]. Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass dieses Konzept nur einen Sinn hat, wenn sich das Stahlbeton- bauwerk in einem aggressiven, korrosiv wirkenden Milieu befindet.

Diese Konzeption ist vor allem für die Neuerstellung von Bauwerken gedacht. Sie kann aber auch bei Instandsetzungen zum Zuge kommen, so dass in Zukunft nur noch von einem Instandsetzungs- und Schutzsystem gesprochen wird. Im Rahmen von Instandsetzungen beschädigter Betonbauwerke kann diese neue Konzeption der hochbeständigen Stahlbetonbauteile eine neue Instandsetzungsstrategie bei dem frühzeitigem Erkennen der Schädigung darstellen. Durch das frühzeitige Erkennen von Schäden werden auch die Wirtschaftlichkeit und die Ökologie von Instandsetzungen begünstigt. In diesem Fall wird die Instandsetzung in zwei Teilabschnitte untergliedert. Zunächst wird der abgetra-

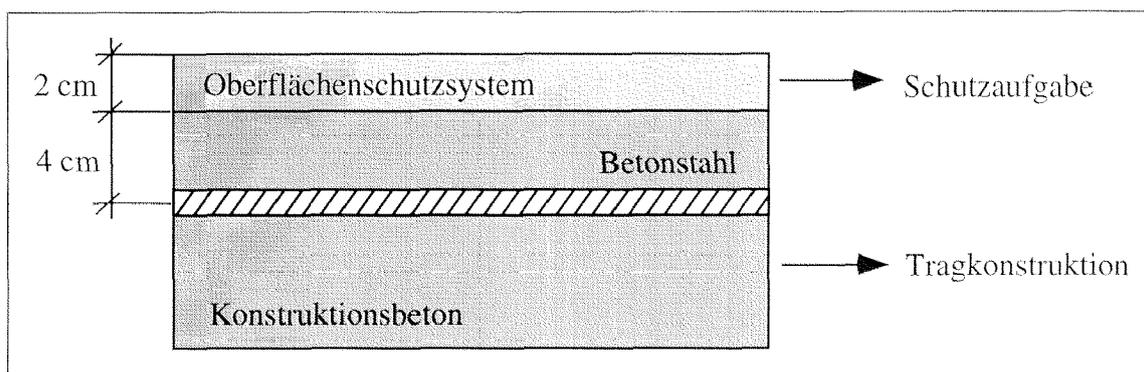


Abb. 1.2: Schematische Darstellung eines Stahlbetonbauteils mit einer von der tragenden Konstruktion getrennten zementgebundenen Schutzschicht

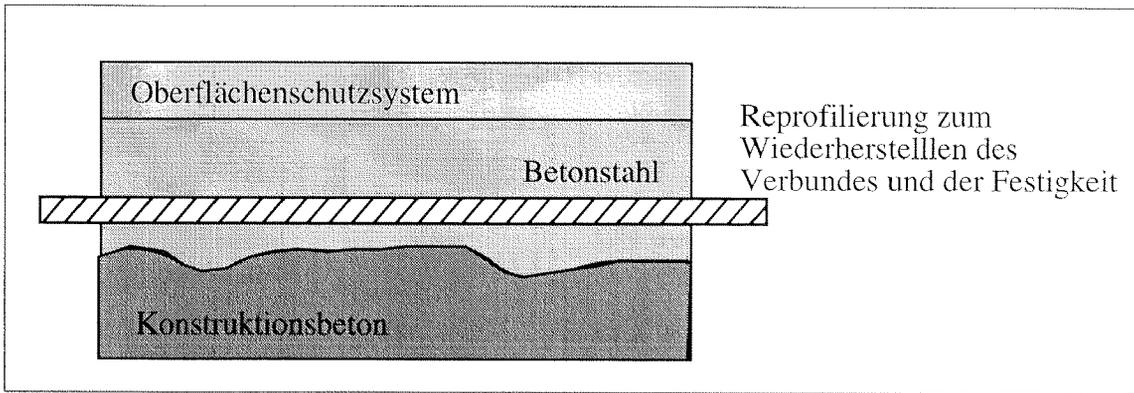


Abb. 1.3: Schematische Darstellung eines Stahlbetonbauteils bei einer Instandsetzung mit der Wiederherstellung des Verbundes und der Schutzschicht

gene Beton soweit reprofiliert, dass das erforderliche Tragvermögen wieder hergestellt ist. Danach wird eine zweite Schicht aufgebracht, die nur noch eine schützende Schicht hat. Diese Untergliederung ist schematisch in der Abbildung 1.3 zu sehen.

Im Zuge einer Instandsetzung eines geschädigten Bauteils wird heute oft karbonatisierter oder mit Chlorid kontaminierter Beton über unterschiedliche Verfahren abgetragen, um anschliessend nach einer angepassten Untergrundvorbereitung eine zementgebundene Beschichtung auf den Untergrundbeton aufzubringen. Dabei kann es sich um Spritzbeton, eine schützende Putzschicht oder ein Vorsatzbeton handeln. Die Materialeigenschaften der zementgebundenen Betonbeschichtung stimmen mindestens für eine Übergangsperiode nicht mit denen des Betonuntergrundes überein. Auf Betonoberflächen aufgetragene zementgebundene Beschichtung erfahren sowohl hygri- als auch thermische zeitabhängige, teilweise behinderte Verformungen.

Die äussere Behinderung von Verformungen der Beschichtung durch den Betonuntergrund ruft Zwängungsspannungen in der Beschichtung hervor, die über den Verbund in den Untergrund geleitet werden. Ein Eigenspannungszustand wird in der Beschichtung aufgebaut, falls die auftretende Verformung durch den Querschnitt behindert ist. Im allgemeinen treten zumindest zwei Formen von Beanspruchungen gleichzeitig in der Beschichtung auf, Schwind- und Temperaturverformungen. Dem können sich noch von aussen aufgezwungene mechanische Lasten überlagern. Wenn eine zementgebundene Beschichtung auf einen Betonuntergrund aufgebracht wird, ist diese zunächst nahezu wassergesättigt. Die Betonoberfläche wird durch Wechselwirkung mit der Luft der Umgebung, die eine veränderliche Feuchte besitzt, austrocknen. Abbildung 1.4 zeigt diesen Zustand schematisch. Falls die durch Schwindverformung erzeugten Zugspannungen die Zugfestigkeit des Reparaturbetons übersteigen, kommt es zu der Dehnungsentfestigung in der Beschichtung und unter Umständen zur Rissbildung. Bei Systemen mit freien Rändern werden die Zwängungsspannungen in der Verbundzone zwischen Neu- und Untergrundbeton durch Adhäsion übertragen. In dieser Verbundzone treten neben Schubspannungen Zugspannungen senkrecht zu der Beschichtung auf. Diese Spannungen können dabei als Zugspannungen an den freien Rändern die Zugfestigkeit der angrenzenden Schichten oder die Haftzugfestigkeit der Verbundzone erreichen. Steigen die Verbundspannungen bis zur Haftzugfestigkeit der Beschichtung an, kommt es an dieser Stelle auch zur Dehnungsentfestigung und schliesslich zu kontinuierlichem Ablösen der Beschichtung vom Unterbeton [Haar 91, Hils 94, Witt 94]. Abkühlen von aussen führt zu

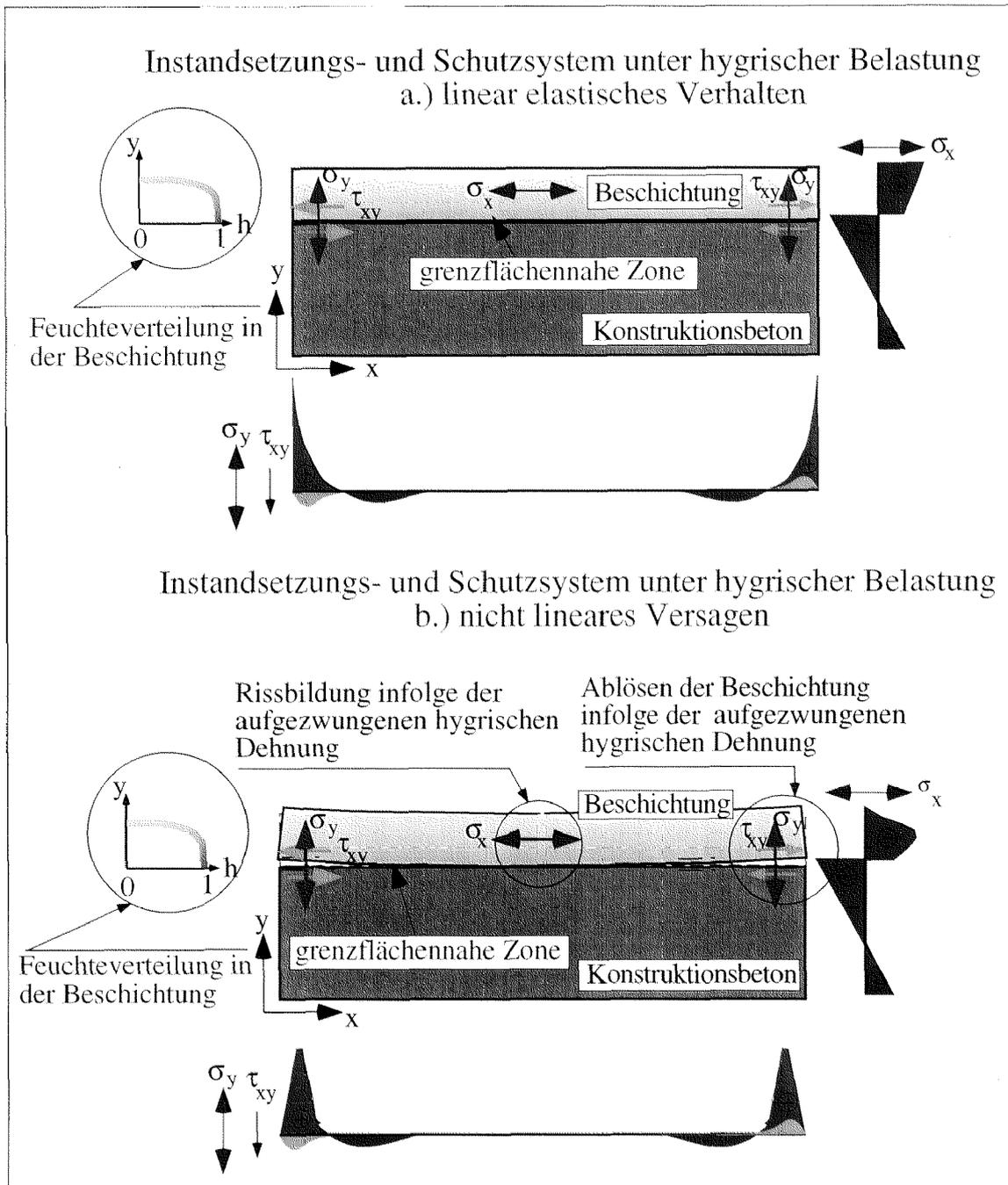


Abb. 1.4: Schematische Darstellung des durch das Austrocknen der neu aufgetragenen Betonbeschichtung bedingten Spannungszustandes im Instandsetzungs- und Schutzsystem nach Haardt [Haar 91]

thermischen Gradienten in der neu aufgetragenen Betonbeschichtung, so dass sich der gleiche Eigenspannungs- und Zwängungszustand in dem Reparatursystem aufbaut. Beim Erwärmen ändert sich das Vorzeichen der Spannungen. Zyklische Temperaturen und Feuchtigkeitsänderungen können zur Ermüdung des Systems führen.

Die neuaufgetragene Beschichtung kann also erneut geschädigt werden durch:

- Risse in Längsrichtung infolge Überschreiten der Zugfestigkeit der Beschichtung

- Risse entlang der Grenzfläche zwischen Beschichtung und Untergrundbeton wegen Überschreiten des kritischen Wertes der Verbundspannungen am Rand oder unter einem Riss, danach schüsselt die Beschichtung an den freien Rändern auf.

Eine Instandsetzung sollte eine dauerhafte Lösung gewährleisten, und darf nicht nur einen vorübergehenden Eingriff darstellen, der eine zeitlich begrenzte Wiederherstellung der Ausgangslage zum Ziel hat. Mit der Instandsetzung wird eine Verbesserung der Situation und nicht nur das Erreichen des Soll-Zustandes angestrebt.

1.3 Ziele

Der Schwerpunkt der Arbeit liegt auf der Untersuchung der mechanischen Gegebenheiten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems. Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die Ursachen und das Vermeiden für die erneute Schädigung des instandgesetzten und zu schützenden Systems durch das Ablösen der Beschichtung von dem Betonuntergrund sowie das Reißen der Beschichtung selbst quantitativ zu klären. Zu diesem Zweck werden die folgenden Fragen gestellt:

- Wie funktioniert die Mechanik eines Instandsetzungs- und Schutzsystems?
- Wie lauten die Werkstoffgesetze, die das Verhalten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems realistisch beschreiben?
- Wie können die zur Beschreibung der grenzflächennahen Zone notwendigen Werkstoffkenngrößen ermittelt werden?
- Wie duktil ist die grenzflächennahe Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems?
- Was sind die materialtechnologischen Einflüsse auf das Verhalten der grenzflächennahe Zone?
- Was sind die oberflächentechnologischen Einflüsse auf das Verhalten der grenzflächennahe Zone?
- Was ist der Einfluss der grenzflächennahen Zone auf das Verhalten des gesamten Instandsetzungs- und Schutzsystems?
- Können Kriterien für die grenzflächennahen Zone formuliert werden, so dass die Beständigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystems verlängert wird?

Die beiden letzten Fragen sollen mit Hilfe von einem am Institut für Baustoffe der ETH Zürich von G. Martinola und H. Sadouki entwickelten numerischen Modell beantwortet werden [Mart 95]. Da der Inhalt der Arbeit sich hauptsächlich um das Verhalten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems dreht, wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass lediglich eine einzige Belastung des Systems - die Hygrische - betrachtet wird. Die Berücksichtigung der thermisch, statisch oder dynamisch erzeugte Spannungen im Instandsetzungs- und Schutzsystem wäre über den Rahmen der Arbeit hinausgegangen.

2. Literaturüberblick

2.1 Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken

2.1.1 Überblick

Ein zementgebundener Werkstoff kann als dauerhaft bezeichnet werden, wenn er die Eigenschaften, für die er konzipiert worden ist, über die Dauer der geplanten Nutzungsdauer des Bauwerkes ohne namhafte Beeinträchtigung beibehält. Im Laufe der Nutzungsdauer werden die Eigenschaften des Betons oder des Mörtels durch endogene und exogene Einflüsse verändert. Zu den Umgebungseinflüssen zählen chemische, physikalische, biologische und mechanische Einwirkungen. Tabelle 2.1 und 2.2 geben einen Überblick über die häufigsten Mängel und Schäden von Betonbauwerken [SIA 97]. Als Mangel bezeichnet man das Fehlen einer Eigenschaft, die das Tragwerk bei der Fertigstellung aufweisen sollte. Unter dem Begriff Schaden versteht man eine nach der Fertigstellung des Bauwerkes eingetretene Beeinträchtigung. Bei den Schäden wird zwischen der endogenen und der exogenen Schadensursache unterschieden.

Tab. 2.1: Überblick der häufigsten Mängel von Betonbauwerken

Mangel	Ursachen
<ul style="list-style-type: none"> - ungenügende Betonüberdeckung - unvollständig verpresste Spannglieder - ungenügende Festigkeit, Dichtigkeit, Frostbeständigkeit, Frost-Tausalzbeständigkeit oder Sulfatbeständigkeit des Betons - ungenügender Tragwiderstand - unzureichende Konstruktionsdetails 	<ul style="list-style-type: none"> - Planungs- und Konstruktionsfehler - Betontechnologie - Verarbeitungs- und Einbaumängel - Wahl der Baustoffe

Tab. 2.2: Überblick der häufigsten Schäden von Betonbauwerken

Schaden	Exogene Ursachen	Endogene Ursachen
- Querschnittsreduktion der Bewehrung infolge Korrosion	<ul style="list-style-type: none"> - Chlorideintrag (Tausalz) - Carbonatisierung des Betons 	- Korrosion der Bewehrung
- Abplatzungen, Hohlstellen	<ul style="list-style-type: none"> - Chloride (Tausalz) - Carbonatisierung des Betons 	<ul style="list-style-type: none"> - Sulfate - Alkali / Zuschlag - Freikalk - Periklas
- Rissbildung	<ul style="list-style-type: none"> - statische Überbeanspruchung - Frost / Tau - Extreme Temperaturen 	<ul style="list-style-type: none"> - Austrocknen - Autoaustrocknen
- Auslaugungen	- Säuren	

2.1.2 Korrosion von zementgebundenen Werkstoffen

Wie gesehen, unterliegen Oberflächen von zementgebundenen Werkstoffen einer Reihe von Beanspruchungen, die die Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit oder Ästhetik beeinträchtigen können. Mängel und Schäden an Betonoberflächen treten überall dort auf, wo einerseits nicht nach den anerkannten Regeln der Technik gearbeitet wurde oder andererseits der Beton nachträglich überfordert wurde. Ein Grossteil der Entwurfs- und Ausführungsfehler, die zu Schäden an Betonoberflächen führen, entstehen im Planungs- und Konstruktionsstadium. So können falsche Lastannahmen, nicht genügend überdeckte Konstruktionen, zu grosse Fugenabstände oder unzureichende Bewehrungsanordnung zu Rissen an der Betonoberfläche führen. Betontechnologische Schadensursachen beruhen auf mangelhafter Betonzusammensetzung. Entsprechen Sieblinie, Zement- und Wassergehalt des Betons nicht den Anforderungen, kann es zu einem undichten Betongefüge, zu Rissen oder zu minderfesten Oberflächen kommen. Verarbeitungs- und Einbaumängel beruhen besonders häufig auf unkontrollierter Wasserzugabe zum Frischbeton, mangelhafter Stahlüberdeckung, Verdichtung oder Nachbehandlung des eingebauten Betons. Schadensbilder sind auch hier ein undichtes Betongefüge, Risse und minderfeste Oberflächen [Grüb 86]. Wenn die geforderte Qualität der Betoneigenschaften an den meisten Stellen in einem Bauwerk erreicht werden, so kann es doch aufgrund der grossen Streuung der Eigenschaften an einigen Stellen zu Schäden an der Betonoberfläche kommen. So müssen also bei der Ausführung eines Betonbauwerkes neben einer guten Betonzusammensetzung auch darauf geachtet werden, dass die Betoneigenschaften nicht zu stark schwanken.

Beanspruchungen des Betons werden durch Temperatur- und Feuchteschwankungen hervorgerufen. Zwängungs- und Eigenspannungen aus Temperaturänderungen und Schwindverformungen des Betons können zu Rissen als Ausgangspunkt weiterer Schä-

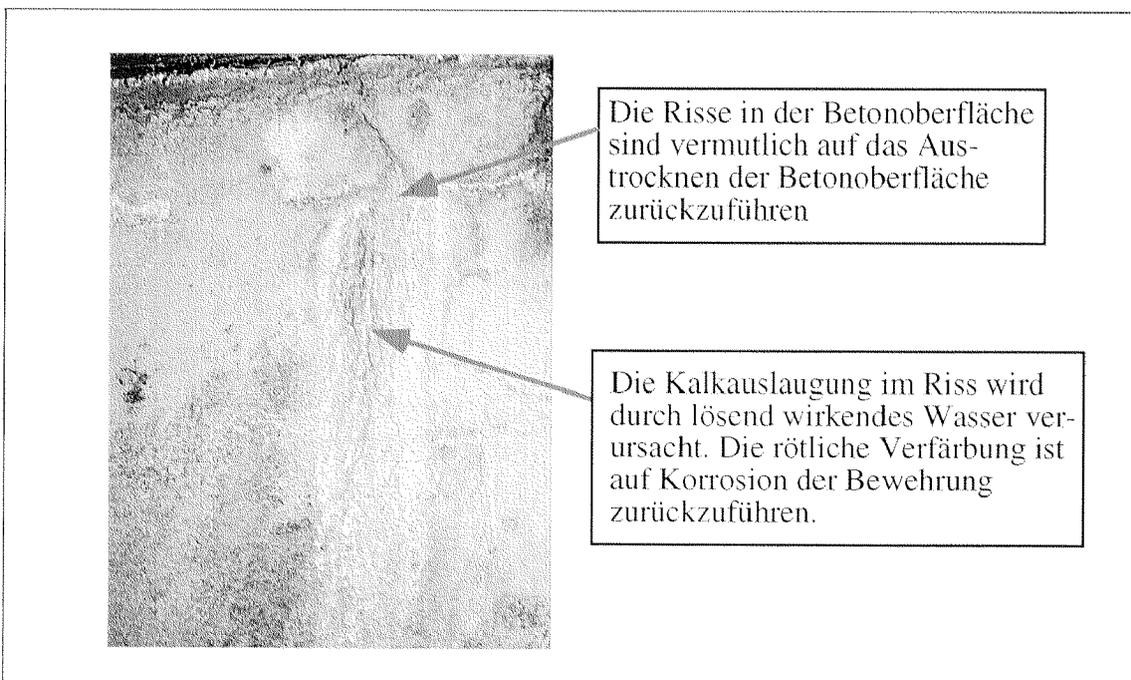


Abb. 2.1: Typisches Schadensbild infolge Korrosion von zementgebundenen Werkstoffen

digung im Bauteil führen. Direkt korrosiv auf die Betonoberfläche wirkt die Frost- bzw. Frost-Tausalz-Beanspruchung. Liegt nach Setzer und Auberg [Setz 94] ausreichend gefrierfähiges Wasser und eine Ausdehnungsbehinderung dieses Wassers im Beton vor, kommt es beim Gefrieren zu einem Expansionsdruck auf die Porenwände im Beton, der zur Zerstörung des Betongefüges führt. Die erforderliche Gefriertemperatur des Wassers wird durch gelöste Stoffe beeinflusst und sinkt mit abnehmendem Porenradius, liegt also im allgemeinen deutlich unter 0°C [Stoc 81, Litr 72, Podv 74].

Mechanische Beanspruchungen von Betonbauteilen erfolgen durch äussere Lasten in Form von Lastspannungen im Bauteil, die als Angriffspunkte weiterer Schädigungen zu Rissen führen können oder abtragend im Sinn eines Verschleisses wirken.

Beim lösenden chemischen Angriff reagieren Bestandteile des Zementsteins von der Oberfläche her mit lösend wirkenden Wässern, Säuren, Salzen, Laugen, Fetten oder Ölen, wie in der Abbildung 2.1 zu sehen ist. Zementgebundene Werkstoffe des Bauwesens sind unter üblichen klimatischen Randbedingungen sehr beständig im Kontakt mit Wasser. Wenn die Oberfläche eines Betonteiles jedoch ständig im Kontakt mit Wasser steht, kann es zu einer langsamen hydrolytischen Zersetzung des Zementsteines kommen [Gera 96]. Diese Zersetzung wird durch ein angelegtes elektrisches Feld noch beschleunigt [Gerd 96, Witt 96]. Beim treibenden Angriff reagieren hingegen in den Beton eingedrungene Substanzen mit Bestandteilen des Zementsteins. Die dabei entstehenden Reaktionsprodukte erzeugen einen Druck, der zur Zerstörung des Gefüges führt [Knöf 75].

2.1.3 Korrosion der Stahlbewehrung im Beton

Neben den Schädigungsmechanismen, die direkt korrosiv auf die Betonoberfläche wirken, kommt es zu Schädigungsmechanismen, die direkt korrosiv auf den Bewehrungsstahl und somit indirekt auf den Beton einwirken. Diese Mechanismen sind zum Teil abhängig von einer Vorschädigung des Betons, treten aber auch ohne diese auf.

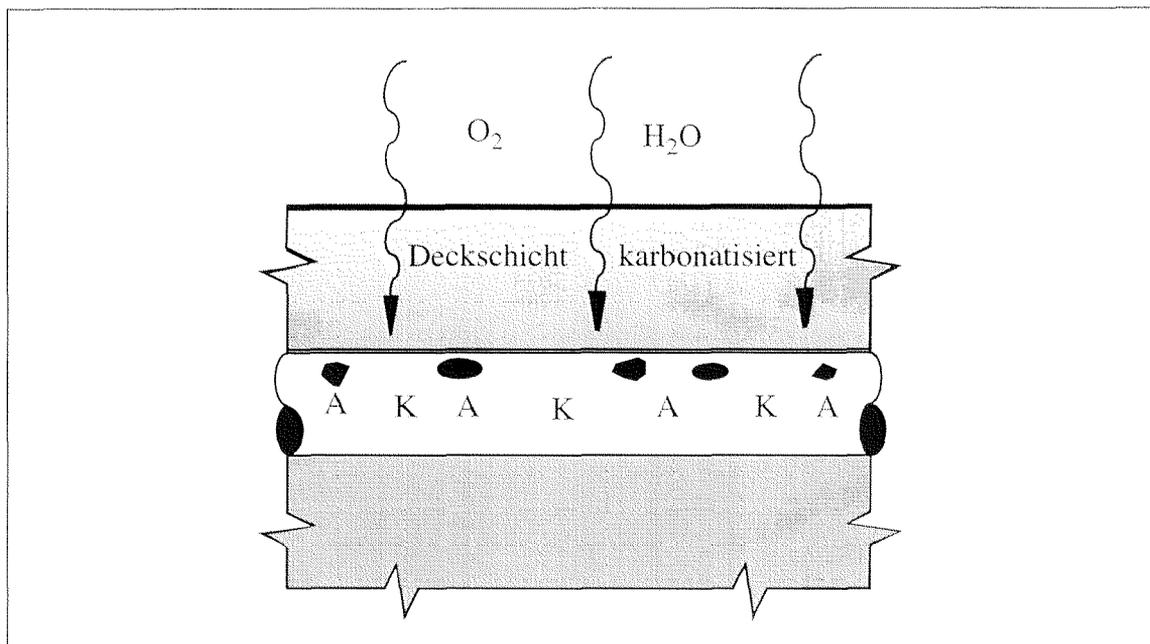


Abb. 2.2: Schematische Darstellung der gleichmässigen Korrosion durch die Carbonatisierung des Betons (A = Anode, K = Kathode) [Kell 92]

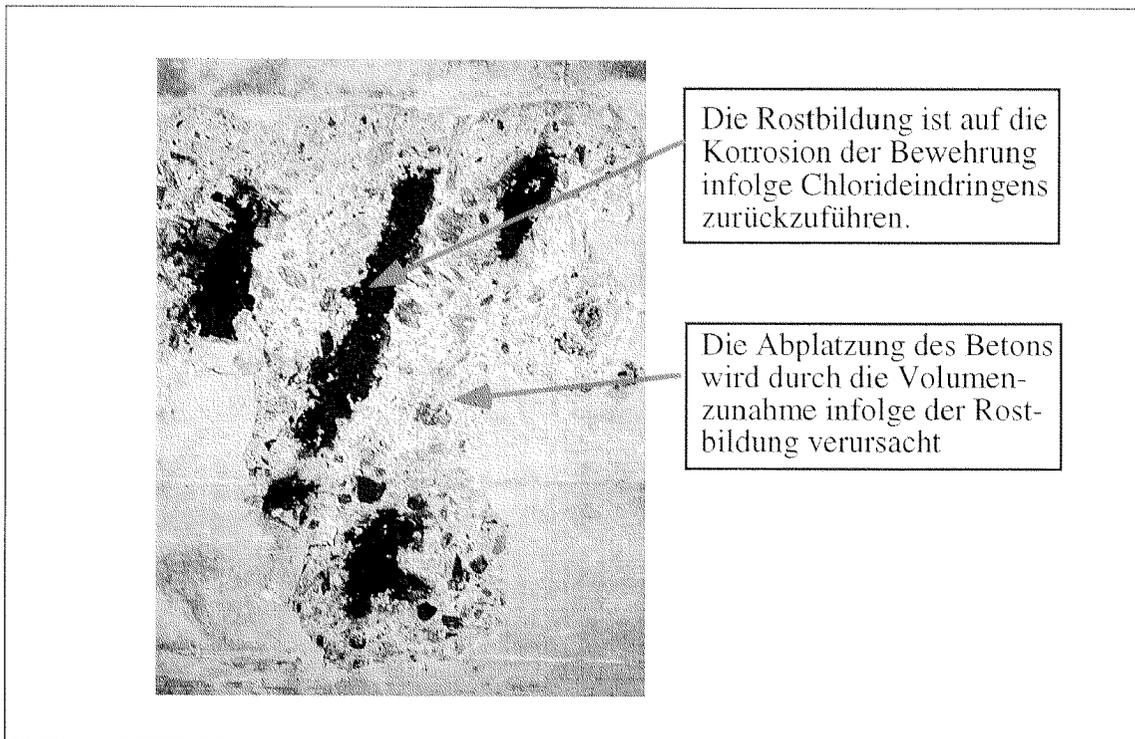
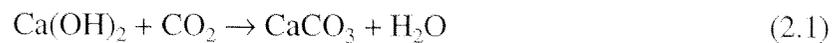


Abb. 2.3: Typisches Schadensbild infolge Korrosion der Stahlbewehrung

Eine chemische Beanspruchung des Betons, die allerdings zu keiner ausgesprochenen Schädigung des Betons führt, ist die Carbonatisierung des Calciumhydroxids im Zementstein. Das Calciumhydroxid bewirkt eine hohe Alkalität der Porenlösung im Beton. Dringt Kohlensäure aus der Luft in die Poren des Zementsteins ein, so reagiert das Calciumhydroxid im Laufe der Zeit mit dem Kohlendioxid aus der Luft zu Calciumcarbonat.



Der Bewehrungsstahl ist im alkalischen Beton durch eine auf der Stahloberfläche vorhandene Passivschicht vor Korrosion geschützt. Zur Korrosion des Stahles kommt es, wie in der Abbildung 2.2 schematisch dargestellt, wenn diese Passivschicht aufgelöst wird, wenn ein Elektrolyt und Sauerstoff am Stahl vorhanden sind. Eine für die Beweh-

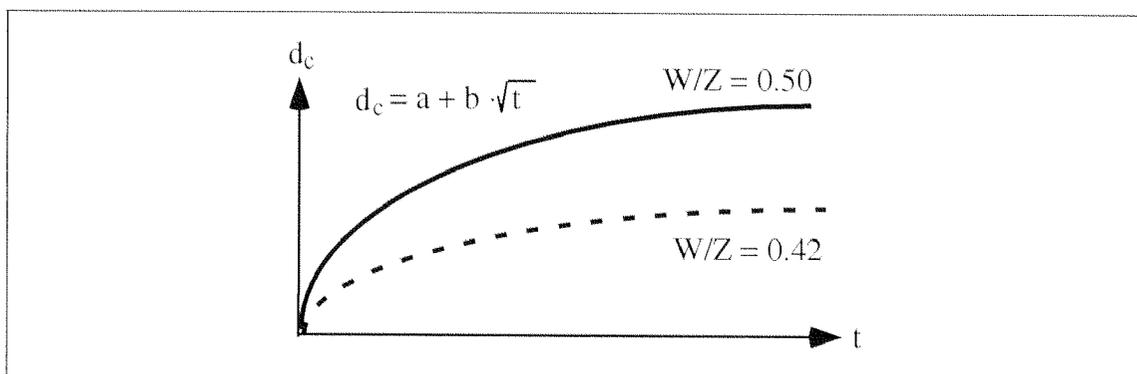


Abb. 2.4: Schematische Darstellung des Einflusses des W/Z-Wertes auf die Carbonatisierungstiefe d_c von zementgebundenen Werkstoffen

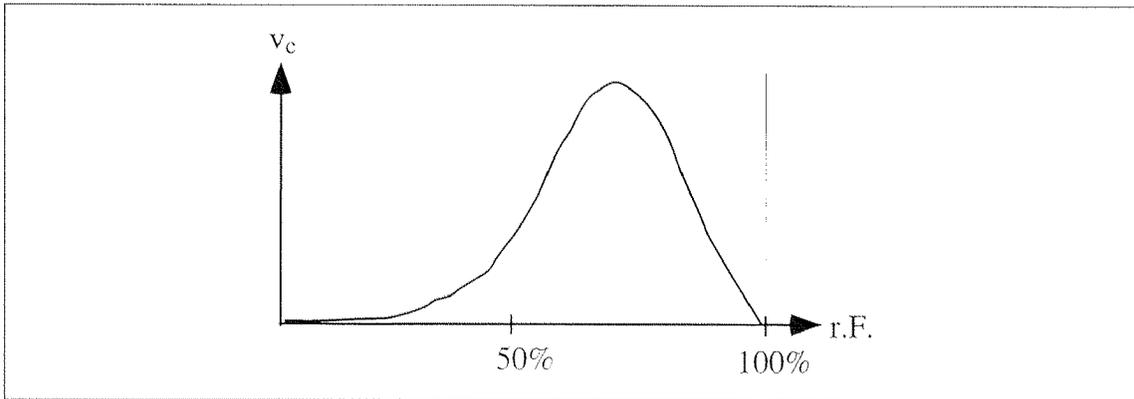


Abb. 2.5: Schematische Darstellung des Einflusses der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Carbonatisierungsgeschwindigkeit v_c

rongkorrosion ausreichende Menge an Wasser als Elektrolyt ist bei Bauteilen im Freien gegeben. In Innenräumen ist in der Regel das Feuchtigkeitsangebot für die Stahlkorrosion nicht ausreichend. Das Eindringen von Sauerstoff in den Beton ist stark feuchteabhängig. Bei Wassersättigung des Betons dringt kein Sauerstoff aus der Atmosphäre ein. Aus diesem Grund findet in wassergesättigten Betonbauteilen auch dann kaum Stahlkorrosion statt, wenn die Passivschicht aufgelöst ist [Grüb 86]. Die Passivierung des Bewehrungsstahles kann durch die Carbonatisierung des Betons und der damit verbundenen Absenkung des pH-Wertes auf Werte unter 9 aufgehoben werden. Die Carbonatisierungsgeschwindigkeit verhält sich näherungsweise entsprechend einem Wurzel-Zeit-Gesetz. Der Einfluss anderer Parameter wie der W/Z-Wert oder der Feuchtegehalt des Betons sind in der Abbildungen 2.4 und 2.5 zu sehen.

Bei Anwesenheit von Chloriden an der Stahloberfläche kommt es auch bei nicht carbonatisiertem Beton mit intakter Passivschicht zur Chloridkorrosion. Die Chloridionen sind

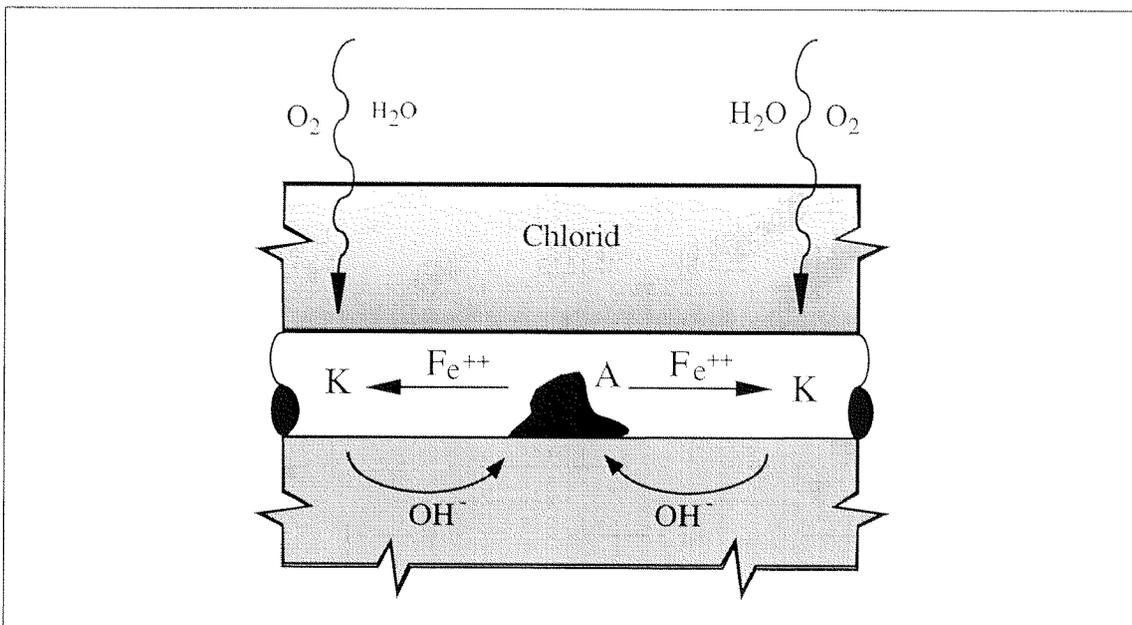


Abb. 2.6: Schematische Darstellung der Lochfrasskorrosion durch Chlorideindringen in den Beton (A = Anode, K = Kathode) [Kell 92]

in der Lage, diese Passivschicht örtlich zu durchbrechen. Es bildet sich dann ein elektrochemisches Element mit einer örtlich begrenzten kleinen Anode, an der Eisenauflösung stattfindet. Unter diesen Umständen findet kein flächenhafter Abtrag statt wie bei der Carbonatisierungskorrosion, sondern eine in die Tiefe fortschreitende Eisenauflösung. Deshalb spricht man auch von Lochfrasskorrosion. Die chloridinduzierte Lochfrasskorrosion beginnt erst dann, wenn ein sogenanntes Durchbruchpotential vorhanden ist. Dessen Höhe hängt vom Feuchtigkeitsgehalt des Betons und einem kritischen Chloridgehalt ab. Dabei müssen gleichzeitig auch die anderen Voraussetzungen wie Sauerstoffzufuhr für die Korrosion gegeben sein.

2.2 Instandsetzungsverfahren

Die Dauerhaftigkeit des Werkstoffes Beton hängt von vielen Einflüssen ab, da eine Betonkonstruktion immer in Wechselwirkung mit ihrer Umgebung steht. Als heterogener Werkstoff reagiert er auf die Beanspruchungen von externen Angriffen wie chemische, physikalische, mechanische Lasten, und von inneren Prozessen, die durch die Hauptkomponenten des Betons bedingt sind. Diese unterschiedlichen Angriffe können zu Korrosion des Bewehrungsstahls resp. des Spannstahls sowie zur Zerstörung der Oberfläche des Betons selbst führen. Solche geschädigte Betonbereiche müssen durch geeignete Instandsetzungsverfahren dauerhaft erhalten werden. Die wichtigsten Instandsetzungsverfahren zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen können wie folgt eingeteilt werden [SIA 97]:

- Inhibitoren
- elektrochemische Verfahren: Realkalisierung, Chloridentfernung, kathodischer Schutz
- Oberflächenschutzsysteme
- Beton- und Mörtelersatz
- Bauteilersatz

Die bisher üblichen Instandsetzungsstrategien zielten vor allem auf den Ersatz beschädigter Betonoberflächen durch einerseits reine zementgebundene Mörtel oder Betone (CC) und andererseits durch kunststoffmodifizierte Zementmörtel oder Betone (PCC) und Reaktionsharzmörtel oder -betone (PC). Die in dieser Arbeit untersuchten Beschichtungen beschränken sich auf die rein zementgebundenen Mörtel oder Betone (CC) sowie die kunststoffmodifizierten Zementmörtel oder -betone (PCC). Eine weitere bisher angewandte Instandsetzungsstrategie beruht auf dem Schutz der Bewehrung vor Korrosion durch das Stoppen anodischer oder kathodischer Teilreaktionen und das Verhindern elektrolytischer Prozesse. Diese Strategie wird aber im Verlauf dieser Arbeit nicht näher betrachtet. In der Vergangenheit sind diese Verfahren auch durch Richtlinien sowie Normen klar festgelegt worden [SIA 97, ZTV 90, DAfS 92].

Die Instandsetzung geschädigter Betontragwerke muss zwei Ziele verfolgen. Zum einen ist der Soll-Zustand des Bauwerkes wieder herzustellen, zum andern soll zusätzlich eine Verbesserung des Soll-Zustandes angestrebt werden. Um diesen Anforderungen zu genügen wird das unter Kapitel 1 vorgestellte Konzept der Trennung der Funktion des Betons im Bauteil als neue Instandsetzungsstrategie vorausgesetzt. So wird dann auch in dieser Arbeit neben dem Auftrag von Oberflächenschutzsystemen auf das Instandsetzungsverfahren des Beton- und Mörtelersatzes sowie auf die Verstärkung von Betonquerschnitten eingegangen.

2.3 Die Verbindung zwischen der zementgebundenen Beschichtung und dem Untergrundbeton

2.3.1 Wirkungsweise der Verbindung Beschichtung und Untergrundbeton

Bei der Verbindung Beschichtung und Untergrundbeton stellt sich zunächst die Frage, wie überhaupt ein kraftschlüssiger Verbund zwischen einem vorgehend hydratisierten, alten Beton und einem frisch aufgetragenen Mörtel oder Beton zu Stande kommt. Es wird bereits an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass es sich beim System Beschichtung und Untergrundbeton um ein Zweiphasensystem handelt. Die beiden Hauptkomponenten - Untergrundbeton und neue Beschichtung - haben vor allem in der Erhärtungsphase und im jungen Alter der neuen Beschichtung unterschiedliche physikalische, chemische und mechanische Eigenschaften. Unterschiede in der Festigkeit, in dem Verformungsverhalten, und in anderen Eigenschaften führen zu Inkompatibilitäten sowohl bei mechanischer als auch bei physikalischer Beanspruchung des Instandsetzungs- oder Schutzsystems.

Wird der noch plastische Mörtel auf einen Untergrundbeton aufgetragen, so kommt es zur Ausbildung adhäsiver Kräfte zwischen den beiden Werkstoffen. Die Ursachen hierfür sind mechanische Verzahnungseffekte, physikalische Effekte, die vorwiegend aus Van der Waals-Kräften bestehen, sowie chemische Reaktionen der Stoffe nahe der Grenzfläche [Haar 91, Hils 81, Fieb 87]. Als mechanische Verzahnung wird die Verankerung der neu aufgetragenen Beschichtung in den Poren und Vertiefungen der aufgerauhten Oberfläche des Untergrundbetons bezeichnet. Durch die Plastizität des noch abbindenden Mörtels und durch dessen Appliziervorgang, kann sich dieser der Oberfläche des Untergrundes genau anpassen. Umso besser diese Anpassung erfolgt, desto stärker ist die spätere Verbundhaftung zwischen den beiden Werkstoffen [Ruth 93]. Neben der Viskosität und Verarbeitung sind vor allem die physikalisch-chemischen Materialkenngrößen der "Benetzbarkeit der Betonoberfläche" und des "Netzvermögens des neuen Werkstoffes" entscheidende Faktoren, die eine Haftung zwischen den zwei Materialien entscheidend beeinflussen [Ruth 93]. Für die Herstellung des Verbundes der beiden Schichten muss neben der geringen Viskosität der benetzenden Flüssigkeit eine geringe Oberflächenenergie der Flüssigkeit für die vollkommene Benetzbarkeit gewährleistet sein. Die Benetzbarkeit erhöht sich, falls die benetzende Flüssigkeit in der Lage ist, in das Porengefüge einzudringen. Neben diesen Effekten treten aber, wie oben erwähnt, auch noch rein chemische Reaktionen in der Grenzfläche auf. Diese Bindungen werden hauptsächlich durch Hauptvalenzkräfte oder interatomare Kräfte zwischen den Teilchen verursacht [Haar 91]. Beim Aufbringen von rein zementgebundenen Beschichtungen steht der mechanische Verzahnungseffekt als Verbundmechanismus im Vordergrund. Besteht die neue Beschichtung aus kunststoffmodifizierten Zementbeschichtungen kommen neben dem mechanischen Verzahnungseffekt physikalische Effekte für den Verbund zum Zug.

2.3.2 Beanspruchung und Versagen des Systems Beschichtung und Untergrundbeton

Eine neu aufgetragene Beschichtung eines Instandsetzungs- oder Schutzsystemes wird durch äussere Lasten wie Eigengewicht oder Nutzlast sowie durch verformungsinduzierte Einwirkungen wie Temperaturänderungen im System oder Austrocknungsprozesse der neuen Schicht beansprucht. Gemäss Letsch und Springenschmid [Lets 81] spielt die Beanspruchung von äusseren Lasteinwirkungen eine untergeordnete Rolle für den Spannungszustand in der Verbundzone. Aus praxisbezogenen Beispielen und experimentellen

Untersuchungen geht hervor, dass sich durch hygri- und thermisch bedingte Verformungen der neu applizierten Beschichtung eine Zwängungsspannung infolge behinderter äusserer Dehnung aufbaut [Haar 91]. Diese Zwängungsspannungen stellen eine Belastung für das Verbundsystem dar. Es kann zur Ablösung der Beschichtung und erhöhte Korrosionsanfälligkeit durch erneute Rissbildung in der Beschichtung kommen. Mit Hilfe von analytischen [Bufl 59] und numerischen Modellen [Mart 96, Mart 98] kann erstellt werden, wie die Spannungsverteilung von Verbundsystemen aussieht. In dem Fall, der in dieser Arbeit betrachteten Beanspruchung der Verbindung Beschichtung und Untergrundbeton durch das trocknungsbedingte Schwinden wurde das von Bažant [Baža 82] beschriebene Modell in der Abbildung 2.7 benutzt.

Hygrische Verformungen der neu aufgetragenen Beschichtung verursachen einen Eigenspannungszustand in der Beschichtung. Der Grund dafür liegt in der ungleichmässigen Austrocknung der anfänglich nährungsweise wassergesättigten Beschichtung (Abb. 2.7 a.). Wenn man sich nun vorstellt, die Verformung der infinitesimal kleinen Materialschichten sei unbehindert, so sieht das Verformungsbild des Instandsetzungs- oder Schutzsystemes entsprechend der Abbildung 2.7 b. aus. In Wirklichkeit sind die Verformungen der dünnen Schichten aber keineswegs unbehindert, so dass sich mit zunehmenden

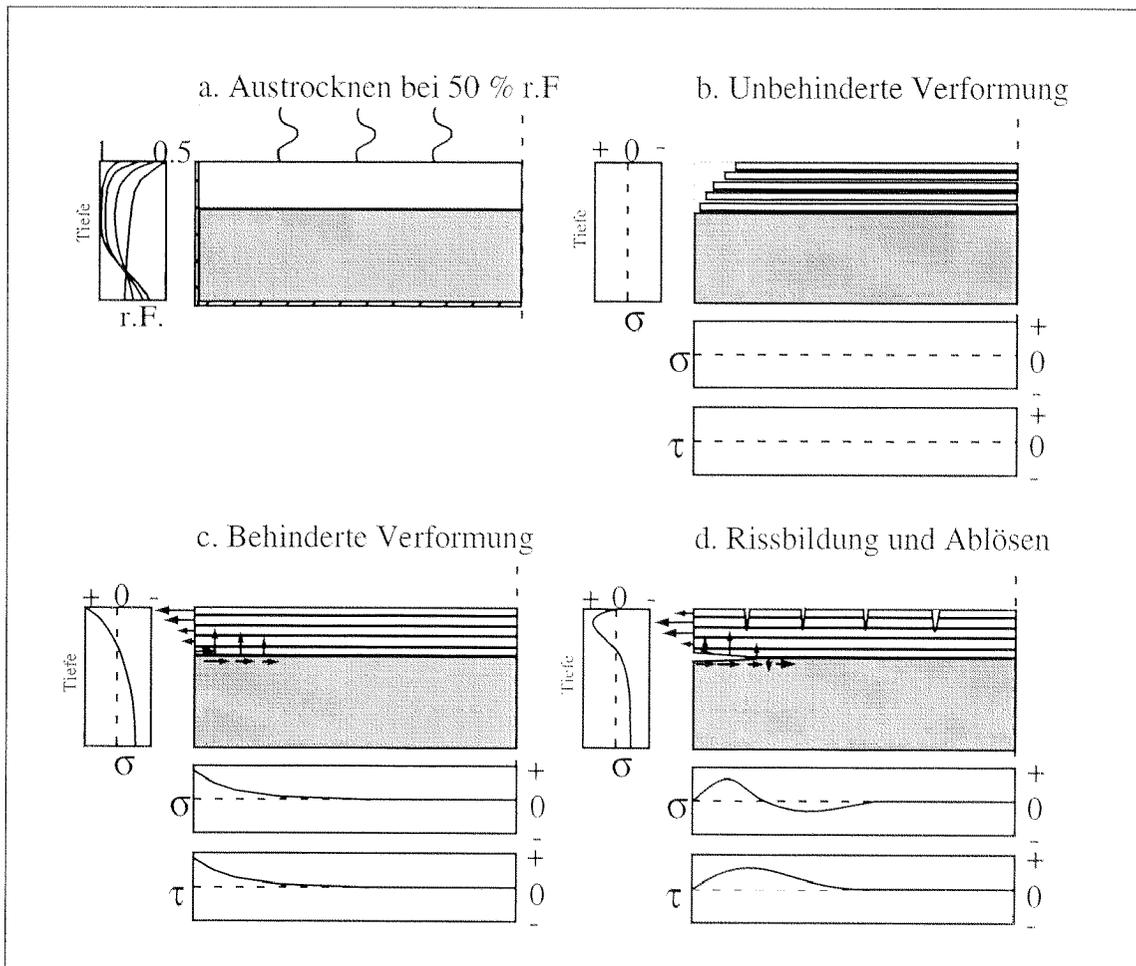


Abb. 2.7: Spannungsverteilung und Rissbildung in einem austrocknenden Verbundsystem Beschichtung und Untergrundbeton

dem hygri-schem Gradienten eine Zugspannung σ_x aufbaut und kontinuierlich ansteigt. Übersteigt diese Spannung trotz einer gewissen Entlastung durch Kriechverformung die Zugfestigkeit des Mörtels oder Betons, so baut sich die Beanspruchung durch Entfestigung und unter Bildung von diskreten Zugrissen ab.

Der ungleichmässig über die Tiefe verteilte hygri-sche Gradient hat aber nicht nur einen Eigenspannungszustand wegen innerer Verformungsbehinderung in der Beschichtung zur Folge, sondern erzeugt ausserdem Zwängungen in der Verbundebene (Abb. 2.7 c.). Daraus resultiert eine Schubspannung τ_{xy} in der grenzflächennahen Zone, sowie eine normal zur grenzflächennahen Zone Spannung σ_y an den Rändern des Systems. Diese Beanspruchung ist sowohl auf Unstetigkeiten an den freien Rändern als auch auf die differentiellen Verformungen der unterschiedlichen Materialien - weitgehend hydratisierter Untergrundbeton und junger, erhärtender zementsteinreicher Mörtel oder Beton - zurückzuführen. Wird beispielsweise die Schubbeanspruchung in der Verbundebene zu gross, kommt es zu einem Schubbruch in der Verbundzone und somit unweigerlich zur kontinuierlichen Ablösung der Beschichtung. Ein Scherbruch stellt sich ein. Ist nun die rechnerisch ermittelte Normalspannung σ_y grösser als die Haftzugfestigkeit der Verbundzone, so "schüsselt" sich der Reparaturmörtel an den Rändern auf. Die Versagensbilder des Verbundsystems sind in Abbildung 2.7 d. dargestellt. Das Versagen des Verbundes kann jedoch nicht eindeutig zwischen einem Abscheren oder einem Aufschüsseln unterschieden werden, da Schub- und Zugspannungen immer gemeinsam wirken.

Bis anhin wurden nur die unterschiedlichen Versagensursachen des Verbundes behandelt. Es bleibt nun noch die Frage zu klären, an welcher Stelle der eigentliche Bruch überhaupt auftritt. In der Literatur werden drei Versagensarten unterschieden [Scho 91]:

- Versagen im Untergrundbeton
- Versagen in der Beschichtung
- Versagen in der grenzflächennahen Zone

Bei den ersten zwei Arten handelt es sich um ein eigentliches Werkstoffversagen in einer der beiden Randzonen der Verbundwerkstoffe. In diesem Fall spricht man von einem Kohäsionsbruch. Die dritte Art des Bruches ist auf ein Versagen der Adhäsion - also einer Verbundeigenschaft - zurückzuführen. Der Bruch erfolgt jedoch stets an der schwächsten Stelle des Systems.

Die Beständigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes wird neben unterschiedlichen Beanspruchungen auch durch die Eigenschaften des Betonuntergrundes, der grenzflächennahen Zone und der Beschichtung stark beeinflusst. Diese beeinflussenden Parameter wie das Alter, die Temperatur, der Feuchtigkeitszustand, das Gefüge, usw, werden im Abschnitt 2.4 und 2.5 genauer beschrieben.

Es ist klar, dass nicht nur hygri-sch bedingte Verformungen des aufgetragenen Instandsetzungs- und Schutzmörtels zu Spannungen im Verbundsystem führen können. Wie bereits unter Kapitel 1 erwähnt wird in dieser Arbeit auf die Untersuchung von Spannungen infolge statischen, dynamischer oder thermischer Belastungen verzichtet.

2.3.3 Problematik aus der Praxis

Das Problem eines qualitativ guten und dauerhaften Verbundes zweier zementgebundener Werkstoffe ist im Bereich der Instandsetzung und des Neubaus von Stahlbetonbau-

werken anzutreffen. Bei der Neuerstellung von Bauwerken kann sich das Problem bei ungünstigen Bauabläufen und beim Aufbringen von Schutzsystemen stellen. Das Betätigungsfeld erstreckt sich über einen sehr breiten Bereich von Betonbauwerken: Hochbauten, Brücken, Tunnel, sowie Konstruktionen des Grundbaus. Anfangs der 50er Jahre wurde das Problem neu aufgebracht Beschichtungen auf Beton erstmals so richtig aktuell. Damals beschränkte sich die Anwendung mehrheitlich auf die Erhaltung von Strassenfahrbahnen aus Beton. Man erkannte bald die Komplexität solcher Instandsetzungen, denn die Dauerhaftigkeit der Beschichtungen war auch bei scheinbar gleichen Voraussetzungen der Anwendung sehr unterschiedlich. Breit angelegte Versuche sollten Aufschlüsse über das Verbundverhalten und deren Einflussgrössen liefern. Man stellte unter anderem fest, dass sich die Beschichtung in den meisten Fällen an den Rändern vom Untergrund ablöste. Dieser Effekt, allgemein als Aufschüsselung bezeichnet, wurde aber auch schon bei Estrichböden festgestellt. Ein unsachgemässes Verlegen, unzureichende Nachbehandlung oder falsche Werkstoffwahl haben schon vielfach bei Verbundestrichen zu vorzeitigen Schäden geführt. Diese Ablösung der Ränder kann bis zu mehreren Millimeter betragen [Haar 91, Klop 86].

Eine weitere Anwendung von Neu- auf Untergrundbeton ist eine "rein" konstruktive. Die Hauptvoraussetzungen für die Garantie einer gesteigerten Tragfähigkeit, wie beispielsweise beim Verstärken oder Verbreitern von Brückenteilen, ist ein vollkommen kraftschlüssiger, dauerhafter Verbund. Menn untersuchte in diesem Zusammenhang die Verbindung von Neu- auf Untergrundbeton als Grenzzustand der Tragfähigkeit [Menn 92]. Laut diesem Forschungsbericht ist die Verbundfestigkeit aus Kohäsion allein unabhängig von der Rauigkeit des Untergrundbetons. Die Wirkung von Dübel im Verbundsystem ist hingegen unterschiedlich: bei schwacher Aufrauung wirken die Dübel als Scherdübel, bei starker Aufrauung als Zugdübel. Sie wird aber erst nach dem Versagen der Kohäsion zwischen der neuen Beschichtung und dem Untergrundbeton aktiviert. Aus diesem Forschungsbericht geht ebenfalls hervor, dass die Eigenspannungen infolge Schwind- und Temperaturverformung eine grosse Reduktion der Tragsicherheit zur Folge haben können. Verbundrisse werden auch bei starker Aufrauung nur durch eine Endverdübelung vermieden. Desweiteren sind die Enddübel so zu bemessen, dass sie die Risszugkraft der neuen Beschichtung aufnehmen können. Wird noch zusätzlich eine auf die halbe Risszugkraft der neuen Beschichtung bemessene Bewehrung in die neue Schicht eingelegt, kann die Rissbildung infolge Schwinden günstig beeinflusst werden.

Man erkennt, dass das Erfassen der Problematik nicht nur für Instandsetzungen im eigentlichen Sinn äusserst wichtig ist. Auch in der Baustatik entscheiden Erkenntnisse dieser Art über Erfolg oder Misserfolg einer konstruktiven Veränderung des Tragwerks.

2.4 Eigenschaften des Betonuntergrundes

2.4.1 Mechanische Eigenschaften und Anforderungen an den Untergrund

Da das Versagen des Untergrundbetons bei einem Instandsetzungs- und Schutzsystem nur unter Zugbeanspruchung wahrscheinlich ist, interessiert zunächst nur primär dieses Spannungsdehnungsverhalten. Dabei spielt es eine erhebliche Rolle, ob die Beanspruchung des Betons kraft- oder verformungsbedingt ist. Aus diesen Gründen sind der E-Modul, die Zugfestigkeit und bei verformungsbedingter Beanspruchung die spezifische Bruchenergie und die Entfestigung des Untergrundbetons als Werkstoffkenngrößen von Interesse. Methoden zur Bestimmung dieser Werkstoffkenngrößen sind in zahlreichen Publikationen beschrieben [Brüh 88, FRAM 95, RILE 91, RILE 92, Slow 95, Trun 99]. R.R. Schulz fand heraus, dass der E-Modul des Untergrundbetons bei Abreissversuchen nur einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Spannungsverteilung und somit auch auf die Haftzugfestigkeit hat [Schu 84]. Trotzdem spielt der E-Modul im Verbundsystem eine wichtige Rolle. Das Spannungs-Dehnungsverhalten hat zwar keine bedeutenden Auswirkungen auf die Haftzugfestigkeit, ist dafür aber ein wesentlicher Einflussfaktor für die Grösse der Spannungen in der grenzflächennahen Zone und der Beschichtung. Woo-Hyun Yoon schloss aus seinen Untersuchungsergebnissen, dass vor allem die Spannungen aus thermischer Beanspruchung normal zur Verbundebene, die ein Ablösen der Beschichtung an den Rändern bewirken, von den Differenzen der E-Moduli vom neu aufgetragenen Mörtel oder Beton und dem Untergrundbeton abhängig sind [RILE 91]. Je mehr diese voneinander abweichen, desto grösser werden die Spannungen. Dies gilt besonders mit zunehmender Beschichtungsdicke.

Um die elastischen Eigenschaften von Beton besser verstehen zu können, muss das Gefüge und die Zusammensetzung näher betrachtet werden. Der Beton ist ein zusammengesetzter, inhomogener Werkstoff aus Zuschlag und Zementmatrix. Da der E-Modul des Zuschlagskorns normalerweise ein Vielfaches desjenigen der Zementmatrix beträgt, herrscht im beanspruchten Betongefüge eine stark ungleichmässige Spannungs-Dehnungsverteilung. Die Spannungen konzentrieren sich demnach im Bereich erhöhter Steifigkeit, wo es beim örtlichen Überschreiten der Festigkeit zur Rissbildung kommt. Da der Verbund zwischen Matrix und Zuschlagskorn das schwächste Glied der Gefügekette darstellt, wird der Werkstoff genau in diesen Zonen zuerst versagen [Yoon 89]. Geht man im Verbundsystem von einem realistischen Spannungszustand gemäss Abbildung 2.9 Untergrundbeton aus, so erkennt man, dass der Untergrundbeton in Längsrichtung auf Druck und normal dazu auf Zug beansprucht wird. Sieht man von einer starken statischen Belastung des Untergrundbetons ab, ist ein Versagen wegen zu niedriger Druckfestigkeit f_c beinahe auszuschliessen, da der Untergrund maximal eine Druckspannung in der Grössenordnung der Zugfestigkeit der Beschichtung erfahren kann [Haar 91]. Bei der Zugfestigkeit f_{ct} des Untergrundbetons verhält es sich etwas anders. Sie ist direkt abhängig vom Volumenanteil des abgestuften Zuschlags [Schu 84]. Die Zugfestigkeit der Verbundzone ist ein eminent wichtiger Faktor für die Haftung. Um ein vorzeitiges Versagen der Grenzschicht zu vermeiden, muss die Zugfestigkeit in der Randzone höher liegen als die maximal vom Verbundsystem induzierten Zugspannungen [Witt 99]. Die geforderte Zugfestigkeit des Untergrundbeton in der Randzone ist auch von der Zugfestigkeit der Beschichtung abhängig. Zwängungsspannungen können sich in der Grenzschicht nur aufbauen, solange keine spannungsentlastenden Risse in der Beschichtung auftreten. So-

mit bedingt eine grössere Zugfestigkeit der Beschichtung auch automatisch eine höhere der angrenzenden Untergrundbetonzone [Trau 96]. In der Praxis muss demnach für eine Instandsetzung eine geeignete Beschichtung gefunden werden, damit nur für den Unterbeton verträgliche Zwängungsspannungen normal zur Verbundebene im System entstehen können.

Unter der Voraussetzung, dass das Instandsetzungs- und Schutzsystem durch eine verformungsbedingte Beanspruchung belastet wird, ist die Bruchenergie des Untergrundes ebenfalls ein wichtiger Faktor für das Verbundvermögen der Beschichtung. Die Bruchenergie beschreibt sowohl das Aufreissen als auch das Lastübertragungsvermögen des Untergrundbetons. Die bruchmechanischen Werkstoffkennwerte sind von der Betonzusammensetzung abhängig. Die Art und die Festigkeitseigenschaften der Zuschlagstoffe, sowie der Grösstkorndurchmesser sind dabei die wichtigsten Einflussgrössen. So kann man beispielsweise hohe Bruchenergie vor allem bei Staumauerbeton feststellen. Dieses Resultat beruht auf der hohen Zähigkeit und dem enormen Grösstkorndurchmesser der Zuschlagskörner [Brüh 88, Trun 99].

2.4.2 Physikalische Kenngrössen des Betonuntergrundes

Unter den physikalischen Kenngrössen, die für diese Problemstellung von Interesse sind, sind die hygri-schen und die thermischen Werkstoffkenngrössen des Betonuntergrundes zu verstehen. Bei den hygri-schen Kenngrössen des Untergrundbetons wird auf den hygri-schen Diffusions- und Ausdehnungskoeffizienten und die Saugfähigkeit der oberflächennahen Schicht eingegangen. Beim hygri-schen Ausdehnungskoeffizienten geht man davon aus, dass beim Untergrundbeton nur noch eine Schwindverformung infolge Austrocknung erfolgt. Die Austrocknung des Untergrundes wird massgeblich durch die nicht lineare Diffusion beschrieben. Die anderen Schwindvorgänge wie das endogene Schwinden, das Kapillarschwinden oder das chemische Schwinden sind bei einem alten Beton bereits weitgehend abgeschlossen. Wie bereits kurz erwähnt wurde, erfolgt der Abtrag bzw. die Aufräuhung der Betonoberfläche sehr oft mit einem Hochdruckwasserstrahl. Die Oberfläche des Betons steht demnach vor dem Aufbringen der Beschichtung in direktem Kontakt mit Wasser. Zudem erhält der Untergrund zusätzliche Feuchtigkeit vom frisch aufgetragenen Reparaturmörtel. Die Flüssigkeit kann durch die kapillare Saugfähigkeit des Betons rasch und bis in beachtliche Tiefen aufgenommen werden [Witt 93]. Daraus resultiert eine gewisse Quellung des oberflächennahen Betons. Dies bedingt, dass die Feuchteverteilung und der damit verbundene Eigenspannungszustand infolge differentieller Schwindverformung in diesem Bauteil verändert wird. Zudem beeinflusst diese Quellung auch den Dehnungsgradienten in der Grenzschicht. Gemäss Abbildung 2.10 erkennt man, dass dieses Quellen einen zusätzlichen Spannungszustand in der Grenzschicht hervorrufen kann [Yoon 89]. Woo-Hyun Yoon stellte noch einen zusätzlichen hygri-schen Parameter fest. Die Schubspannungen wachsen im Verbundsystem mit zunehmender Differenz des hygri-schen Ausdehnungskoeffizienten von Untergrund und Beschichtung an.

Wird die Temperatur im Verbundsystem geändert, so verformen sich Untergrund und Beschichtung gemäss ihrem werkstoffspezifischen Temperatureausdehnungskoeffizienten. Es erscheint daher logisch, dass eine unterschiedliche Temperaturverformung der beiden Werkstoffe eine Unverträglichkeit hervorruft. Diese Spannungen sind direkt proportional zur Differenz der Temperatureausdehnungskoeffizienten von Untergrund und Beschich-

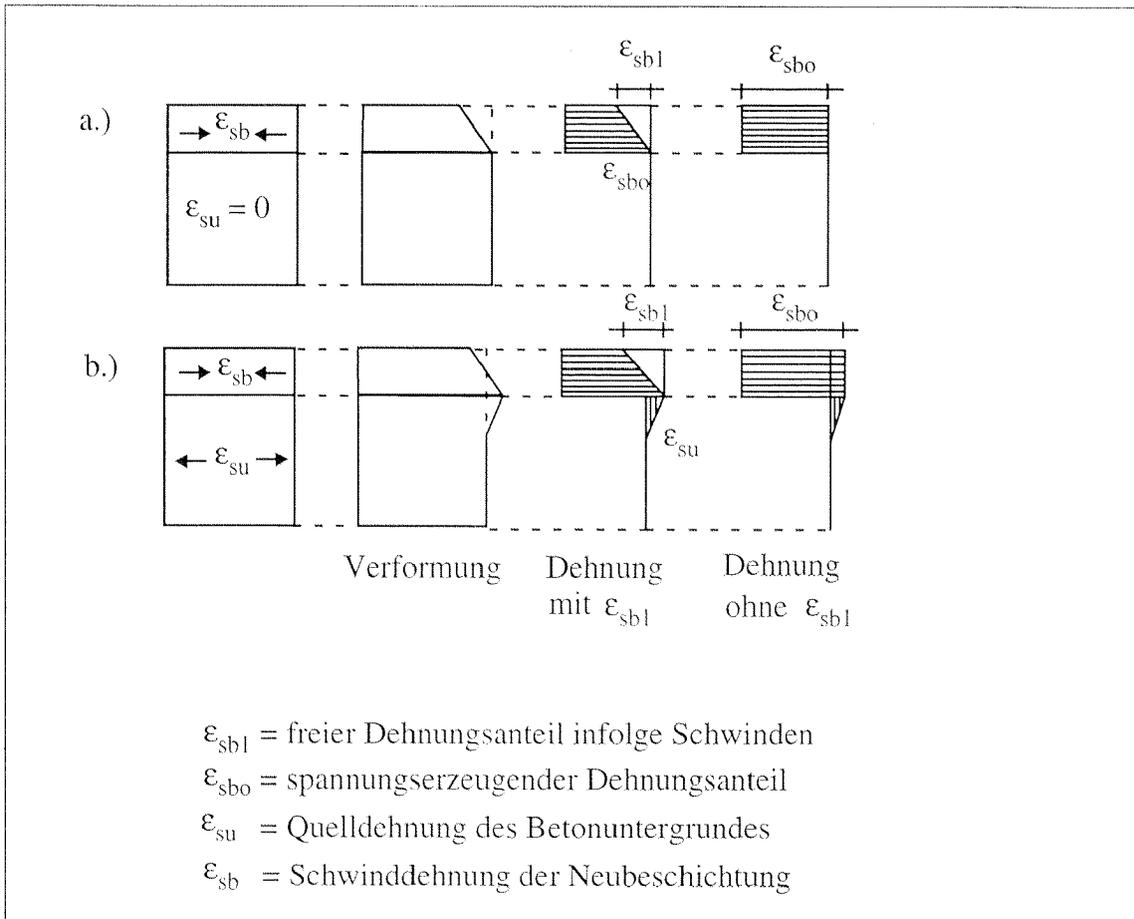


Abb. 2.8: Schematische Darstellung der Spannungen im Instandsetzungs- und Schutzsystem ohne Quelldehnung (a.) und mit Quelldehnung (b.) des Betonuntergrundes

tung [Yoon 89, Haar 91]. Es gilt daher, eine möglichst kleine Inkompatibilität der thermischen Parametern von Untergrundbeton und dem Beschichtungswerkstoff anzustreben. Die Temperaturen vom Betonuntergrund und der unmittelbar überlagernden Luftschicht müssen während des Aufbringens und im angemessenen Zeitraum danach in dem für das jeweilig gewählte Instandsetzungs- und Schutzsystem festgelegten Bereich von näherungsweise + 10 und + 25 °C liegen.

2.5 Anforderungen an die Beschichtung

2.5.1 Allgemeine Bemerkungen

Im Folgenden werden nur spezifisch jene Anforderungen der Beschichtungen behandelt, die einen direkten Einfluss auf das Verbundsystem ausüben. Daneben gibt es eine Reihe von anderen Ansprüchen, denen ein solcher Werkstoff zu genügen hat. Neben baupraktischen Eigenschaften sollte der neu aufgetragene Mörtel oder Beton vor allem im Bereich der Dauerhaftigkeit nicht nur als Ersatz, sondern vielmehr als Verbesserung des ursprünglichen Zustandes gedacht sein. Die Anforderungen bezüglich der Gebrauchstauglichkeit und der Dauerhaftigkeit an eine neue aufzutragende Beschichtung sind sehr zahlreich und noch nicht bis ins letzte Detail erforscht. In den letzten Jahren wurden immer wieder spezielle Mörtel oder Betone entwickelt, die den neuen, erhöhten Anforderungen gerecht werden sollen. Nebst verschiedensten, anorganisch oder organischen Bindemitteln, Zuschlägen und Faserverstärkungen, wurde vor allem im Bereich der chemischen Zusatzmittel viel experimentiert. Es ist klar, dass die Materialeigenschaften zementgebundener Beschichtungen in einem sehr weiten Bereich liegen können. Je nach genauer Zusammensetzung, Verarbeitung und Nachbehandlungen sind die mechanischen, hygrischen und thermischen Kenngrößen unterschiedlich. Gleichzeitig liegt in dieser Tatsache der grosse Vorteil für den planenden Ingenieur. Während die Eigenschaften des Untergrundbetons gegeben sind, kann die neue Beschichtung entsprechend die besonderen Gegebenheiten angepasst und bemessen werden. Die Folge davon ist, dass eine grosse Palette von Zusammensetzungen für die Beschichtung zum Einsatz kommen kann. Deshalb kann an dieser Stelle nur sehr allgemein auf solche Baustoffe und ihre Eigenschaften eingegangen werden.

2.5.2 Unterschiedliche Zusammensetzungen der Beschichtungen

Rein zementgebundene Beschichtungen (CC) werden vor allem bei grossflächigen Instandsetzungen eingesetzt. Dabei unterscheiden sich die Beschichtungen in ihrer Zusammensetzung sowie ihrer Auftragstechnik. Bei grossen horizontalen Flächen kann die neue Beschichtung mit speziellen Fertigmörteln aufgebracht werden. Der Einsatz von Spritzbeton oder Spritzmörtel empfiehlt sich zur Herstellung einer ausreichenden Betonüberdeckung, zur Instandsetzung bei grossflächigen Betonabplatzungen und zur Verstärkung von Betonteilquerschnitten [Haar 91]. Eine Erhöhung der Duktilitätseigenschaften kann durch den Zusatz von Stahlfasern oder alkalibeständigen Glas- und Kunststofffasern erreicht werden. Die Fähigkeit sich möglichst exakt der Oberflächenstruktur des Untergrundes anzupassen, ist für eine Beschichtung wichtig. Je besser dieser Formschluss gelingt, desto grösser wird die effektive Verbundfläche und somit auch das Verbundvermögen. Der Viskosität der neuen Beschichtung kommt dabei eine entscheidende Bedeutung zu [Ruth 93]. In einem vergleichbaren Zusammenhang mit der Viskosität ist auch die Intensität der Verdichtung des Instandsetzungs- und Schutzmörtels zu sehen. Umso steifer sich der einzubringende Mörtel verhält, umso mehr Verdichtungsarbeit muss für das gleiche Haftvermögen geleistet werden. Um die nötige Verarbeitbarkeit bei tiefen W/Z-Werten zu gewährleisten, werden Verflüssiger eingesetzt.

Beim kunststoffmodifizierten Beton (PCC) entsteht eine gemeinsame Wirkung von beiden Bindemitteln, Zement und Kunststoff. Es handelt sich hier um einen partiellen Bindemittelaustausch des anorganischen Zementes, durch ein organisches, den Kunststoff.

Dabei wird der Kunststoffgehalt meist im Vergleich zum Zementgehalt angegeben; der K/Z-Wert. Die Kunststoffe bilden während dem Abbindungsprozess ein mehr oder weniger zusammenhängendes Mikrogerüst innerhalb des Zementsteines, welches sich bei einem Polymergehalt ab ca. 6% durchgehend entwickelt. Dabei wirkt sich der Anteil des Kunststoffs, als auch dessen Art der Einlagerung in das Zementgefüge, wesentlich auf die mechanischen Eigenschaften des Mörtels aus [Fran 86].

Reine kunststoffgebundene Mörtel oder Betone (PC) werden bei Anforderungen wie hohe Frühfestigkeit oder hoher mechanischer Widerstand eingesetzt. Beim Einsatz von diesen Werkstoffen muss aber die Wirtschaftlichkeit des Instandsetzungs- und Schutzsystemkonzeptes überprüft werden, da sie wesentlich teurer sind als reine zementgebundene oder kunststoffmodifizierte Beschichtungen.

2.5.3 Mechanische Kenngrößen und Anforderungen der Beschichtung

Baustoffe von Instandsetzungs- und Schutzsystemen sollten nicht erneute Risse oder Delaminationen zeigen. Dazu gehört auch, dass sie frei von Rissen bleiben. Deshalb müssen sie sowohl gute elastische als auch viskoelastische Verformungseigenschaften aufweisen. Die Werkstoffkenngröße für die elastische Verformung ist der E-Modul. Mit sinkendem E-Modul kann der Instandsetzungsmörtel grössere elastische Verformungen rissfrei ertragen [Grüb 86, Witt 99]. Rein zementgebundene Mörtel haben ein spröderes Bruchverhalten als solche mit Beimengungen von Kunststoffdispersionen. Der E-Modul sinkt mit höherem Kunststoffgehalt, wie in der Abbildung 2.9 zu sehen ist [Fran 86, Haar 91, Scho 91]. Die Absenkung des E-Moduls ist auf den sehr niedrigen E-Modul der Kunststoffpartikel zurückzuführen. Allerdings verändert eine geringe Zugabe von Polymerfasern den E-Modul der Beschichtung praktisch nicht [Schr 86].

Neben dem E-Modul wird auch die Zug- und Druckbruchdehnung mit einer Kunststoffzugabe verändert. Die Zugbruchdehnung ist besonders wichtig für die Beurteilung der Reissneigung bei Zwängungen in der neuen Schicht. Kunststoffmodifizierte Mörtel oder Betone können eine wesentlich höhere Zugbruchdehnung als vergleichbare Mörtel ohne polymeren Zusatz haben. Dies bedingt, dass solche Instandsetzungsmörtel grössere Verformungen ohne Bildung von Rissen aufnehmen können. Bei der Druckbruchverformung verhält es sich in etwa ähnlich. Auch in diesem Fall nimmt das Dehnvermögen mit zunehmendem Kunststoffgehalt bis zum Bruch zu, jedoch in einem geringeren Mass als beim Zugversuch [Scho 86].

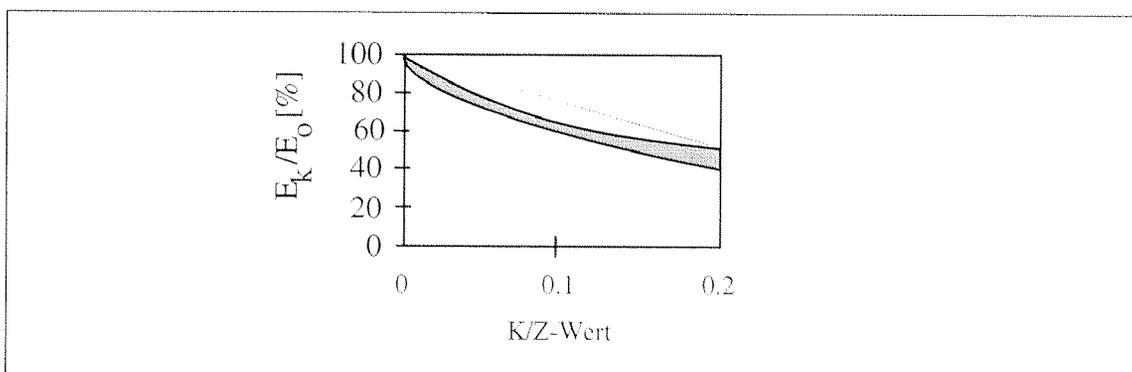


Abb. 2.9: E-Modul der Beschichtungen in Abhängigkeit vom Kunststoffgehalt [Fran 86, Haar 91, Scho 91]

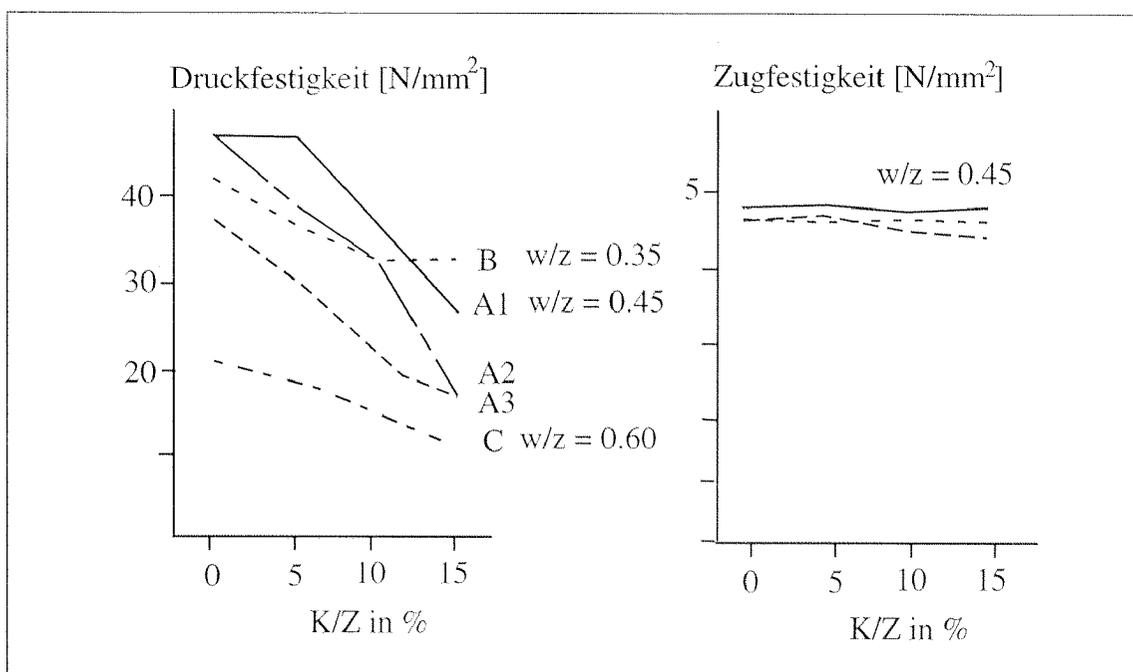


Abb. 2.10: Veränderung von Druck- und Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom Kunststoffgehalt

Bei einer Beschichtung wird eine hohe Zugfestigkeit verlangt [Haar 91, Hils 94, Witt 94]. Die Eigen- und Zwängungsspannungen aus der Unverträglichkeit der unterschiedlichen Werkstoffe müssen von der Beschichtung ohne Rissbildung aufgenommen werden können. Die Zugfestigkeit bei einem rein zementgebundenen Mörtel oder Beton ist vom W/Z-Wert abhängig; aber auch noch von der Grösse und Form der Zuschlagskörner. Daneben hat der im Bauteilinnern herrschende Eigenspannungszustand und die Bauteilgrösse einen reduzierenden Charakter auf die zentrische Zugfestigkeit [Trun 99]. Die Zugabe von Kunststoffen bei einem PCC hat beinahe keinen Einfluss auf die Zugfestigkeit, wie in der Abbildung 2.10 dargestellt ist [Haar 91]. Die Zugfestigkeit steigt mit zunehmendem Kunststoffgehalt lediglich in Relation zur absinkenden Druckfestigkeit an.

Allgemein kann die Biegezugfestigkeit von rein zementgebundenen oder kunststoffmodifizierten Werkstoffen durch die Zugabe von Polymer- oder Stahlfasern wesentlich gesteigert werden. Zhu stellte eine Reduktion der Schwindrissneigung bei faserverstärkten Mörteln fest [Zhu 93]. Zu diesem Schluss gelangte ebenfalls M. Schröder in seinen Untersuchungen [Schr 86].

Die Druckfestigkeit spielt im Instandsetzungs- und Schutzsystem eine eher untergeordneter Rolle. Der Zuschlag, der Hydratationsgrad und der W/Z-Wert haben den grössten Einfluss auf die Druckfestigkeit rein zementgebundener Mörtel oder Betone [Kren 80]. Dabei lässt sich neben der Zuschlagsqualität vor allem der W/Z-Wert steuern: Je höher der W/Z-Wert eines zementgebundenen Werkstoff zu liegen kommt, desto grösser ist die bei der Hydratation entstehende Porosität und desto geringer seine Druckfestigkeit. Bei kunststoffmodifizierten Mörteln oder Betonen (PCC) ist die Druckfestigkeit ebenfalls vom Porengehalt der Matrix und der Eigenschaften des Zuschlags abhängig. Mit zunehmendem Kunststoffgehalt sinkt die Druckfestigkeit sukzessive ab. Dieses Verhalten lässt sich dadurch erklären, dass durch die Zugabe eines Kunststoffzusatzes noch zusätzlich

zu den durch die Zementhydratation entstandene Porosität, polymergefüllte Poren entstehen. Da der im Gefüge eingelagerte Kunststoff im Vergleich zum Zementstein einen wesentlich geringeren E-Modul besitzt, verhält er sich fast genau so wie Luftporen. Dieser Effekt ist in etwa mit einem hohen W/Z-Wert eines rein zementgebundenen Mörtels oder Betons vergleichbar [Scho 86].

Die spezifische Bruchenergie G_f ist eine Werkstoffkenngrösse, die die Duktilität eines Werkstoffes beschreibt. Je höher die spezifische Bruchenergie, desto mehr Energie kann der Werkstoff bis zu seinem Versagen aufnehmen. Aus dieser Tatsache lässt sich schliessen, dass sich eine hohe Bruchenergie einer neuen Beschichtung sich positiv auf das Verbundvermögen auswirkt. Dieser Sachverhalt wurde durch Untersuchungen bestätigt [Mart 96, Mart 97]. Vor allem verhindert ein duktileres Werkstoffverhalten das Ausbilden durchgehender Risse. Wie bereits angesprochen, haben polymermodifizierte Mörtel eine höhere Zugbruchdehnung. Dies lässt sich auch auf die Bruchenergie übertragen. Werkstoffe mit Kunststoffzusätzen können demnach höhere Eigenspannungen rissefrei ertragen. Mit der Zugabe von polymeren Fasern kann die Zähigkeit und damit die Bruchenergie zusätzlich noch erheblich gesteigert werden [Mart 96].

Die Kriechverformungen bzw. die Relaxation des Reparaturmörtels wirkt sich entlastend auf die Spannungen im Verbundsystem aus [Haar 91, Mart 98, Scho 86]. Es ist allerdings zu bedenken, dass lediglich Eigen- und Zwängspannungen aus Langzeitverformungen durch das Kriechen bzw. Relaxieren abgebaut werden können. Bei kurzzeitiger Beanspruchung, beispielsweise bei einer schnellen thermischen Änderung des Gradienten, steht der positiven Wirkung des Kriechens nicht genügend Zeit zur Verfügung [Scho 86].

Kriechverformung und Relaxation hydraulischer Werkstoffe werden von betontechnologischen Parametern und äusseren Randbedingungen wie Temperatur, relative Luftfeuchte usw. beeinflusst. Das Kriechen eines Mörtels ist bei sonst gleichen Bedingungen umso grösser, je grösser das Zementsteinvolumen und je höher der W/Z-Wert ist. Die Zementart selber beeinflusst die Kriechverformung durch ihre Erhärtungsgeschwindigkeit. Langsam erhärtende Zemente führen insbesondere im jungen Alter bei gleicher Spannung zu grösseren Kriechverformungen als schnell erhärtende Zemente. Je jünger der Mörtel bei Belastungsbeginn, d.h. je geringer sein Hydrationsgrad, desto grösser ist bei sonst gleicher Spannung die Kriechverformung bzw. desto stärker werden die Spannungen durch Relaxation abgebaut [Kren 80]. Kunststoffmodifizierte Mörtel oder Betone besitzen ein grösseres Kriechverhalten als solche ohne polymere Zusätze [Scho 86].

2.5.4 Physikalische Eigenschaften der Beschichtung

Rein zementgebundene Werkstoffe sind Mehrphasensysteme mit den Hauptkomponenten, Matrix und Füller. Die Matrix wird dabei aus dem Zementstein gebildet. Wesentlich für die Eigenschaften des erhärteten Werkstoffes ist das Kapillarporensystem der Zementsteinmatrix. Diese Poren entstehen aus dem überschüssigen Wasser der Hydratation und dem chemischen Schwinden. Dadurch ergibt ein tieferer W/Z-Wert auch eine kleine Porosität [Haar 91]. Durch die Zugabe eines Kunststoffzusatzes entstehen zu den durch die Zementhydratation entstandene Porosität, polymergefüllte Poren. Der im Gefüge eingelagerte Kunststoff besitzt im Vergleich zum Zementstein einen wesentlich geringeren E-Modul, so dass er luftporenähnliches Verhalten im Mörtel oder Beton hat.

Das Schwinden der Beschichtung ruft einen Spannungszustand im Verbundsystem hervor. Daher ist bei einer neuen Beschichtung ein möglichst geringes Schwindmass anzustreben. Es erfolgt durch äussere und innere Austrocknung. Direkt nach dem Auftragen der Beschichtung verdunstet das Wasser an dessen Oberfläche. Da die meisten Beschichtungen einen hohen Zement- und Mehlkorngelbalt haben, sind diese besonders stark vom Früh- bzw Kapillarschwinden betroffen. Gewisse Kunststoffzusätze in Reparaturmörteln besitzen eine wasserrückhaltende Wirkung, was diesen Effekt des kapillaren Schwindens etwas abschwächen kann [Scho 86].

Zur Reduktion des Schwindens werden heute einerseits eine sorgfältige Nachbehandlung zur Vermeidung von Frühschwinden an der Oberfläche, andererseits eine Zugabe von Zusatzmittel eingesetzt. Die Wirkung der Zusatzmittel kann auf einer Kompensation der schwindbedingten Kontraktion durch einen expandierenden Agenten beruhen. Anfangs der 70 Jahre wurde diese Variante entwickelt: Der schwindkompensierte Mörtel [Cife 94]. Man gibt dem Mörtel ein Quellmittel bei, das die Schwindverformungen genau kompensieren soll. Diese Strategie konnte sich wegen ausführungstechnischen und materialtechnologischen Gründen nicht durchsetzen. Durch den Einsatz von Hochleistungsverflüssiger kann die Wassermenge pro Kubikmeter auf ein Minimum reduziert werden. Die so erzielte Reduktion des W/Z-Wertes hat ein geringeres Schwinden zur Folge [Shah 92]. Ein neuer Weg der Schwindreduktion durch den Einsatz von Schwindreduktionsmittel beruht auf einer einfachen Reduktion der Schwindverformung durch Veränderung der Kräfteverhältnisse im Porensystem, so dass die Anziehung unter den Teilchen geschwächt wird. Zusätzlich wird die Hydratation des freien Wassers mit dem Klinkermineral C_3A gehemmt. Bei Untersuchungen bezüglich des Schwindbeitrages der Zementklinkerkomponenten hat sich herausgestellt, dass das Klinkermineral C_3A die grösste Schwindneigung besitzt [Kren 80, Trau 99]. Eine andere Möglichkeit der Reduzierung des Schwindens im Beton ist die Verwendung alkaliarmer Zemente. Der Vorteil der Benutzung dieser Zemente liegt darin, dass andere, für die Dauerhaftigkeit wichtige Eigenschaften nicht beeinträchtigt werden [Jawe 78].

Neben einer gewissen wasserrückhaltenden Wirkung, ist der Einfluss einer Kunststoffbeigabe auf das hygrische Verhalten sehr unterschiedlich. Je nach Kunststoffdispersion und -gehalt kann es zu einem verlängerten Schwindverlauf kommen [Hube 85]. Versuche zeigten zum Teil eine anfänglich schwächer ansteigende Schwindverformung bei polymermodifizierten Mörteln als bei vergleichbaren ohne Kunststoffzusätzen. Dies steht vermutlich im Zusammenhang mit dem erhöhtem Wasserrückhaltevermögen vieler kunststoffmodifizierten Mörtel oder Betone [Scho 86]. Der Feuchtigkeitsaustausch mit der Umgebung verläuft natürlich auch in umgekehrter Richtung mit steigendem Polymeranteil zu Beginn langsamer. Dies hat vor allem den Vorteil, dass im Wasser gelöste, betonaggressive Stoffe viel weniger schnell und weit in das Gefüge eindringen können. Polymerzugabe erhöht also die Dichtigkeit des Mörtelgefüges [Fran 94]. Zudem steigert eine Zugabe von polymeren Fasern noch zusätzlich die Wasserundichtigkeit [Zhu 93].

Ein abrupter Temperaturwechsel an der Aussenhaut der Beschichtung führt zunächst hauptsächlich zu Eigenspannungen in der Beschichtung selber. Die Spannungen sind dabei von der Wärmedehnzahl, dem Temperaturgradienten und demnach auch von der Wärmeleitfähigkeit des Materials abhängig [Mart 98]. Dauert der Temperaturwechsel an, so baut sich allmählich eine Zwangsbelastung aus behinderter Längsdehnung auf. Die dabei entstehenden Zwängungsspannungen in der Verbundebene sind vor allem von der

Grösse des Wärmeausdehnkoeffizienten α_T der Beschichtung und von seiner Differenz zu derjenigen des Untergrundbetons abhängig. Mit steigender Differenz der Wärmeausdehnkoeffizienten α_T und sinkender Beschichtungsdicke nehmen die Verbundspannungen zu [Yoon 89].

Über das Temperaturverhalten von rein zementgebundenen und kunststoffmodifizierten Werkstoffen lassen sich einige grundsätzliche Aussagen allein aufgrund bekannter beton-technologischer Gegebenheiten machen. Der Dehnungskoeffizient des reinen Zementsteins variiert zwischen $8 - 20 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$. Zusammen mit den Zuschlägen stellt sich für einen herkömmlichen Beton ein Wärmeausdehnkoeffizienten α_T von ungefähr $12 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ ein. In Anbetracht des kleinen Volumenanteils von Kunststoff im Vergleich zu Zement und Zuschlägen - ein K/Z = 0.15 entspricht nur etwa 4%-Vol. des gesamten Mörtels - wird die Temperaturdehnung vorrangig von den entsprechenden Eigenschaften der Mörtelkomponenten Zuschlag, Zement und Feuchtigkeitsgehalt bestimmt [Scho 86].

2.6 Anforderungen an die grenzflächennahe Zone

2.6.1 Haftmechanismen

Die Haftung zweier artfremder oder artgleicher Stoffphasen wird durch die Ausbildung adhäsiver Kräfte gegeben. Diese adhäsive Kräfte können wie folgt unterteilt werden [Fieb 87, Bije 94]:

- Chemische Reaktionen
- Physikalische Effekte
- Mechanische Verzahnungseffekte

Die chemischen Reaktionen spielen sich zwischen den einzelnen Bestandteilen der Materialien ab. Dabei werden die Moleküle, abhängig von den verwendeten Werkstoffen, ionische, kovalente oder metallische Verbindungen eingehen. Die Verteilung der unterschiedlichen Verbindungen sowie die Distanz zwischen den einzelnen geladenen Teilchen beeinflussen die Güte der Haftung.

Die physikalische Effekte beruhen vor allem auf einer thermodynamischen Betrachtung sowie einer Interpretation als intermolekulare Kräfte. Der Zusammenhang zwischen Haftung und der Thermodynamik geht auf Untersuchungen von Zisman, Fowkes und Good zurück. Dabei konnte die Existenz einer materialspezifischen Oberflächenenergie festgestellt werden. Diese Energie beschreibt das Potential des Werkstoffes einen mit ihm in Kontakt stehenden Material Moleküle zu entreissen [Zism 63]. Die Stärke der Haftung hängt im wesentlichen von den Oberflächenenergien der zu verbindenden Materialien ab [Fieb 94]. Die Haftung infolge intermolekularer Kräfte ist auf die Van-der-Waals-Kräfte zurückzuführen. Diese Kräfte beeinflussen die Haftung durch die Bildung von sich anziehenden oder abstossenden elektrostatischen Feldern.

Mechanische Verzahnungseffekte werden massgeblich durch die Unebenheit der zu beschichtenden Oberfläche erzeugt. Eine Einteilung der Oberflächenstruktur befindet sich in der Abbildung 2.11. Die Grösse der Verzahnungseffekte ist von der wahren Oberfläche unter Berücksichtigung der Summe von Poren und Vertiefungen abhängig. Als Grundidee für die mechanische Verzahnung geht man von der Druckknopf-Theorie aus, welche besagt, dass mit zunehmendem Feinanteil der Beschichtung mehr Poren im Untergrund gefüllt werden können [Ried 66]. Die bisherigen Untersuchungen von Fiebrich und Bijen haben gezeigt, dass die mechanische Verzahnung der mikroskopischen Rauigkeiten nicht ausreichen, um die beobachteten Adhäsionsfestigkeiten zu erklären [Fieb 94]. Daraus lässt sich schliessen, dass gesteinsoberflächenspezifische Topografien die besagten Festigkeiten erhöhen. Diese submikroskopischen Verzahnungseffekte liegen in der Grös-

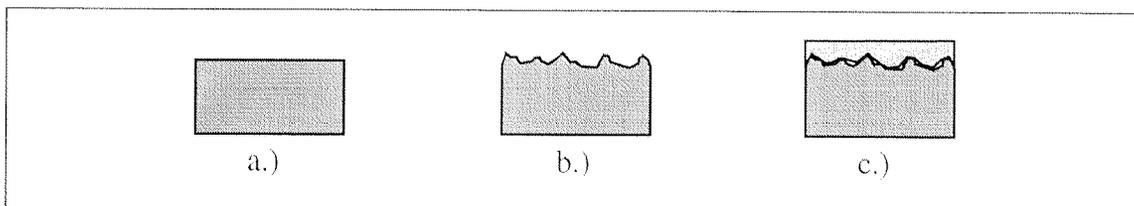


Abb. 2.11: Schematische Darstellung der geometrischen a.), der wahren b.) und der effektiven c.) im Kontaktbereich

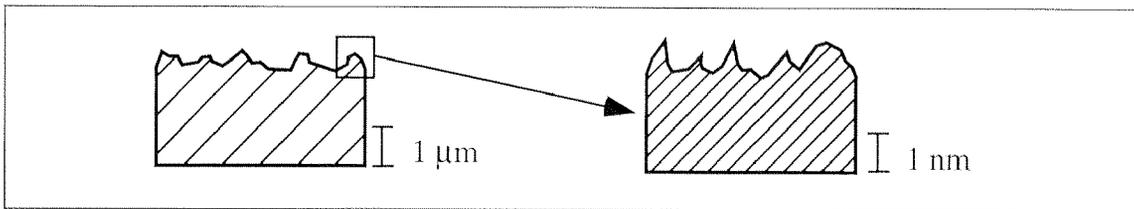


Abb. 2.12: Unebenheiten im mikroskopischen und submikroskopischen Bereich

senordnung von Nanometern, während die Mikroskopischen im Mikrometerbereich liegen. Ein Darstellung der mikroskopischen und submikroskopischen Unebenheiten ist in der Abbildung 2.12 gegeben.

Eine eindeutige Zuordnung der unterschiedlichen Haftmechanismen für die Adhäsionskräfte in der grenzflächennahen Zone kann bis zum jetzigen Zeitpunkt nicht gegeben werden. Der gegenwertige Wissenstand für technische Anwendungen reicht aber aus, um als massgebende Parameter für die Haftung einerseits die Untergrundoberflächenbeschaffenheit und andererseits die Werkstoffeigenschaften der aufzubringenden Beschichtung anzugeben [Fieb 94].

2.6.2 Mechanische Anforderungen an die grenzflächennahe Zone

In der Literatur werden häufig die folgenden Werkstoffkenngrößen für die Beschreibung des Verhaltens der grenzflächennahe Zone angegeben:

- Haftzugfestigkeit
- Schubfestigkeit
- Festigkeit unter mehrachsialer Beanspruchung

Für die Dauerhaftigkeit einer Instandsetzungs- und Schutzmassnahme ist die Haftzugfestigkeit zwischen der neuen Beschichtung und der Untergrundbetonschicht entscheidend. Für die Bestimmung dieser massgebenden Kenngrößen wurde der Haftzugversuch entwickelt und in Normen und Richtlinien aufgenommen [SIA 97, ZTV 90, DAfS 92, Hils 81, Menn 92, Haar 91]. Dabei werden in grösseren Verbundprobekörpern Prüfkörper freigebohrt und mit einem hydraulischen Abziehgerät zentrisch gezogen. Die Steuerregelung des Gerätes erfolgt kraftgesteuert. Laut Haardt ist dieser Versuch zur Beurteilung der Verbundfestigkeit von Instandsetzungs- und Schutzsystemen nur bedingt geeignet. Falls die Zugfestigkeit in der grenzflächennahen Zone höher ist als diejenige der neuen Beschichtung oder des Untergrundbetons, wird der Bruch nicht in der Verbundzone erfolgen. Dementsprechend erhält man nur eine qualitative Aussage über die Festigkeit in der grenzflächennahen Zone.

Bruchzähigkeit und Duktilität der grenzflächennahen Zone werden eher selten untersucht. In unterschiedlichen Untersuchungen über die Kontaktzone Zementstein-Zuschlag hat man herausgefunden, dass das mechanische Verhalten von Beton vom Mikrogefüge der Kontaktzone Zementstein-Zuschlag beeinflusst wird [Maso 96, Mind 88, Strubel 88]. Hillemeier hat mit Hilfe einer Keil-Kugellager-Belastungsvorrichtung den Widerstand des Verbundes mit CT-Proben untersucht [Hill 76]. Seine Untersuchungen über die Kontaktzone Zementstein-Zuschlag zeigten, dass es mit Hilfe der Bruchmechanik möglich ist, das Versagen dieser Kontaktzone realistisch zu beschreiben. Desweiteren konnte er feststellen, dass die Festigkeit in der Kontaktzone Zementstein-Zuschlag derjenigen des

Zementsteins entsprach. Jedoch ist die Bruchzähigkeit der grenzflächennahen Zone geringer als diejenige des Zementsteines. Eine Analogie zwischen dem Verhalten der Kontaktzone Zementstein-Zuschlag und dem der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes kann gezogen werden, da die Verbundzone des Beschichtungssystems eine hohe Zahl an Kontaktzonen Zementstein-Zuschlag besitzt.

Mehraxiale Beanspruchungen werden durch unterschiedliche Schub-Druck-Versuche ermittelt. Auch hier liegt der Schwerpunkt bei der Bestimmung der Festigkeiten und nicht bei dem Verformungsvermögen grenzflächennaher Zonen eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes. Aus den Ergebnissen bisheriger Untersuchungen kann davon ausgegangen werden, dass der Aufbau und die Zusammensetzung der neu aufzutragenden Beschichtung, die zeitlichen und klimatischen Randbedingungen, in welchem sich das System befindet, und das Gefüge und der Feuchtigkeit der Untergrundbetonoberfläche wichtige Faktoren der Haftung zementgebundener Beschichtungen auf einem Untergrundbeton sind [Hils 81, Clel 86, Nadi 86, Wall 88].

2.6.3 Haftbrücken

Zwischen zementgebundener Reparaturschicht und vorbereitetem Unterbeton kann eine Haftbrücke mit dem Ziel der Verbesserung des Verbunds vorgesehen werden. Eingesetzt werden rein zementgebundene, kunststoffmodifizierte zementgebundene und rein kunststoffgebundene Systeme [Haar 91]. Die Haftbrücke hat nicht nur die Funktion der Verbesserung des Verbundes zwischen dem Betonuntergrund und der neuen Beschichtung, sondern dient auch als Feuchtigkeitsaustauschbarriere zwischen den beiden besagten Schichten. Ein Absaugen des Anmachwassers der neuen Beschichtung wird dadurch verhindert, dass die Haftbrücke teilweise in das poröse Gefüge des Betonuntergrundes eingedrungen ist.

Zementgebundene Haftbrücken sind beispielsweise Mörtel aus gleichen Teilen Zement und Sand der Körnung 0/2 mm, die entweder nur mit Wasser oder, wie die meisten vorkonfektionierten Produkte, mit einer Mischung aus Wasser und dispergierten Kunststoffen zu einer dickflüssigen Schlämme angemacht werden. Bei Haftbrücken mit Kunststoffdispersion empfiehlt sich ein Voranstrich des Untergrundes mit Dispersion oder einem Dispersions-Wasser-Gemisch nach Empfehlung des Herstellers. Darauf wird die Haftbrücke aufgebracht. Für die Wirksamkeit zementgebundener Haftbrücken ist es wichtig, das Material intensiv in den Betonuntergrund einzubürsten. Der Frischbeton muss nun auf die noch frische Haftbrücke aufgebracht werden [Albr 67, Hils 81]. Diverse Untersuchungen haben gezeigt, dass rein zementgebundene Haftbrücken die höheren Haftzugfestigkeiten ergeben [Grüb 86, Stut 92].

Haftbrücken aus lösemittelfreiem Epoxidharz kommen generell bei Reparaturen mit Kunstharzmörteln zur Anwendung, können aber auch in Sonderfällen unter zementgebundenen Reparaturprodukten eingesetzt werden [BdDZ 92]. Bei Epoxidharz-Haftbrücken muss die gesäuberte Unterbetonoberfläche möglichst trocken sein, da wassergefüllte Oberflächenporen das Eindringen des Harzes in die Poren verhindern. Darauf kann die Haftbrücke mit einer Bürste, Rolle, Zahnspachtel, Traufel oder einer Zweikomponenten-Spritzanlage aufgebracht werden. Es ist darauf zu achten, dass die einzelnen Arbeitsabschnitte nicht zu gross gewählt werden, da der Frischbeton während der Topfzeit des Harzes eingebaut werden muss. Einen wesentlichen Einfluss auf Erhärtungszeit und Verarbeitbarkeit hat dabei die Aussentemperatur, die deshalb bei Verwendung von Harzen

unbedingt berücksichtigt werden muss. Ebenfalls wichtig ist die Feuchtigkeit, welche haftvermindernd wirkt. Daher sollen bei Regen oder sehr feuchter Witterung Epoxidharze nicht als Haftbrücken verwendet werden. Einbau und Nachbehandlung des Frischbetons werden wie bei zementgebundenen Haftbrücken durchgeführt [Hils 81]. Der Auftrag der Beschichtung muss erfolgt sein, bevor die Haftbrücke erhärtet ist, was eine Verarbeitung "nass in nass" bedingt. Andernfalls besteht die Gefahr, dass die Haftbrücke zur Trennschicht wird. Kann der Mörtelauftrag auf einer Epoxidharz-Haftbrücke nicht innerhalb deren klebriger Phase zu Ende geführt werden, so ist der spätere Haftverbund durch Einstreuen von feuergetrocknetem Quarzsand sicherzustellen [BdDZ 92].

2.6.4 Oberflächenbeschaffenheit und Aufräumen des Betonuntergrundes

Die Beschaffenheit der Oberfläche richtet sich nach der Methode des Betonabtrags. In der Baupraxis kommen unterschiedliche Verfahren zur Anwendung. Das Ziel jeder Behandlung sollte jedoch sein, die Oberfläche für einen guten Verbund genügend aufzuräumen, sowie von artfremden Stoffen und losem Material zu befreien. Beim Hochdruckwasserstrahlen wird ein Wasserstrahl mit einem Druck von bis zu 2500 bar auf die zu bearbeitende Betonoberfläche gerichtet. Dabei wird die Zementmatrix durch die Wucht des Wasserstrahles zerstört und die Zuschläge herausgetrennt. Die Abtragsleistung und die damit erzielte Rauigkeit ist vom Wasserdurchsatz, der Düse und deren Abstand zur Oberfläche, sowie der Vorschubgeschwindigkeit abhängig [AmtK 93].

Das 'Hydrojetting' hat jedoch neben baupraktischen Nachteilen auch noch gewisse Eigenschaften, die den späteren Verbund mit einer zementgebundenen Beschichtung negativ beeinflussen können. Im Besonderen hat sich gezeigt, dass eine Feinrauigkeit wie beim Sandstrahlen nicht erreicht werden kann, da die freigelegten, groben Zuschlagskörner durch das Verfahren kaum oder überhaupt nicht aufgeraut werden. Ebenfalls besteht die Gefahr, dass es zu einer gewissen Auflockerung der oberflächennahen Untergrundbetonschicht führen kann. Diese hätte eine Abminderung der Haftzugfestigkeit des Betonuntergrundes zur Folge [AmtS 93]. Mit dieser hochdruckwasserstrahlbedingten, schwächenden Wirkung der Betonoberfläche versuchte auch Menn seine Versuchsergebnisse zu interpretieren [Menn 92]. Dabei führte er die ähnlichen Verbundfestigkeiten trotz unterschiedlich starker Aufräumung darauf zurück, dass bei intensivem Aufräumen des Untergrundbetons, Schädigungen des Gefüges die zu erwartende grössere Kohäsion teilweise wieder kompensieren können. R.R. Schulz sieht die Behandlung einer Betonoberfläche mit Hochdruckwasserstrahl als Ursache einer grösseren Streuung der Zugfestigkeiten, da einige Verbundstellen zwischen Zuschlagkorn und Zementmatrix dadurch bereits vorgeschädigt werden [Schu 84].

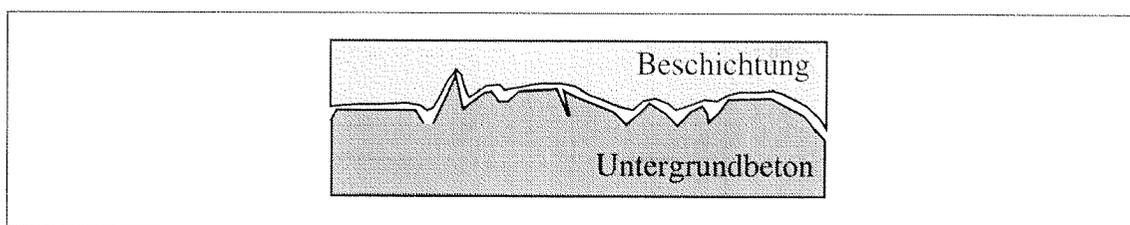


Abb. 2.13: Ungenügender Formschluss zwischen Beschichtung und Untergrund

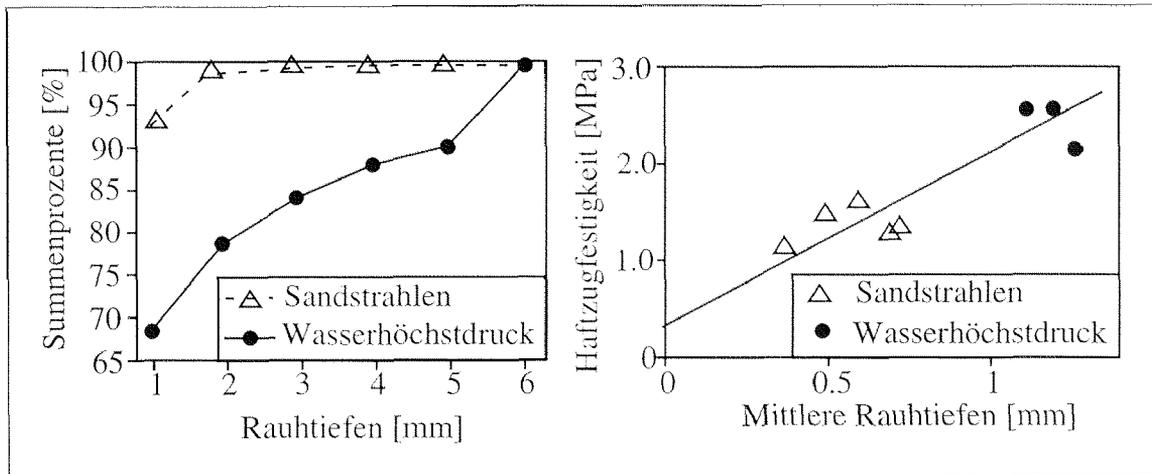


Abb. 2.14: Summenlinie der Rauhtiefen (links) und Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit der Verfahren (rechts) nach [Sato 96]

Eine Gegendarstellung dieser Oberflächenschädigung durch Höchstdruckwasserstrahlen gibt Rechsteiner an [Rech 95]. Er erkennt in dieser Betonaufrauhungsmethode den Vorteil, dass bereits vorgeschädigte Schwachstellen im Gefüge durch den Wasserstrahl beseitigt werden können. Wie aus Kapitel 2.3.1 hervorgeht, trägt die mechanische Verzahnung einen wesentlichen Teil zur Verbundhaftung bei. Wird eine Oberfläche aufgeraut, so vergrößert sich die spezifische Kontaktfläche. Ebenfalls wird eine Erhöhung der Tragfähigkeit eines Verbundes für beliebig gerichtete Lasten durch eine Verbesserung des Formschlusses der Kontaktzone der beiden Materialien bewirkt. Erfolgt ein optimaler Formschluss, so verteilt sich die ankommende Last auf die grösst mögliche Kontaktfläche der beiden Werkstoffe. Spannungspitzen und damit lokales Versagen können auf ein Minimum reduziert werden [Ruth 93]. Ein solcher optimaler Verbund bedingt einerseits eine bestimmte Rauheitsstruktur und andererseits besondere Eigenschaften der Beschichtung, die ein Ineinanderpassen der Kontaktflächen begünstigen.

Im Rahmen der Instandsetzungsarbeiten der Rollfelder des "New Tokyo International Airport Nesito" wurden unterschiedliche Versuchsreihen durchgeführt, um die Haftung einer zementgebundenen Beschichtung in Funktion der Oberflächenrauigkeit darzustellen [Sato 96]. Das Hauptinteresse dieser Untersuchungen galt vor allem den unterschiedlichen, aus der Baupraxis üblich angewendeten Aufrauhungsverfahren, wie beispielsweise dem Sand- bzw. Hochdruckwasserstrahlen. Es stellte sich heraus, dass eine möglichst gute Abstufung der Rauhtiefen den besten Haftzugverbund ergab. Eine solch ideale Verteilung wurde mit einer Kombination aus Sand- und Hochdruckwasserstrahlverfahren erzielt. Eine Summenkurve diesen unterschiedlich erzielten Oberflächentexturen ist in Abbildung 2.14 dargestellt.

Fiebrich bezeichnet sogar den Grad der Rauigkeit als den entscheidenden Faktor für die Stärke des Verbundes [Fieb 94]. Seine Untersuchungen mit drei unterschiedlich aufgerauten Oberflächen bestätigten schliesslich auch diese Hypothese: Je grösser der Rauigkeitsgrad, desto kleiner wurde die Wahrscheinlichkeit eines Adhäsionsversagens. Mit zunehmender Aufrauhung des Untergrundes werden die Zugfestigkeiten der beiden Verbundwerkstoffe immer entscheidender.

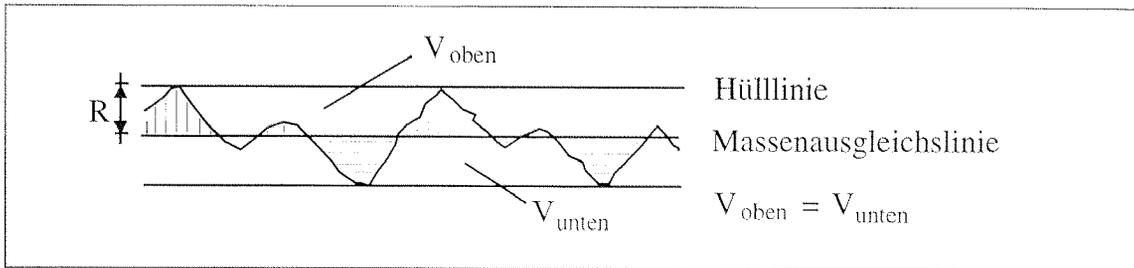


Abb. 2.15: Rauhtiefe nach Kaufmann [Kauf 71]

Die Grenzflächentopologie stellt neben den Materialeigenschaften des Untergrundes und der Beschichtung die wichtigste Einflussgröße zur Beschreibung der Eigenschaften von Grenzflächenbereichen dar. Es ist jedoch sehr schwierig die Oberflächenstruktur wirklichkeitsgetreu zu erfassen oder zu beschreiben. Das von Kaufmann vorgeschlagene Sandflächenverfahren wurde zunächst zur Messung und Beurteilung Beschaffenheit von Fahrbahnoberflächen entwickelt [Kauf 71]. Diese Messmethode wird in [DAfS 92, SIA 97, ZTV 90] als das Verfahren für die Bestimmung der Oberflächenrauigkeit von Beton angegeben. Dabei wird eine Menge von 14 g feinem Normsand - das entspricht einem Volumen V von 10 cm^3 - kegelförmig in die Mitte der Messfläche geschüttet und mit einer Hartholzscheibe, die einen Durchmesser von 50 mm hat, kreisförmig verteilt. Die Scheibe soll dabei ohne Druck auf den höchsten Punkt der Oberfläche gleiten. Der Durchmesser d des Kreises wird ausgemessen und die Rauhtiefe R mit der Gleichung (2.2) angegeben:

$$R = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot d^2} \quad (2.2)$$

Die Rauhtiefe R ist definiert als der Abstand zwischen der Hülllinie und der Massenausgleichsline, wie in der Abbildung 2.15 dargestellt. Dabei ist die Hülllinie die polygonale Linie, die die höchsten Punkte der Oberfläche berührt. Die Massenausgleichsline ist dadurch gekennzeichnet, dass die Summe der stoffgefüllten Volumina über ihr gleich der Summe der stofffreien Volumina unter ihr ist.

Eine sehr feingliedrige Verteilung der Oberflächenrauigkeit wird in einem FIP-Report [FIPC 82] vorgenommen. Man unterscheidet mit zunehmender Rauigkeit zwischen 10 unterschiedliche Klassen:

- I Glatte Oberflächen, die beim Betonieren gegen eine Stahl- oder Holzplattenschalung entstehen
- II Oberflächen, die durch Streichen mit einer Glattkelle fast so glatt sind wie unter I beschrieben
- III Oberflächen, die mit der Glattkelle behandelt wurden, jedoch so, dass kleine Unebenheiten verbleiben
- IV Oberflächen, die durch eine Gleitschalung oder durch Abziehen mit einem Rüttelbalken entstehen
- V Oberflächen von extrudierten Fertigteilen
- VI Oberflächen, die in der Abbindephase mit einer Bürste behandelt wurden

- VII Wie VI, jedoch mit noch mehr ausgeprägter Rauigkeit, erzeugt durch Bürste, Nagelrechen oder expandiertes Metall
- VIII Rüttelrauhe Oberflächen auf gut verdichtetem Beton, wobei Zuschlagkörner ausragen
- IX In der Abbindephase mit Wasser abgespritzte Oberflächen, mit ausragenden Zuschlagkörnern
- X Oberflächen mit überwiegend ausragenden Oberflächen

Nach den Bemessungsgrundlagen der FIP unterscheidet man zwischen zwei Hauptbemessungsklassen: Klasse 1, die Oberflächen die auf natürliche Weise bei der Herstellung von Fertigteilen entstehen (I-VI) und Klasse 2, absichtlich aufgerauhte Oberflächen, mit einer Rauigkeit, die grösser als die von Klasse 1 ist.

Eine andere Möglichkeit zur Bestimmung der Rauigkeit wird von Fiebrich beschrieben [Fieb 94]. Diese wurde aufgestellt für Betonoberflächen, welche mit einem Hochdruckwasserstrahl behandelt wurden und besteht aus drei unterschiedlichen Klassen:

- Rauigkeitsgrad A: = 10-15 % der groben Zuschläge sind sichtbar
- Rauigkeitsgrad B: = 30-40 % der groben Zuschläge sind sichtbar
- Rauigkeitsgrad C: = 60-80 % der groben Zuschläge sind sichtbar

Schäfer, Block und Drell haben sich intensiv mit der Bestimmung der Rauigkeit von Betonoberflächen auseinandergesetzt [Schä 96] und mit der maximalen Profilkuppenhöhe R_p eine neue Grösse zur Bestimmung der Rauigkeitstiefe eingeführt. Die maximale Profilkuppenhöhe R_p ist der Abstand des höchsten Punktes des Profils von der Mittellinie innerhalb der bezugsstrecke. Die Mittellinie ist dabei eine horizontale Linie, die innerhalb der Bezugsstrecke das Profil so durchschneidet, dass die Summe der Quadrate der Profilabweichungen von dieser Linie ein Minimum ist. Die maximale Profilkuppenhöhe R_p entspricht der durch das Sandflächenverfahren ermittelte Rauigkeitstiefe R nach Kaufmann [Kauf 71] und kann wie folgt berechnet werden:

$$R_p = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n y_i \cdot \Delta x_i \quad (2.3)$$

Mit Hilfe einer Lasermessung konnte R_p ermittelt und mit dem Sandflächenverfahren verglichen werden. Es hat sich gezeigt, dass die durch die Lasermessung bestimmten mittleren Rauigkeitstiefen tiefer waren als diejenigen, die mit dem Sandflächenmethode

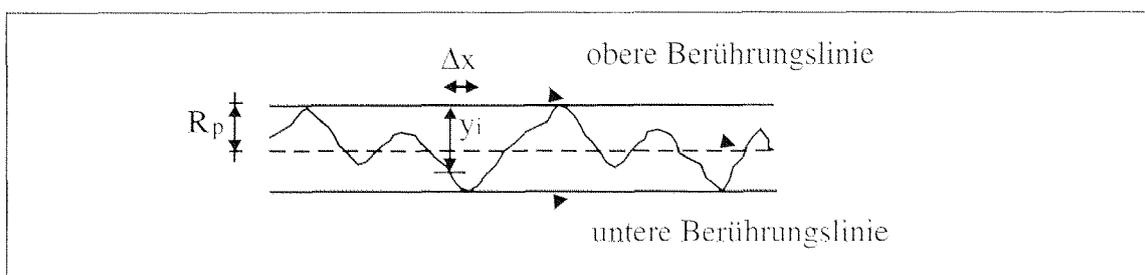


Abb. 2.16: Maximale Profilkuppenhöhe R_p nach [Schä 96]

ermittelt wurden. Der Unrechnungsfaktor von R zu R_p beträgt ungefähr 0.7. Jedoch wird auch bei dieser Rauigkeitsbestimmung die Abstufung der Rautiefen nicht erfasst.

2.6.5 Feuchtigkeitszustand und Vornässen des Betonuntergrundes

Für die praktische Anwendung wird zwischen drei unterschiedlichen Feuchtigkeitszuständen der Untergrundbetonfeuchte unterschieden [AmtK 93]. Als "Trocken" bezeichnet man eine frisch gebrochene oder aufgerauhte Oberfläche, die auch infolge kurzer Austrocknung nicht mehr augenscheinlich heller wird. Falls die Oberfläche ein mattfeuchtes Aussehen hat, aber dennoch keinen glänzenden Wasserfilm, so ist die Bezeichnung "Feucht" anzuwenden. "Nass" ist ein Betonuntergrund, wenn auch das Porensystem sichtbar gesättigt ist, aber trotzdem keinen tropfbaren Wasserfilm aufweist. Der Nachteil dieser Bezeichnung besteht darin, dass diese Feuchtigkeitszustände nicht quantifizierbar sind und dem Urteilsvermögen des jeweiligen Baustellenverantwortlichen unterliegen.

Experimentelle Untersuchungen bewiesen, dass die Feuchtigkeit des Untergrundes einen wesentlichen Einfluss auf das Haftvermögen von zementgebundenen Beschichtungen hat. In den meisten Untersuchungen wird einer feuchten Betonoberfläche ein besseres Haftvermögen bei zementgebundenen Instandsetzungs- und Schutzsystemen bescheinigt [AmtK 93, AmtS 93, Bije 94, Bles 90]. Allerdings darf dabei die Oberfläche weder zu nass noch zu trocken sein. Ist der Untergrund beispielsweise zu nass, so sind alle Poren im Oberflächenbereich bereits mit Wasser gefüllt und verhindern somit ein Eindringen der Zementpartikel des aufgetragenen Materials. Die Zementpartikel können also nicht in das Porengefüge des Betonuntergrundes hineinwachsen und die Verbundfestigkeit zwischen der neu aufgetragenen Schicht und dem Untergrund kann sich nicht viel entwickeln. Bei zu trockenen Oberflächen wird der zementhaltigen Beschichtung Feuchtigkeit für deren Hydratation in der Randzone entzogen, was schliesslich zu einer Reduktion der Festigkeit führt [Hils 81, Walr 90]. Die haftungsverbessernde Benetzung ist aber teilweise umstritten. Wall und Shrive [Wall 88] haben festgestellt, dass das Vornässen der Untergrundbetonoberfläche nur eine geringfügige Verbesserung der Haftung zur Folge hat. Für Sasse und Fiebrich [Sass 83] gilt die mechanische Haftung auf einem trockenen Untergrund als der ideale Fall, währenddessen eine feuchte Oberfläche als Auslöser für Risse dargestellt wird. Für das Aufbringen eines kunststoffgebundenen Reparaturwerkstoffes muss der Betonuntergrund möglichst trocken sein [Haar 91]. Da das Verhalten des Instandsetzungs- und Schutzsystem verbessert werden soll, muss der Einfluss des Feuchtigkeitszustandes genauer untersucht werden. Zunächst muss der Feuchtigkeitszustand eindeutig definiert werden, um seinen Einfluss auf das Haftvermögen zementgebundener Beschichtungen auf Betonuntergrund beschreiben zu können.

2.6.6 Auftrag der neuen Beschichtung

Bei der Übertragung von Kräften zwischen beiden Schichten spielen die Rauigkeit sowie der Feuchtigkeitszustand des Untergrundes eine wichtige Rolle. Es wäre jedoch falsch, bei der Bestimmung der Haftung der Beschichtung auf einer derartigen Kontaktfläche nur die Rauigkeit und den Feuchtigkeitszustand zu betrachten. Genauso wichtig ist die Oberflächenbehandlung des Untergrundbetons vor dem Auftragen der neuen Schicht. Bei Verschmutzung der Oberfläche konzentrieren sich Staub, Öl usw. in den lokalen Unebenheiten. Hierdurch besteht die Gefahr, dass die verbleibende Kraftübertra-

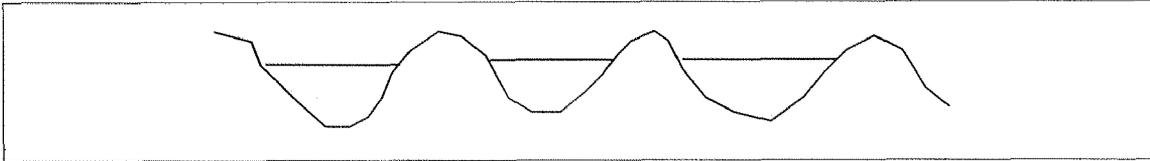


Abb. 2.17: Abnahme der Rauigkeit durch Verschmutzung

gung nicht mehr ausreicht um eine eventuell vorkommende Bewehrung ins Fließen zu bringen. Durch Verschmutzung der Oberfläche kann der Reibungswiderstand abnehmen, wie in der Abbildung 2.17 dargestellt ist [Walr 90].

Die Oberfläche des Untergrundbetons ist also so vorzubereiten, dass Reste alter Beschichtungen, Zementschlämme und schadhafte bzw. nicht ausreichend feste Betonteile mit geeigneten Verfahren wie dem Sandstrahlen oder dem Hochdruckwasserstrahlen abgetragen werden [Floh 94].

Zudem bestehen ausführungstechnische Anforderungen während der Instandsetzungsarbeiten an den Reinheitsgrad von der freigelegter Bewehrung und der Betonoberfläche. Ergeben Untersuchungen, dass diese Anforderungen nicht erfüllt sind, so ist der Betonuntergrund durch geeignete Verfahren vorzubereiten. Zur Reinigung von Betonoberflächen bei Auftrag einer neuen Beschichtung werden drei Verfahren angewandt:

- mechanische Reinigung
- thermische Reinigung
- chemische Reinigung

Bei der mechanischen Reinigung unterscheidet man zwischen der Reinigung von Hand mit Drahtbürste, Drahtbesen, mit wasserfestem Schleifpapier, usw., der maschinellen Reinigung mit Fräsen, mit rotierender Topfdrahtbürste, usw. und der Reinigung durch Strahlen mittels Sandstrahlen oder Hochdruckwasserstrahlen. Von der Verwendung einer Stahldrahtbürste wird bei Sichtbetonflächen abgeraten, da feinste Rückstände des Stahldrahtes auf der Sichtbetonoberfläche zu Rosterscheinungen führen können. Deshalb wird die Verwendung von Messingdrahtbürsten empfohlen.

Bei der thermischen Reinigung handelt es sich um Flammstrahlen, ähnlich dem autogenen Schweißverfahren mit Sauerstoff und Acetylen, unter Verwendung von Breitbrennern. Die Betonoberfläche muss schlagartig mit Eis abgekühlt werden. Bei richtiger Handhabung lockert sich durch intensive Temperatureinwirkung das Betongefüge in der obersten Zone und wird abgesprengt.

Bei der chemischen Reinigung werden hauptsächlich Säuren und Reinigungsmittel verwendet. Hier muss die zu reinigende Betonoberfläche vorgeätzt werden, damit das Gefüge des Betons so weit mit Wasser angefüllt ist, dass keine konzentrierte Säure durch kapillares Saugen ins Bauteilinnere gesogen werden kann. Genauso wichtig wie gründliches Vornässen des Betons ist nach der Behandlung der Betonoberfläche ein besonders gründliches Abwaschen und Abspülen aller Säurereste und Reinigungsmittel mit Wasser und ebenso gründliches mehrmaliges Nachspülen. Reste von Säuren, ausgenommen Phosphorsäure, können zum Rosten der Stahlbewehrung führen [Bisl 88].

Die Anforderungen an die chemischen Eigenschaften des Betonuntergrundes beziehen sich auf den Korrosionsschutz des Bewehrungsstahls. Bevor die neue Beschichtung auf-

getragen wird, muss der Korrosionsschutz unter Berücksichtigung der elektrochemischen Korrosionsvorgängen an der Stahloberfläche und der chemischen und physikalischen Zuständen und Vorgängen im Untergrundbeton so geplant werden, dass die Bewehrung vor erneuter Korrosion geschützt ist. Zum Wiederherstellen des Korrosionsschutzes können bei der Behandlung des Betonuntergrundes in Abhängigkeit des Ist-Zustandes unterschiedliche Strategien verfolgt werden. Üblicherweise wird der freigelegte Bewehrungsstahl entrostet. Anschliessend kann diese Oberfläche mit einer korrosionsbeständigen Kunststoffbeschichtung auf Epoxidharzbasis versehen werden um die Sauerstoffzufuhr zu unterbinden und die anodische Eisenauflösung zu stoppen. Diese Massnahme ist aber umstritten, da die Möglichkeit der Makroelementbildung mit den damit verbundenen Korrosionserscheinungen führen kann. Der Schutz gegen Korrosion wird sicher durch die Wiederherstellung des alkalischen Milieus mit Hilfe einer reinen zementgebundenen Beschichtung gewährleistet sein. In jedem Fall muss darauf geachtet werden, dass der schadstoffverseuchte Beton vom Bewehrungsstahl entfernt wird.

3. Theoretische Grundlagen

3.1 Einleitung

Aufgrund den Erläuterungen des vorherigen Kapitels unterliegt das Instandsetzungs- und Schutzsystem den folgenden Einwirkungen:

- Mechanische Beanspruchung
- Hygrische Gradienten
- Thermische Gradienten

Die notwendigen Werkstoffkenngrößen für die Beschreibung eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes sind in der Tabelle 3.1 zusammengefasst:

Tab. 3.1: Werkstoffkenngrößen eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes

Bestandteil des Systems	Werkstoffkenngrösse
Untergrundbeton	Mechanische Kenngrößen:
Beschichtung	- E-Modul
	- Bruchenergie G_f
	- Zugfestigkeit f_t
	- Dehnungsentfestigung
	Physikalische Kenngrößen
	- Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh}
	- Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$
	- Thermischer Ausdehnungskoeffizient α_{th}
	- Thermische Leitfähigkeit
	- Wärmekapazität
- Porosität und Porengrößenverteilung p	
Grenzflächennahe Zone	Mechanische Kenngrößen:
	- E-Modul
	- Bruchenergie G_f bei ein- und mehraxialer Beanspruchung
	- Haftzugfestigkeit f_{tI}
	- Dehnungsentfestigung
	- Haftschubfestigkeit τ_{cI} und Schubentfestigungsfaktor β
	Physikalische Kenngrößen:
	- Wasseraufnahmekoeffizient A des Untergrundes
	- Oberflächenstruktur und -rauigkeit des Untergrundes

In den folgenden Kapitel werden die theoretischen Grundlagen der oben aufgeführten Werkstoffkenngrößen näher beschrieben. Dabei werden diejenigen bezüglich der thermischen Beanspruchung nicht betrachtet, da das Hauptinteresse dieser Arbeit bei dem Verhalten der grenzflächennahen Zone des Instandsetzungs- und Schutzsystemes liegt. Um dieses Verhalten realistisch zu beschreiben, benötigt das System eine Beanspruchung. In diesem Fall konzentriert sich die Arbeit nur auf die hygrische Einwirkung, die dann auch näher beschrieben wird. Vernachlässigt wird auch die Superposition chemischer Beanspruchungen wie etwa das Gipstreiben oder die Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

3.2 Das heterogene Gefüge zementgebundener Werkstoffe

3.2.1 Einleitung

Zementgebundene Werkstoffe sind in der Regel zusammengesetzte, heterogene Werkstoffe bestehend aus einem näherungsweise elastischen Zuschlag und einer viskoelastischen Matrix, dem Zementstein. Die Eigenschaften zementgebundener Werkstoffe sind eng an die ihres Gefüges gebunden. Falls man das Werkstoffverhalten mit dem heterogenen Gefüge in Verbindung bringen möchte, muss man mindestens drei unterschiedliche Gefügeniveaus einführen [Witt 99]:

- Mikroniveau
- Mesoniveau
- Makroniveau

Eine Zuordnung der unterschiedlichen Gefügeniveaus ist in der Abbildung 3.1 gegeben.

3.2.2 Mikroniveau

Auf diesem Niveau werden die spezifischen Eigenschaften und das Gefüge des Zementsteines beschrieben. Zementstein selbst ist ein heterogenes System bestehend aus Hydratationsprodukten des Zementes, aus Poren, aus adsorbiertem und kondensiertem Wasser sowie aus Resten unhydratisiertem Zementklinkers. Bedingt durch die grosse innere Oberfläche des Zementsteines ist die C-S-H-Phase des Zementsteines ein kolloidaler Körper, welcher Eigenschaften besitzt, die sich klar von denen der üblichen festen Körper unterscheiden. Die für den Zementstein wichtigsten Parameter sind die Oberflächenenergie sowie der Spaltdruck des adsorbierten Wassers. Im trockenen Zustand sind die einzelnen Gelteilchen des Zementsteines durch ihre Oberflächenspannung und sekundäre Bindungen zusammengehalten. Mit zunehmender Menge an adsorbiertem Wasser wird die Oberflächenspannung der Teile des Zementsteines reduziert, so dass sich das gesamte Gerüst massstäblich ausdehnt. Bei höherem Feuchtigkeitsgehalt können durch den Spaltdruck des Wassers wegen der unter diesen Bedingungen geschwächten van-der-Waals Bindungen sonst aneinander haftende Flächen getrennt werden. Durch den Einbau dünner Wasserfilme zwischen angrenzenden Gelteilchen wird im Bereich hoher Luftfeuchtigkeit ein energetisch günstigerer Zustand des Zementsteines erreicht. Jedes ein-

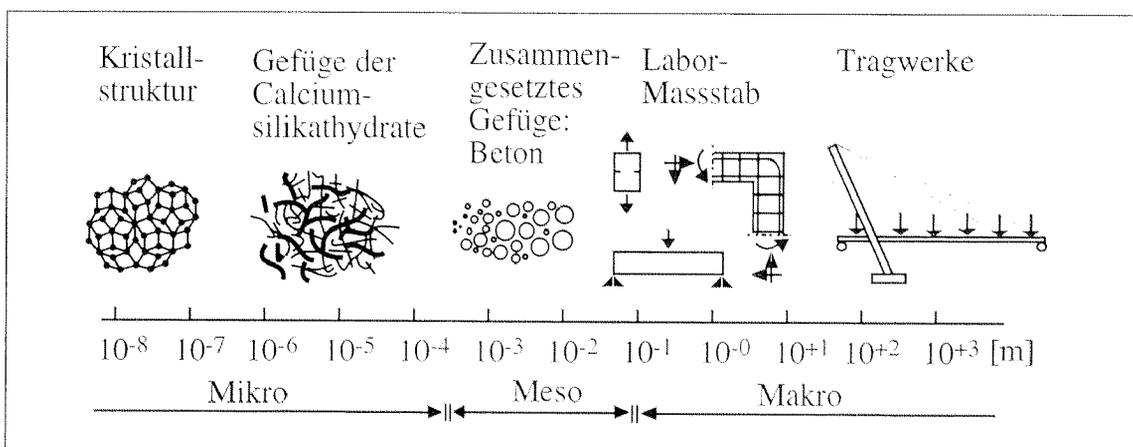


Abb. 3.1: Zuordnung der unterschiedlichen Gefügeniveaus

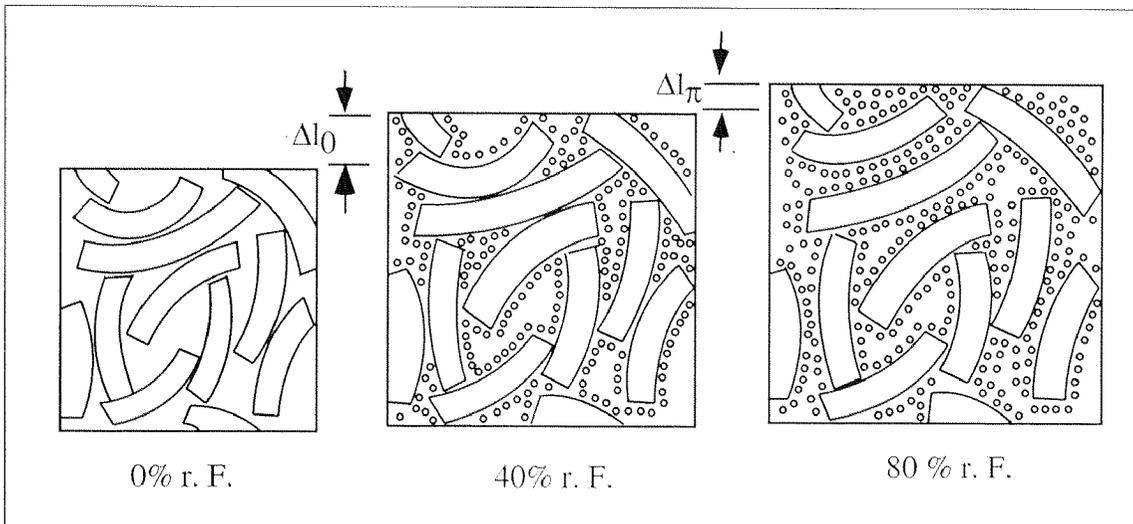


Abb. 3.2: Schematische Darstellung des Verhaltens der Zementgelpartikel bei unterschiedlichen relativen Luftfeuchten nach [Witt 77]

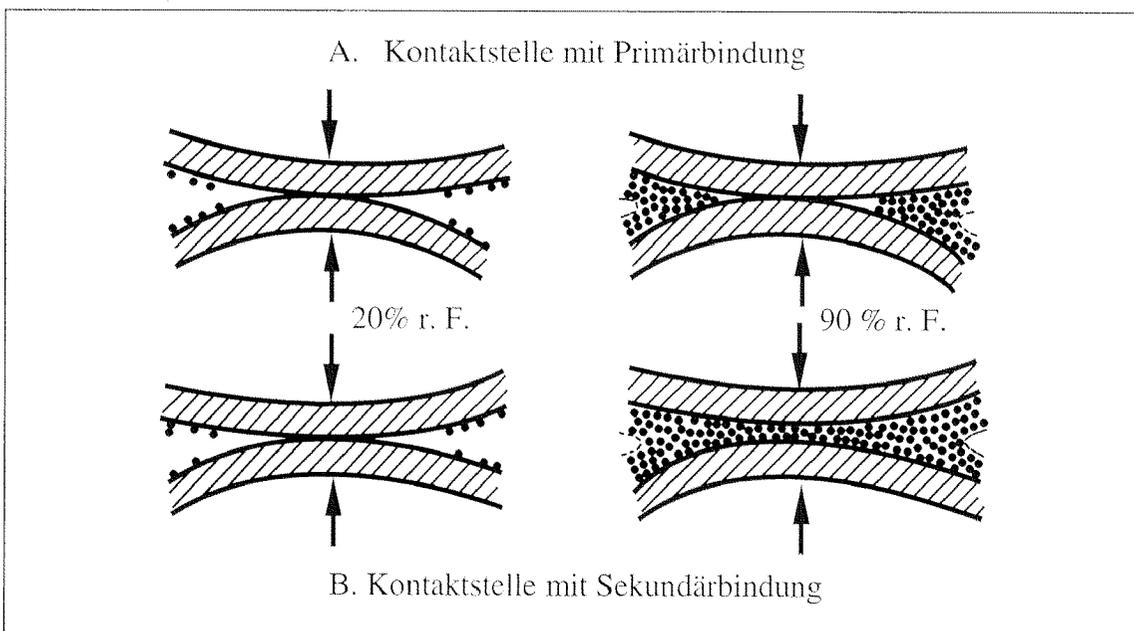


Abb. 3.3: Schematische Darstellung der zwei unterschiedlichen Kontaktstellen zwischen den Gelteilchen nach [Witt 77]

zelne Teilchen ist durch unterschiedliche Bindungskräfte an seine Umgebung gekoppelt. Die gegenseitige Kopplung hängt stark von der Anzahl der Kontaktstellen und dann von der Porosität ab. Als Folge wird durch das Einlagern von dünnen Wasserfilmen an einigen Kontaktstellen die Bindung gelockert und die Porosität des Gesamtsystems erhöht, wie in der Abbildung 3.2 zu sehen ist. Diese Ausdehnung verläuft nicht linear und zieht notwendigerweise eine beträchtliche Steigerung der zeitabhängigen Verformbarkeit nach sich. In der Abbildung 3.3 können demnach zwei Arten von Kontaktstellen unterscheiden werden. Diejenige mit Primärbindungskräften bleiben auch bei hohem Feuchtigkeitsgehalt geschlossen, während die mit ausschliesslich sekundären Bindungskräften bei einem hohen Feuchtigkeitsgehalt aufgehen. Der anziehenden Kraft wirkt jedoch der Spaltdruck

entgegen, was eine Schwächung der Bindung bewirkt. Andererseits muss bei allen Kontaktflächen, die nur durch sekundäre Bindungsarten zusammengehalten werden, im Bereich hoher Feuchtigkeit mit dem vollständigen Trennen der sich gegenüberliegenden Oberflächen gerechnet werden, da sich zwischen diesen Oberflächen eine mobile Wasserschicht einlagert [Witt 77]

3.2.3 Mesoniveau

Das Verhalten zementgebundener Werkstoffe wie Beton wird neben dem Mikroniveau auch über das Mesoniveau beschrieben. Die Parameter des Mesoniveaus sind vor allem der Einfluss der Geometrie und des zusammengesetzten Gefüge. Die Elemente sind:

- das Porensystem zementgebundener Werkstoffe
- das zusammengesetzte Gefüge des zementgebundenen Werkstoffes
- die hygri-schen Gradienten
- die Rissbildung

Die mechanischen Werkstoffeigenschaften der Betonkomponenten sind in der Abbildung 3.4 zusammengefasst. Unmittelbar nach dem Ausschalen ist der junge Beton näherungsweise wassergesättigt. Ist die Nachbehandlung abgeschlossen, fängt der junge Beton an auszutrocknen. Die Diffusion des Wassers in Richtung der Oberfläche verursacht eine räumliche Verteilung des Wassergehaltes, die als Funktion der Zeit variiert. Die hygri-schen Gradienten hängen von der Betonpermeabilität, der Probengeometrie und den

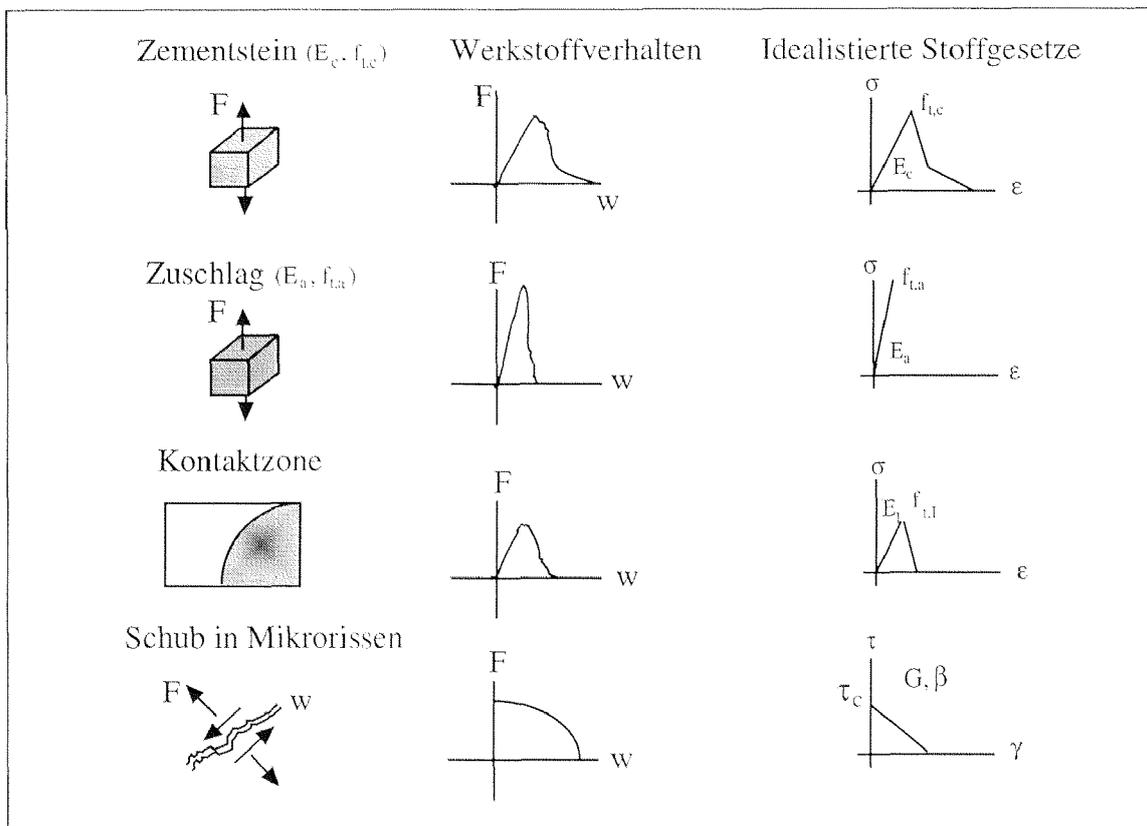


Abb. 3.4: Mechanische Werkstoffeigenschaften der Betonkomponenten auf Mesoebene

Randbedingungen ab. Bei der Rissbildung wird wieder das zusammengesetzte Gefüge des Betons einbezogen. Der Elastizitätsmodul der Zuschlagskörner ist meistens drei Mal grösser als derjenige vom Zementstein, ihre Festigkeit ist ebenfalls höher. Wenn ein Riss sich an der Oberfläche bildet und sich auszubreiten beginnt, wird sein Wachstum durch das Zusammentreffen mit einem Zuschlagskorn gebremst und abgelenkt. Dieser Mechanismus (crack arresting mechanism) ermöglicht eine höhere Duktilität des Betons als die seiner Komponenten. Die Austrocknung ergibt auch eine Volumenkontraktion, die eine Spannung um die Körner und eine Rissbildung in der Zementmatrix bewirkt. Das makroskopisch beobachtete Schwinden hängt also unter anderem von der Volumenkonzentration und der Steifigkeit der Zuschläge ab.

3.2.4 Makroniveau

Für die Berechnungen von Stahlbetontragwerken braucht man einfache Werkstoffgesetze. Die aufgrund des Mikro- und Mesoniveaus gewonnenen Informationen sollten die Grundlage für die Formulierung der Werkstoffgesetze bilden. Für das Makroniveau wird der Beton näherungsweise als homogen betrachtet, um einfache Werkstoffgesetze herzuleiten. Neben den einfachen Werkstoffgesetzen für Beton gelten für die Stahlbetonbauweise die in Abbildung 3.5 angenommenen Gesetze für den Betonstahl sowie den Verbund zwischen Stahl und Beton.

Es gibt unterschiedliche Einflüsse auf das Betonverhalten in diesem Bereich:

- Temperatur, Feuchtigkeit
- Belastungsgeschwindigkeit
- Betrag und Dauer der Belastung
- E-Modul, Druckfestigkeit, Zugfestigkeit

In der Abbildung 3.6 ist eine trocknende Betonprobe in mehreren dünn geschnittenen Scheiben dargestellt. Durch die Austrocknung ist die Probe einem hygrischen Gradienten unterworfen. Am äusseren Rand ist der Feuchteverlust zunächst bedeutender als im Inneren des Probekörpers. Unter der Annahme, dass die dünnen Scheiben sich frei bewegen

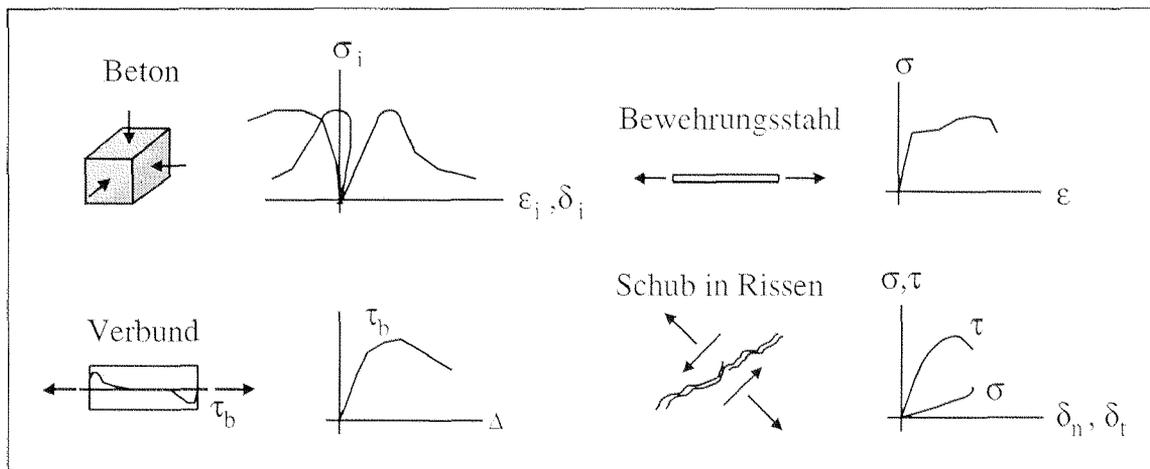


Abb. 3.5: Mechanische Werkstoffeigenschaften der Stahlbetonkomponenten auf Makroebene

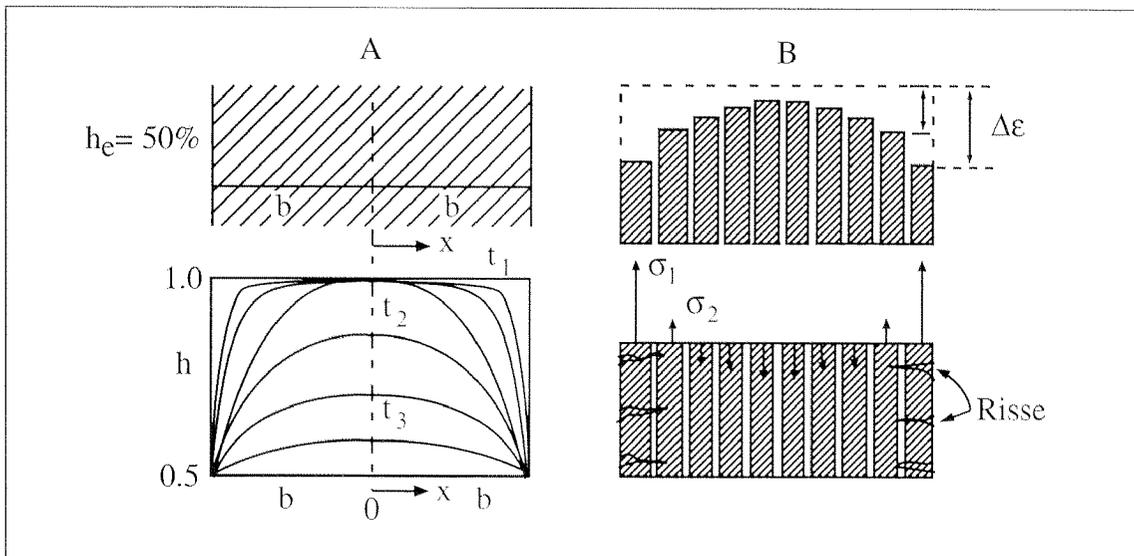


Abb. 3.6: Feuchtigkeitsverteilung bei unterschiedlichen Trocknungszeiten (A) und schematische Darstellung des Schwindvorgangs (B) nach Bažant [Baža 82]

können, werden sie sich entsprechend den oben beschriebenen Mechanismen unterschiedlich stark zusammenziehen. Der Betrag der einfach berechneten Längenkontraktionen wird nach aussen hin grösser. Werden die dünnen Scheiben zu einem zusammenhängenden Probekörper zusammengefügt, werden diese hygrysch bedingten Verformungen behindert. Der äussere Rand des Körpers unterliegt Zugspannungen, welche die Zugfestigkeit des zementgebundenen Werkstoffes übersteigen. Die Betonoberfläche wird so durch Rissbildung geschädigt.

Normalerweise unterliegt der Beton einer quasi statischen Belastung. Bei stossartiger Beanspruchung erhöht sich der Betrag der Druckfestigkeit und des E-Moduls. Das Gegenteil passiert bei langsamer Belastung, da der Werkstoff eine statische Ermüdung erfährt. Unter konstanter Last relaxiert der Werkstoff, so dass mit zunehmender Belastungsdauer die Festigkeit abnimmt. Daraus folgt, dass in Abhängigkeit des Belastungsbetrages und der Belastungsgeschwindigkeit der Beton entweder eine Entfestigung oder eine Verfestigung erfährt. Mit der Entwicklung von Methoden, die durch Finite Elemente eine Problemsituation simulieren, wird es heute möglich, relativ komplexe Materialgesetze einzuführen, wo für die praktische Anwendung die einfachen Werte der Normen nicht ausreichend wären.

3.3 Das Porensystem von zementgebundenen Werkstoffen

3.3.1 Porosität und Porengrößenverteilung

Das Porengefüge kann durch die Porosität, die Porengrößenverteilung und die Porengeometrie charakterisiert werden. Allgemein wird als Porosität der Porenanteil am Gesamtvolumen eines Körpers bezeichnet. Die Porosität kann offen sein, d.h. einzelne Poren sind untereinander verbunden und somit für von aussen eindringende Gase oder Flüssigkeiten zugänglich; oder sie kann geschlossen sein, d.h. die Porenräume sind voneinander getrennt. Im beton gibt es im Gegensatz zu den Klinkersteinen beispielsweise eine offene Porosität.

Bei einer Analyse der Porosität ist neben dem Gesamtgehalt an Porenvolumen auch die Verteilung der Porendurchmesser von Interesse. Die Quecksilberporosimetrie ist eine Methode, um die Porosität und die dazugehörige Porengrößenverteilung zu untersuchen. Zweck der Quecksilberporosimetrie ist, das Bild des Porengefüges des Betons zu vervollständigen. Die Charakterisierung des porösen Systems ist eng mit der Dauerhaftigkeit des Betons verbunden. Die mechanischen Kenngrößen haben sich als ungenügend erwiesen, um die Folgen chemischer und physikalischer Wechselwirkungen abzuschätzen, die unter anderem aus der Diffusion von z.B. CO_2 , Cl^- sowie dem kapillaren Aufsaugen von wässrigen Salzlösungen resultieren.

Es existieren keine allgemeingültigen Gleichungen, um die Permeabilität aus Parametern, die das poröse System beschreiben, zu bestimmen. Eingesetzt werden spezielle Messapparaturen und Probekörper mit bekannter Flussgeometrie. Das Prinzip beruht auf der Messung des die Probe durchströmenden Volumenstromes und des Druckgradienten, wobei letzterer entweder konstant oder instationär sein kann [Jaco 94].

Jacobs hat ein Modell vorgeschlagen, um den Fluss durch das poröse System darzustellen [Jaco 94]. Die Zuschläge des Normalbetons bilden wegen ihrer vernachlässigbaren Durchlässigkeit ein Hindernis. Mit der Erhöhung des Zuschlagsvolumens bewirkt man somit eine Abnahme des die Permeabilität bestimmenden Matrixvolumens. Durch die Zementmatrix wird der Fluss durch die Querschnittsverengungen bei einem Modell aus Rohren bestimmt, wobei die Durchmesser der seriell geschalteten Rohre immer abnehmen. Auf diese Weise wird der „Flaschenhalseffekt“ nicht berücksichtigt. Werden grosse

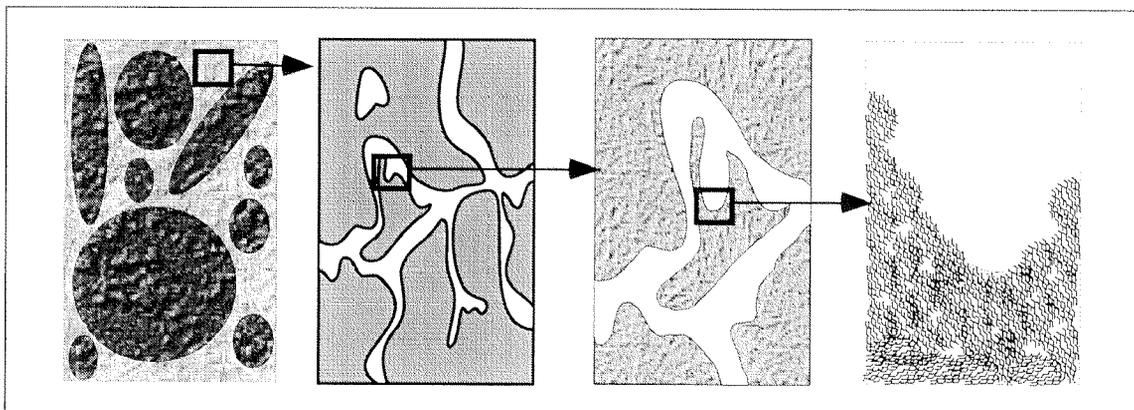


Abb. 3.7: Schematische Darstellung der Porengeometrie eines zementgebundenen Werkstoffes

Poren über kleine Poren zugänglich, wird das Porenvolumen der grossen Poren zu dem der kleinen Poren gerechnet. Somit wird das Volumen der kleineren Verbindungsporen zu gross dargestellt. Ein Beispiel einer Porengrössenverteilung ist in der Abbildung 3.8 gezeigt.

Die Wechselwirkung zwischen Fluiden und porösen Körpern wird durch die Kapillarität und die Kapillarkondensation gegeben. Als physikalische Grundlage der Quecksilberporosimetrie gilt der folgende Zusammenhang zwischen dem angelegten Druck p und einem korrespondierenden Kapillarradius R :

$$p_t = \frac{2 \cdot \sigma_s \cdot \cos \varphi}{R_K} \quad (3.1)$$

Der Kontaktwinkel φ Quecksilber/Beton wurde bestimmt und beträgt etwa 130° , die Grenzflächenspannung σ_s für Quecksilber/Luft beträgt 0.485 N/mm^2 . Es werden zylindrische Poren angenommen, es wird also ein äquivalenter zylindrischer Porendurchmesser bestimmt. Dazu werden Verformungen der Probengefässe durch den Druck vernachlässigt, sowie die Erwärmung des Quecksilbers durch Kompression. Das erste Phänomen ist sehr stark mit dem E-Modul der untersuchten Proben verbunden, indem eine Verfälschung der Porengrössenverteilung bei niedrigem E-Modul wegen Volumenkompression durch den auflastenden Druck auftreten wird.

Bei der Bestimmung der Porengefügemerkmale spielen unterschiedliche Einflussgrössen eine wichtige Rolle. Ältere Probekörper weisen eine kleinere Porosität auf, mit zunehmendem W/Z-Wert steigt das gesamte Porenvolumen und auch der Hydratationsgrad, der aber durch die Lagerungsbedingungen, durch die Temperatur und die Feuchte beschrieben sind, beeinflusst wird. Dazu kommt noch die Probenvorbereitung in Frage: die Prüfkörper müssen ganz trocken sein, sonst kann das Quecksilber nicht vollständig in das gesamte Porensystem hineingedrückt werden.

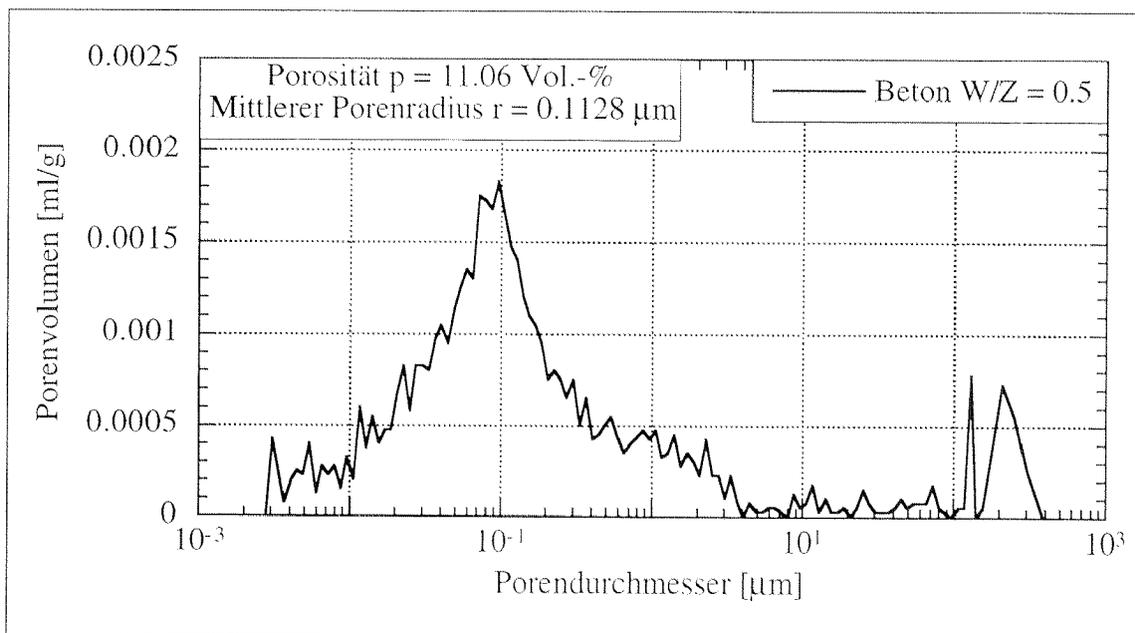


Abb. 3.8: Beispiel der Porengrössenverteilung eines Betons mit einem W/Z = 0.50

3.3.2 Kapillare Wasseraufnahme von zementgebundenen Werkstoffen

Der kapillare Wassertransport in porösen Werkstoffen wird durch das Porengefüge bestimmt, das den Transportraum für gasförmige und flüssige Stoffe darstellt. Wie bereits gesehen haben zementgebundene Werkstoffe einen Porenradienbereich von mehreren Zehnerpotenzen. Die mathematische Beschreibung von Transportvorgängen in porösen Werkstoffen wird einerseits durch eine wirklichkeitsnahe Idealisierung des realen Porengefüges vorgenommen. Die Komplexität des Porengefüges lässt jedoch nach heutigem Stand der Erkenntnisse nur eine unvollkommene Beschreibung zu. Nach einer anderen Theorie wird deshalb der kapillare Feuchtigkeitstransport gesamthaft betrachtet. Dabei werden der Flüssigkeit und dem porösen Werkstoff makroskopische Eigenschaften zugeordnet, z.B. ein Druckpotential bzw. eine Permeabilität. Umfassende Überblicke über Modelle zum kapillaren Feuchtigkeitstransport in porösen Werkstoffen sind in der Literatur zu finden [Klop 74, Dull 79].

Im folgenden wird auf die Idealisierung des Porengefüges im Hinblick auf den kapillaren Feuchtigkeitstransport näher eingegangen. Das kapillare Saugen poröser Werkstoffe kann mit den Gesetzmässigkeiten in Zylinderkapillaren näherungsweise charakterisiert werden. Schwarz hat auf der Grundlage dieser Beobachtungen die folgenden Beziehungen formuliert und hat den Wasseraufnahmekoeffizienten A und den Wassereindringkoeffizienten B eingeführt [Schw 72]:

$$m_w = A \cdot \sqrt{t} \quad (3.2)$$

$$x = B \cdot \sqrt{t} \quad (3.3)$$

mit:	m_w	flächenbezogene Wasseraufnahmemenge [kg/m ²]
	A	Wasseraufnahmekoeffizient [kg/m ² ·s ^{1/2}]
	x	mittlere Eindringtiefe [m]
	B	Wassereindringkoeffizient [m/s ^{1/2}]
	t	Aufnahmezeit [h]

Die Koeffizienten A und B sind spezifische Werkstoffkennwerte und können durch Aufsaugversuche ermittelt werden. In Gleichung (3.4) ist der Zusammenhang zwischen den Koeffizienten A und B dargestellt. Die Wasserkapazität ψ_k ist dabei der bei einem Aufsaugversuch der Probe kapillar mit Wasser gefüllte Porenraum, bezogen auf das Probenvolumen. Voraussetzung für die Gültigkeit der mathematischen Beziehung ist allerdings, dass die Wasserkapazität ψ_k eine konstante Werkstoffkenngrösse darstellt. In der Gleichung (3.4) steht der Parameter ρ für die Dichte der aufgesaugten Flüssigkeit.

$$B = \frac{A}{\psi_k \cdot \rho} \quad (3.4)$$

Für die Beständigkeit eines porösen Werkstoffs hat das Verhältnis aus Wasserkapazität zum Sättigungsfeuchtigkeitsgehalt eine besondere Bedeutung. Ist das Verhältnis kleiner als 0.89, gilt der poröse Werkstoff als frostbeständig. Der Sättigungsfeuchtigkeitsgehalt ψ_s entspricht der Gesamtporosität des porösen Werkstoffs.

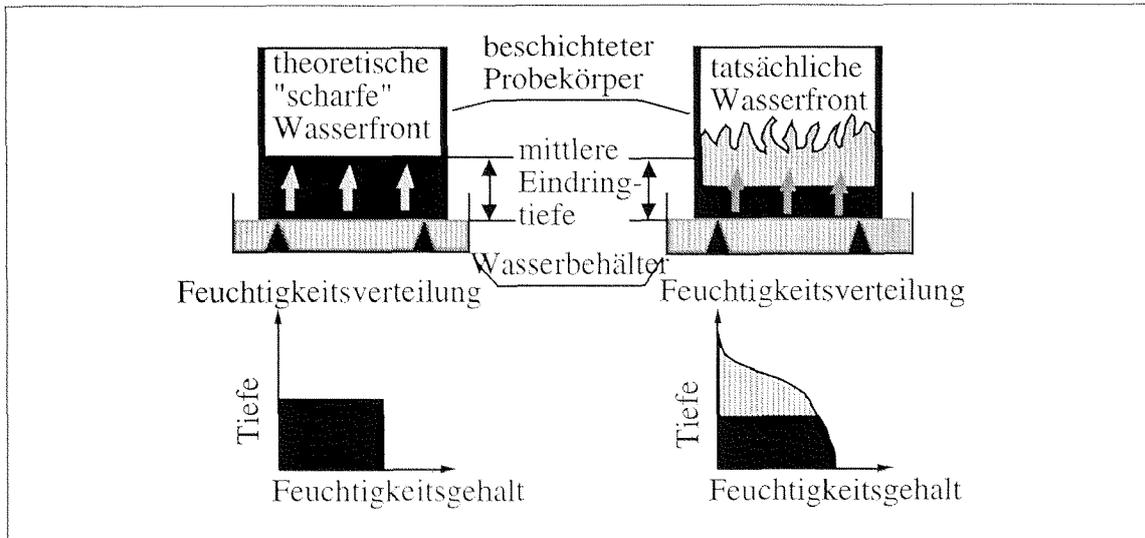


Abb. 3.9: Schematische Darstellung der theoretischen, scharfen und einer tatsächlichen Wasserfront bei einem Aufsaugversuch [Lunk 97]

Die bisherigen mathematischen Beziehungen gelten unter der vereinfachenden Annahme einer "scharfen", gleichmässigen Feuchtigkeitsfront während des Saugens. Aufgrund des breiten Spektrums der Porenradienverteilung und der örtlich schwankenden Werkstoffeigenschaften wird bei den meisten porösen Werkstoffen beim Eindringen von Flüssigkeiten keine "scharfe" Eindringfront beobachtet, sondern ein "Tailing" der Feuchtigkeitsfront festgestellt. Die Poren mit grösseren Radien füllen sich anfänglich aufgrund ihres geringeren hydraulischen Widerstandes schneller als die Poren mit kleineren Radien. Daraus resultiert ein Vorseilen der Flüssigkeit in den Poren mit grösseren Radien gegenüber Poren mit geringen Radien [Lunk 97].

3.4 Die Zusammensetzung zementgebundener Werkstoffe

3.4.1 Zementstein und Zuschlag

Zementgebundene Werkstoffe wie Beton bestehen aus mineralischem Zuschlag, der mit einem Bindemittel verkittet ist. Das Bindemittel ist der Zementstein, der durch die Erhärtung aus dem Zementleim hervorgegangen ist. Als Zementleim bezeichnet man eine Mischung aus Zement und Wasser, welche durch den Wasserzementwert W/Z beschrieben wird. Bei der Herstellung zementgebundener Werkstoffe werden die Zuschlagstoffe mit dem Zementleim gemischt, wodurch der Frischbeton oder -mörtel entsteht. Durch die Erhärtung wird aus dem Frischbeton oder -mörtel der Festbeton oder -mörtel.

Zement ist ein hydraulisches Bindemittel, welches vor allem aus ungelöschtem Kalk (CaO), Kieselsäure (SiO_2), Tonerde (Al_2O_3) und Eisenoxid (Fe_2O_3) besteht. Bei der Herstellung des Zementes bilden diese Komponenten die Klinkerminerale: Tricalciumsilikat (zementchemische Abkürzung C_3S), Bicalciumsilikat (C_2S), Tricalciumaluminat (C_3A) und Tetracalciumaluminatferrit (C_4AF). Durch die Hydratation des Zementes mit Wasser bilden sich Calciumsilikathydrate CSH und Kalkhydrat CH. Diese Masse bestehend aus unveränderten Klinkermineralen, neu entstandenen Calciumsilikathydrate CSH und Kalkhydrat CH bildet nun den Zementleim. Aus einem Zementkorn wächst nun durch die Anreicherung von CSH Phasen das Zementgel, welches eine kolloidale, feste, amorphe Masse darstellt. Durch das Zementgelwachstum und das Auskristallisieren des Kalkes um die Zuschlagstoffe herum versteift sich der Zementleim, bis er erstarrt und schliesslich zu Zementstein erhärtet.

Zuschlag ist das Korngerüst, das mit Hilfe der aus Zement und Wasser gebildeten Matrix verkittet wird. Die Bestandteile des Zuschlags sind Kies und Sand mit unterschiedlichen Körnungen. Die Zuschlagstoffe müssen gewissen Anforderungen genügen, auf die hier nicht speziell eingegangen wird. Für die Herstellung von dichten, zementgebundenen Werkstoffen soll der Zuschlag eine möglichst gute Abstufung der Korndurchmesser besitzen. Durch eine gute Packungsdichte wird der Hohlraum zwischen den einzelnen Körnern auf ein Minimum reduziert, so dass ein Minimum an durchlässigem Zementstein für das Verkitten beider Komponenten benötigt wird. Dies kann durch die Verwendung von geeigneten Sieblinien erreicht werden.

3.4.2 Die Kontaktzone zwischen dem Zuschlag und dem Zementstein

Die Kontaktzone zwischen dem Zuschlag und dem Zementstein wird üblicherweise als das schwächste Glied in zementgebundenen Werkstoffen angesehen. Zahlreiche Untersuchungen konnten diesen Tatbestand bestätigen [Maso 96, Mind 88]. Neben der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein gibt es im Beton oder Mörtel andere Kontaktzonen wie diejenigen zwischen Stahl und Zementstein oder zwischen hydratisierten und nichthydratisierten Zementpartikeln. In diesem Kapitel soll aber das Verhalten der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein untersucht werden, da die Festigkeit dieser Kontaktzone einen signifikanten Einfluss auf die allgemeine Festigkeit des Betons oder Mörtels hat.

Die Porosität von Zuschlagstoffen ist sehr gering, so dass man davon ausgehen kann, dass zwischen dem Zuschlag und dem Zementstein kein Feuchtigkeitsaustausch während der Erhärtungsphase stattfindet. Ähnlich wie bei der Kontaktzone zwischen Scha-

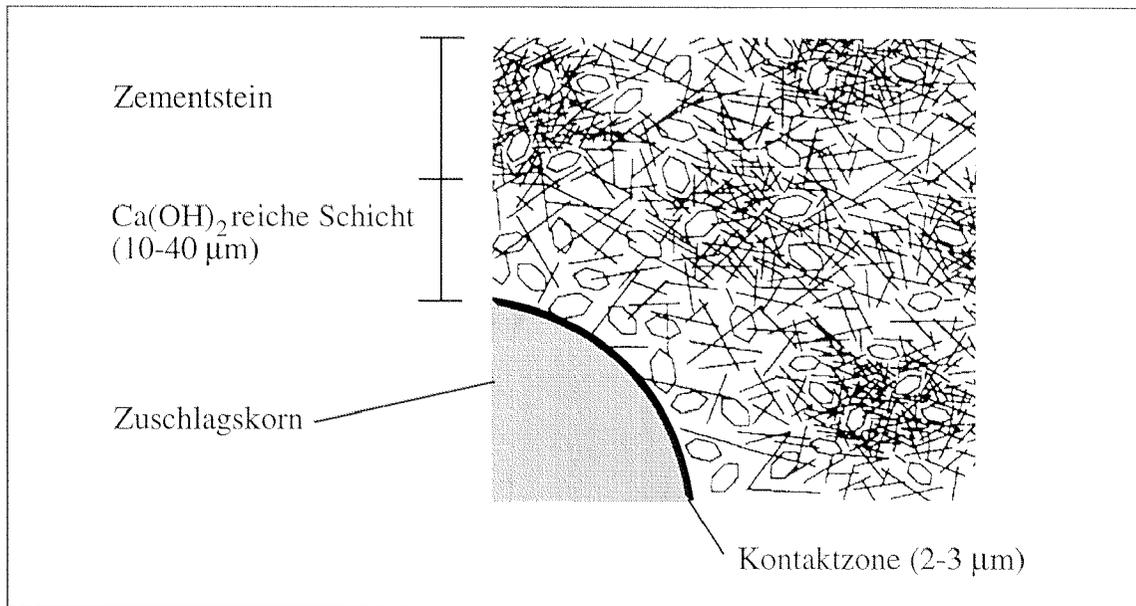


Abb. 3.10: Schematische Darstellung des Zementsteingefüges in der Nähe der Grenzfläche [Rehm 77]

lung und Betonoberfläche bilden sich in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein mikroniveaubedingte Gradienten infolge des Wandeffektes. Das Gefüge des Zementsteines in der Nähe der Grenzfläche ist in der Abbildung 3.10 dargestellt [Rehm 77].

An der physikalischen Grenze zwischen dem Zuschlag und dem Zementstein schlägt sich üblicherweise eine Schicht von Calciumhydroxid CH nieder. Es folgt eine relativ offene Schicht mit einem erhöhten Anteil an gerichtetem CH, Ettringit und CSH. Diese 10-40 µm dicke Kontaktzone hat eine höhere Porosität. Dabei können sowohl Porenverteilung rund um den Zuschlagstoff als auch die Porengröße stark variieren [Scri 88]. Die Anreicherung des als schwach bekannten Calciumhydroxid CH und die erhöhte Porosität in der Kontaktzone sind für die Gefügeschwächung an der grenzflächennahen Zone Zuschlag/Zementstein verantwortlich. Die Ursache für die erhöhte Porosität kann wie folgt erklärt werden. Während dem Mischvorgang wird Wasser physikalisch an den Zuschlagstoffoberflächen adsorbiert. Dadurch wird der W/Z-Wert in der Kontaktzone lokal erhöht. Die Folge des lokal höheren W/Z-Wertes ist die Steigerung der Porosität, da so mehr Wasser, das für die Hydratation der Zementpartikel nicht mehr benötigt wird, für die Porenbildung zur Verfügung steht. Laut Untersuchungen verstärkt der Wandeffekt in der Kontaktzone die Porositätserhöhung [Grab 91]. Die Abbildung 3.11 verdeutlicht diesen Sachverhalt.

Die Haftfestigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein hängt von unterschiedlichen Haftmechanismen ab:

- Mechanische Verzahnung
- Physikalische Anziehungskräfte
- Chemische Bindung

Die für die Haftzugfestigkeit wichtige mechanische Verzahnung ist, sowohl auf der mikroskopischen als auch auf der submikroskopischen Ebene von Bedeutung. Neben der

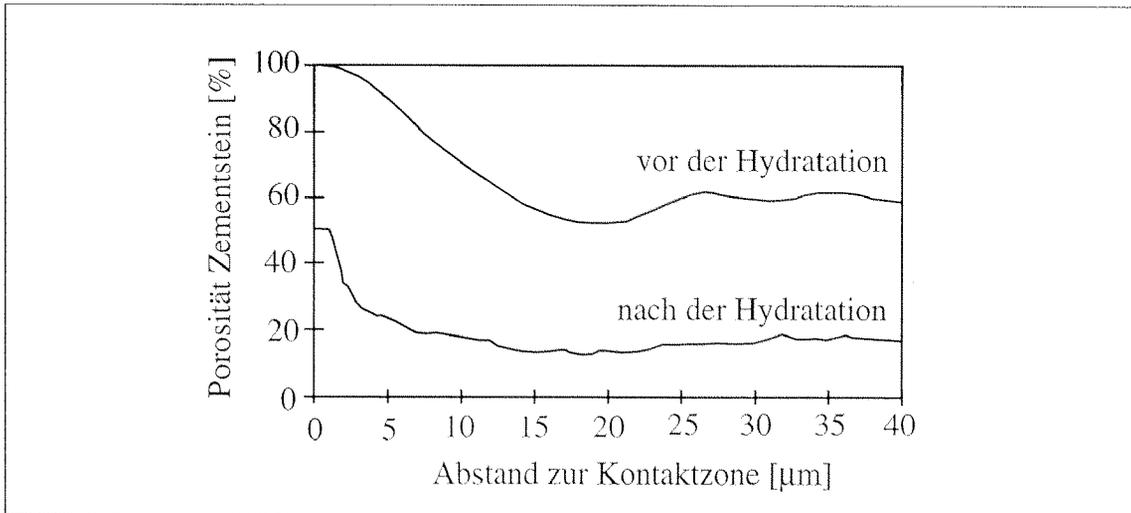


Abb. 3.11: Porosität als Funktion des Abstandes zur Kontaktzone laut [Grab 91]

Verzahnung der einzelnen CSH-Phasen, wird die mechanische Verzahnung massgeblich durch die Rauigkeit und die Unebenheit der Oberfläche des Zuschlagstoffes bestimmt. Die Haftung hängt von der materialspezifischen Oberflächenenergie ab. Mit zunehmender Oberflächenenergie nimmt auch die Stärke der Haftung zu. Intermolekulare Kräfte, wie van-der-Waals Kräfte, beeinflussen die Haftung durch die Bildung von sich anziehenden oder abstossenden elektrostatischen Feldern. Schlussendlich gibt es chemische Bindungen zwischen den einzelnen Bestandteilen. Dabei gehen die Moleküle je nach Werkstoff ionische oder kovalente Verbindungen ein.

Der Wassertransportmechanismus um die Zuschlagstoffe ist sehr wichtig für die Haftfestigkeit zwischen dem Zuschlagstoff und dem Zementstein. Zementstein schwindet, falls sich ein hygrischer Gradient bildet. Eine detaillierte Beschreibung wird im nächsten Abschnitt gegeben. Wenn das Schwinden vom Zementstein durch die steiferen Zuschlagstoffe behindert wird, können sich Eigenspannungen in der Zementmatrix bilden, die zur Mikrorissbildung führen können. Diese Rissbildung wird die Kontaktzone zwischen Zuschlagstoff und Zementstein schwächen. Eine höhere Porosität in der grenzflächennahen Zone verstärkt diesen Effekt.

Bis zu diesem Zeitpunkt ist man davon ausgegangen, dass der Zuschlagstoff sehr dicht ist und dass infolge dessen kein Feuchtigkeitsaustausch stattfindet. Falls man aber poröse Zuschläge benutzt, ändern sich die Verhältnisse in der grenzflächennahen Zone, da jetzt ein Feuchtigkeitsaustausch stattfindet. Die grenzflächennahe Zone wird somit dichter und es können sogar CSH-Phasen in den porösen Zuschlag hineinwachsen. Die Grenze zwischen Zuschlag und Zementstein wird also wesentlich unschärfer sein. In diesem Punkt gibt es eine Analogie zwischen der grenzflächennahen Zone des Systems Zuschlag-Zementstein und derjenigen des Systems Untergrund-Beschichtung, da die Oberfläche des Betonuntergrundes sowohl aus dichten Zuschlägen und als auch aus porösem, erhärtetem Zementstein besteht.

3.5 Hygrische Kenngrößen zementgebundener Werkstoffe

3.5.1 Einleitung

Beton ist ein heterogener Werkstoff. Die in erster Näherung rein elastisch reagierenden Zuschläge sind in eine viskoelastische Matrix, den Zementstein, eingebettet. Nach dem Erhärten des Zementleimes ist die poröse Zementsteinmatrix zunächst näherungsweise wassergesättigt. Während der ganzen Lebensdauer neigt der Beton als offenes System zum hygrischen Gleichgewicht mit seiner Umgebung. Die Anpassung an die Umgebungsfeuchte, der Trocknungsvorgang, verursacht eine Feuchtigkeitsbewegung durch das Porensystem des Zementsteins. Dieser Trocknungsvorgang führt zu einem hygrischen Gradienten, welcher ein über den Querschnitt unterschiedlich starkes Zusammenziehen des Betonbauteiles bewirkt. Dieser Prozess wird unter dem Begriff „Schwinden“ erfasst. Die Betonrandzonen eines Bauteiles stehen infolge des Schwindens unter Zugbeanspruchung. Übersteigen die Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, kommt es zur Rissbildung nach der Dehnungsentfestigung des Betons. Die dadurch gebildeten Risse wirken als Schwachstelle für die Betondauerhaftigkeit, indem sie das Eintreten von für den Zementstein und die Stahlbewehrung schädlichen Stoffen begünstigen. Da das Schwinden Risse an Betonoberflächen erzeugt, hängt die Dauerhaftigkeit sehr stark von der Beschränkung dieser Erscheinung ab.

Nach dem Betonieren eines Bauteiles kommt es zu chemischen und physikalischen Reaktionen, welche die Schwindvorgänge des zementgebundenen Werkstoffes kennzeichnen. Diese Schwindvorgänge können wie folgt unterschieden werden:

- Chemisches Schwinden

Da das Volumen der Hydratationsprodukte kleiner ist als das Volumen der Ausgangsstoffe Wasser und Zement, kommt es während der Hydratation des Zementes zu einer Volumenabnahme, solange sich noch kein zusammenhängendes Gefüge gebildet hat.

- Frühschwinden, Kapillarschwinden

Frühschwinden entsteht durch das austrocknende Kapillarwasser des noch nicht erhärteten Betons. Es handelt sich dabei um einen physikalischen Vorgang.

- Carbonatisierungsschwinden

Das Carbonatisierungsschwinden wird durch den chemischen Vorgang der Carbonatisierung verursacht. Diese Schwindart vergrößert den Anteil des Trocknungsschwindens.

- Trocknungsschwinden

Das Trocknungsschwinden des erhärteten Betons wird in der Regel nur durch den Zementstein verursacht. Das Wasser wird in flüssiger Form oder als Wasserdampf zur Oberfläche transportiert, bis sich ein Gleichgewicht mit der umgebenden Luftfeuchte einstellt. Verantwortlich hierfür sind Oberflächenkräfte sowie Spaltkräfte. Da die Anpassung an die Umgebungsfeuchten bei Bauteilen endlicher Abmessungen durch Diffusion erfolgt, indem der flüssige Wassergehalt reduziert wird und es in den Betonporen zu einer Phasenänderung des Wassers zu Wasserdampf kommt, und nennwerte Zeit beansprucht, ist das Trocknungsschwinden ein zeitabhängiger Vorgang. Der Anteil der Kapillarporen, der stark durch den W/Z-Wert beeinflusst wird, bestimmt die Geschwindigkeit des Wassertransportes.

- Endogenes Schwinden

Da rund 25 g Wasser durch je 100 g Zement chemisch gebunden werden, wobei aus physikalischen Gründen rund 40 g Wasser für die vollständige Hydratation von 100 g Zement notwendig sind, kann man leicht errechnen, dass das Volumen der Hydrate einschliesslich des physikalisch gebundenen Wassers um rund 8% kleiner ist als das Volumen der Ausgangsstoffe. Weil die Lage der Zementkörner zueinander bereits bei Beginn der Hydratation festgelegt wird, werden in erster Linie gröbere wassergefüllte Kapillarporen leergesaugt. Deshalb entsteht ohne Wasserzu- und -abfuhr in einem vollständig abgedichtetem Zementstein durch die Hydratation stets ein System von luft- oder wasserdampfgefüllten Kapillarporen, in denen sich ohne Wasserzufuhr keine Hydrate mehr bilden. Wenn in diesen leergesaugten Kapillarporen die relative Luftfeuchtigkeit unter 100% sinkt und der Spaltdruck abgemindert wird, wie das bei abgedichtetem Zementstein mit W/Z-Werten unter 0.50 mit fortschreitender Hydrationsdauer der Fall ist, kommt es zu einer durch Selbstaustrocknung bedingten äusseren Volumenreduktion. Hohe Hydratationstemperaturen und sehr niedrige W/Z-Werte begünstigen diesen Vorgang. Wirklich dominant wird das endogene Schwinden jedoch erst ab einem W/Z-Wert unter 0.40.

Eine Milderung der schwindbedingten Erscheinungen am Beton bezweckt eine grundsätzliche Erhöhung der Zuverlässigkeit und der Dauerhaftigkeit von Bauwerken, wobei es sich um Neubauten wie auch um Instandsetzungsmassnahmen handeln kann.

3.5.2 Nichtlineare Diffusionstheorie

Das Trocknen und die sich dabei einstellende zeitabhängige Feuchtigkeitsverteilung können mit Hilfe der Diffusionsgleichung wirklichkeitsnah beschrieben werden. Der Diffusionsvorgang ist jedoch stark vom Feuchtigkeitsgehalt abhängig. Bei hohem Feuchtigkeitsgehalt wird flüssiges Wasser durch Kapillarkraft an die Oberfläche gezogen, wo es verdampfen kann. Dieser Transportmechanismus ist sehr leistungsstark und entsprechend resultiert bei hohem Feuchtigkeitsgehalt ein hoher Diffusionskoeffizient. Sind die groben Poren einmal geleert, so kann der weitere Transport nur noch über die Dampfphase und die Migration entlang adsorbierter Filme stattfinden. Dies sind vergleichsweise ineffiziente Transportmechanismen. Folglich sinkt der Diffusionskoeffizient mit abnehmendem Feuchtigkeitsgehalt. Selbstverständlich hängt der Diffusionskoeffizient stark von der Porosität und dem W/Z-Wert des zementgebundenen Werkstoffes ab. Die mathematische nichtlineare Diffusionstheorie basiert auf der Hypothese, dass die Diffusionsrate pro Flächeneinheit proportional zum Konzentrationsgradient senkrecht zum Querschnitt ist. Die Gradienten des Feuchtigkeitsgehaltes w bedeuten eine Änderung einer Eigenschaft mit der Lage [Witt 89]:

$$\text{grad } w = \frac{\partial w}{\partial x} \quad (3.5)$$

Wenn der Gradient des verdampfbaren Wassers, $\text{grad } w_e$, als treibende Kraft für das Diffusionsproblem berücksichtigt wird, kann der Wasserdurchgang pro Fläche, J , wie folgt ausgedrückt werden, wobei dieser Fluss eine Masse pro Zeit- und Flächeneinheit darstellt:

$$J = -(D \cdot \text{grad } w_e) \quad (3.6)$$

wobei D der Diffusionskoeffizient ist und das Minuszeichen eine zur zunehmenden Konzentration entgegengerichtete Diffusion bedeutet.

Der Feuchtigkeitsfluss kann auch als Funktion der relativen Feuchte h in den Poren dargestellt werden.

$$J = -(\lambda \cdot \text{grad } h) \quad (3.7)$$

wobei λ die Permeabilität des zementgebundenen Werkstoffes beschreibt.

Die Diffusion durch Beton erfolgt so langsam, dass die verschiedenen Phasen des Wassers (Dampf, Kapillar- und adsorbiertes Wasser) in seinen Poren jederzeit in fast thermodynamischem Gleichgewicht bleiben [Alva 96].

Man kann einen Zusammenhang zwischen h und w bei konstanter Temperatur und konstantem Hydratationsgrad herstellen: es handelt sich um die Sorptions- oder Desorptionsisotherme:

$$w_e = f(h) \quad (3.8)$$

$$\partial h = k \cdot \partial w \quad \text{mit } k = \left(\frac{\partial h}{\partial w} \right)_T \quad (3.9)$$

Die Kotangente k der Steigung der Isotherme lässt sich dann anhand der Gleichung (3.9) bestimmen. Dazu sollten zwei Terme zur Berücksichtigung der Temperaturänderung und des endogenen Schwindanteils zugefügt werden. In diesem Fall wird aber auf den Effekt des hygrothermischen Koeffizienten verzichtet, der Einfluss des chemisch bedingten Schwindanteils wird vernachlässigt, ansonsten muss der Hydratationsgrad und die Temperatur als Funktion einer bezogenen Nachbehandlungszeit hinzugefügt werden [Alva 96]. Das endogene Austrocknen wird also separat untersucht, ohne Rückkopplung auf Diffusionsvorgänge zu verursachen.

Der Massenverlust pro Volumeneinheit in porösen Werkstoffen besteht aus einem typischen Potentialproblem, das mittels einer Kontinuitätsgleichung dargestellt werden kann. Die Integration zweier Funktionen über dasselbe Volumen kann vernachlässigt werden, die Funktionen dürfen unintegriert verglichen werden:

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\text{div } J \quad (3.10)$$

Die Gleichungen (3.4) und (3.5) können in die Gleichung (3.6) unter der Annahme einer konstanten Neigung der Isotherme für relative Feuchtigkeiten $0.15 < h < 0.95$ eingesetzt werden, so dass die Diffusion als Funktion der relativen Feuchtigkeit ausgedrückt werden kann, wobei der kennzeichnende Parameter durch den feuchtigkeitsabhängigen Diffusionskoeffizient $D(h)$ gegeben ist. Als Diffusion wird die Änderung der relativen Feuchtigkeit jeder Zeiteinheit bezeichnet, aus dem Fluss J wird also die Divergenz gebildet, die die Quelledichte konkretisieren wird.

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \operatorname{div}(\mathbf{D} \cdot \operatorname{grad} h) \quad \text{oder} \quad \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{D}(h) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \right) \quad (3.11)$$

Die Darstellung der Diffusion mittels der relativen Feuchte anstelle des Wassergehaltes wird manchmal vorgezogen, da die Randbedingungen ebenfalls als Funktion der relativen Feuchte ermittelt werden. Die Formulierung mit dem Wassergehalt basiert auf dem Fick'schen Gesetz, wobei der Anteil an unverdampfbarem Wasser in der Gleichung (3.6) abgezogen werden sollte. Mit dieser Lösung wird aber ein gewisser Fehler begangen: die Porenverteilung wird als konstant angenommen, was während der Hydratation nicht der Fall ist. Daraus ergibt sich, dass bei gleichem w_e an verschiedenen Stellen unterschiedliche relative Feuchten h vorhanden sind, was der Gleichung (3.7) widerspricht. Als Folge der Nichtlinearität der Diffusion braucht also der Kern eines Bauteils bei einer bestimmten Porenfeuchte mehr Zeit, falls die Umgebungsfeuchte klein ist.

Zur Lösung der Gleichung (3.10) müssen die Rand- und Anfangsbedingungen bestimmt werden. Die Oberfläche Γ steht im Kontakt mit der Luft, ihr Feuchtigkeitsfluss wird also wie folgt beschrieben:

$$J_{\Gamma} = H_F \cdot (h_{\Gamma} - h_a) \quad (3.12)$$

wobei H_F der Transferkoeffizient von der Oberfläche her ist. Am Anfang wird die relative Feuchtigkeit $h(x, t = 0) = h_0 = 1$ gesetzt. Die Ermittlung des feuchteabhängigen Diffusionskoeffizienten wird mittels einer inversen Analyse durch Variation der Parameter aufgrund einer Exponentialfunktion durchgeführt, die sich als vernünftig erwiesen hat [Witt 89].

$$D(h) = a_0 + a_1 \cdot \exp(a_2 \cdot h) \quad (3.13)$$

Schliesslich sollten noch ein paar Bemerkungen hinzugefügt werden:

- die Zuschläge werden als inert betrachtet, Diffusionsvorgänge finden nur im Zementstein statt, obwohl man streng genommen eine lokale Diffusion zwischen Zementstein und Zuschlägen berücksichtigen sollte.
- Bažant hat erkannt, dass die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der relativen Feuchte mit einer Migration der Wassermoleküle entlang der Oberflächenschichten als dominanter Mechanismus der Diffusion erklärt werden kann [Baža 82].

3.5.3 Verformung infolge Trocknungsschwinden

Die trocknungsinduzierte Schwindverformung wird anhand eines infinitesimalen Volumens als Funktion der Feuchtepotentialdifferenz Δh bei $h > 0.4$ angenommen. Als Parameter wird ein infinitesimaler hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} , welcher von der relativen Feuchte abhängig ist, eingesetzt [Alva 94].

$$\Delta \varepsilon_{sh} = \alpha_{sh}(h) \cdot \Delta h \quad (3.14)$$

Der hygrische Ausdehnungskoeffizient definiert den Betrag der trocknungsinduzierten Schwindverformung pro Einheitsänderung der relativen Feuchte, wenn dieses Element durch das Anliegende nicht behindert ist. Je nach Anforderungen an Genauigkeit stehen

grundsätzlich zwei Möglichkeiten zur Bestimmung von α_{sh} zur Verfügung: der einfachste Weg nimmt den Koeffizienten als konstant an, also unabhängig von der relativen Feuchte h , in diesem Fall wird der Parameter wie folgt bestimmt:

$$\alpha_{sh} = \frac{\Delta \ell_{t \rightarrow \infty}}{\ell \cdot \Delta h} \quad \varepsilon_{sh} = \frac{\Delta \ell_{t \rightarrow \infty}}{\ell} \quad (3.15)$$

wobei ε_{sh} die hygri sche Dehnung im Gleichgewicht mit der Umgebung und Δh die Änderung der Feuchte von der Sättigung bis zum Gleichgewicht bedeutet.

Wenn der Ausdehnungskoeffizient als Funktion der relativen Feuchte bestimmt werden soll, wird er aufgrund von Messdaten bei unterschiedlichen Feuchten ermittelt. Die starke Nichtlinearität der Beziehung zwischen α_{sh} und h kann mit dem Wasserverlust und den Schwindmechanismen erklärt werden. Ein Bauteil unter vollständiger Behinderung der trocknungsbedingten Verformungen ist kaum in der Lage, die unter äusserem Zwang entstehenden Zugspannungen rissefrei zu übernehmen. Die so entstehenden Zugspannungen sind in der Regel grösser als die Zugfestigkeit des zementgebunden Werkstoffes. Es entstehen Risse, welche je nach ihrer Art als Spalt- oder Trennrisse bezeichnet werden. In der Randzone eines dickeren, aus einem zementgebundenen Werkstoff bestehenden Bauteils entstehen infolge des Austrocknungsprozesses, dh. des Feuchtigkeitsgradienten, nennenswerte Zugspannungen, die sich mit den entsprechenden Druckspannungen im Innern des Bauteils im Gleichgewicht befinden. Die hygri sch bedingten Spannungen haben einen Eigenspannungszustand zur Folge. Überschreiten die durch inneren Zwang entstehenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des zementgebunden Werkstoffes, kommt es zur Dehnungsentfestigung des Werkstoffes und es entstehen Risse.

Die trocknungsschwindbedingte Verformung kann vermindert werden, indem die Spaltwirkung des Wassers herabgesetzt wird. Dadurch werden die Oberflächen- und Spaltkräfte reduziert und man erreicht damit einen geringeren Abstand zwischen den einzelnen CSH-Phasen. Trocknet der zementgebundene Werkstoff, so wird das Schwindmass durch die geringeren Abstände der CSH-Phasen verringert. Beim Verwendung von Schwindreduktionsmittel wird ausserdem die Hydratation des freien Wassers mit dem Klinkermineral C_3A des Zementes gehemmt. Dieses bewirkt auch eine zusätzliche Verminderung des Schwindens, da das Klinkermineral C_3A die grösste Schwindneigung besitzt [Kren 80].

3.6 Nichtlineare Bruchmechanik zementgebundener Werkstoffe

3.6.1 Einleitung

In der Bruchmechanik unterscheidet man im allgemeinen zwischen drei unterschiedlichen Brucharten, welche in der Abbildung 3.12 dargestellt sind:

- Mode I: der Bruch wird durch eine zur Rissfläche senkrechte Kraft herbeigeführt.
- Mode II: der Bruch wird durch eine zur Rissfläche parallele Kraft herbeigeführt.
- Mode III: der Bruch wird durch eine zur Rissfläche parallele und zur Stirn der Rissöffnung wirkende Kraft herbeigeführt.

Unterschiedliche Beanspruchungen können zu einer Kombination der einzelnen Versagensarten führen. Diese Kombination wird auch Mixed-Mode genannt.

Die Aufgabe der Bruchmechanik liegt darin, das Entstehen von Rissen und deren Ausbreitung in festen Körpern zu untersuchen. Man spricht von Bruch, wenn ein Kontinuum durch einen Riss in zwei oder mehr Teile durchtrennt ist. Beim Bruchvorgang wird zwischen Spröbruch, d.h. der instabilen Rissausbreitung, und dem stabilen Risswachstum unterschieden. Der Bruch wird bei zementgebundenen Werkstoffen von einer Bruchprozesszone, welche durch die Bildung von Mikrorissen gekennzeichnet ist, begleitet. Die nichtlineare Bruchmechanik befasst sich mit Werkstoffen, bei denen es zu nicht linearen Verformungen an der Risspitze kommt, wie das bei zementgebundenen Werkstoffen der Fall ist. Es wird vorausgesetzt, dass beim Bruch keine vollständige Umsetzung der von aussen zugeführten Energie in Oberflächenenergie der Bruchfläche erfolgt. In der Bruchprozesszone bilden sich Mikrorisse, die die Energie dissipieren und über einen Riss zur endgültigen Bruchfläche führen. Die unterkritischen Risse schliessen sich nach Erreichen einer vergleichsweise geringen Rissöffnung des einen Risses wieder. Lokal findet eine Strukturänderung statt, die mit einer Änderung der lokalen Werkstoffeigenschaften verbunden ist. Mit zunehmender Schädigung werden sowohl Steifigkeit als auch maximal aufnehmbare Zugspannung geringer. An dieser Stelle wird es notwendig, eine geeignete Modellierung für das Verhalten zementgebundener Werkstoffe im nichtlinearen Bereich zu formulieren.

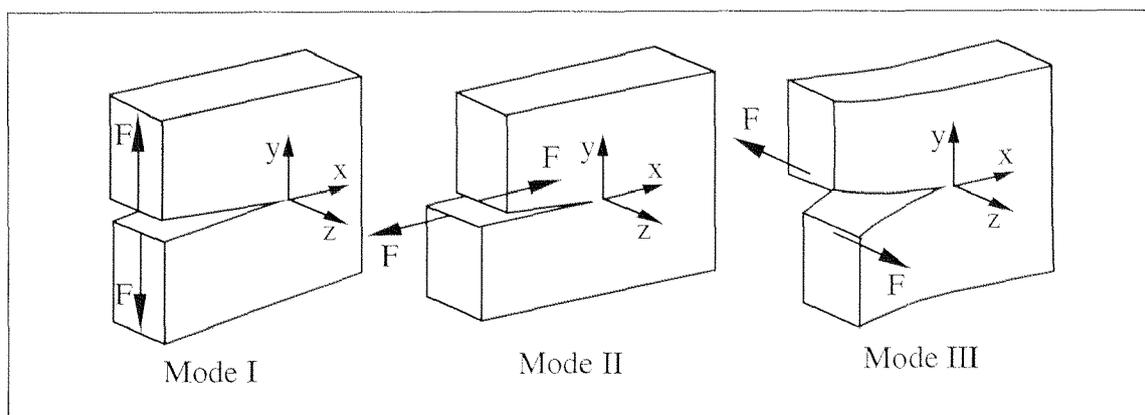


Abb. 3.12: Die drei unterschiedlichen Bruchmechanismen [Witt 99]

3.6.2 Mode I Beanspruchung von zementgebundenen Werkstoffen

Die Idee des von Hillerborg, Mod er und Petersson [Hill 76] eingeführten fiktiven Rissmodells beruht auf der Annahme, dass sich der zementgebundene Werkstoff zunächst bis zum Erreichen der Festigkeit entsprechend der Elastizitätstheorie linear-elastisch verhält. Wird nun unter dehnungsgesteuerter Bedingung die lokale Verformung weiter erhöht, so kommt es zum Abnehmen der Last ubertragungsf ahigkeit des Werkstoffes. Die Last ubertragungsf ahigkeit als Funktion der lokalen Dehnung wird als das Dehnungsentfestigungsverhalten, welches als Werkstoffkenngröße angenommen wird, bezeichnet. An einem dehnungsgesteuerten, direkten Zugversuch, wie er in der Abbildung 3.13 dargestellt ist, lässt sich dieses Werkstoffverhalten am besten verdeutlichen. Belastet man die Probe im linear-elastischen Bereich, so verhält sich die Probe linear-elastisch entsprechend dem Hookeschen Gesetz. Wird an einer Stelle in der Probe, aufgrund statistisch verteilter Fehlstellen, die Festigkeit überschritten, so kommt es bei Erh ohtung der Dehnung zur Abnahme der von aussen aufgebrachten Last. An dieser bestimmten Stelle verliert der zementgebundene Werkstoff allmählich sein Last ubertragungsverm ogen, die Dehnungsentfestigung setzt lokal ein. Der Rest der Probe verhält sich weiterhin linear-elastisch und zieht sich entsprechend der äusseren Belastung wieder zusammen.

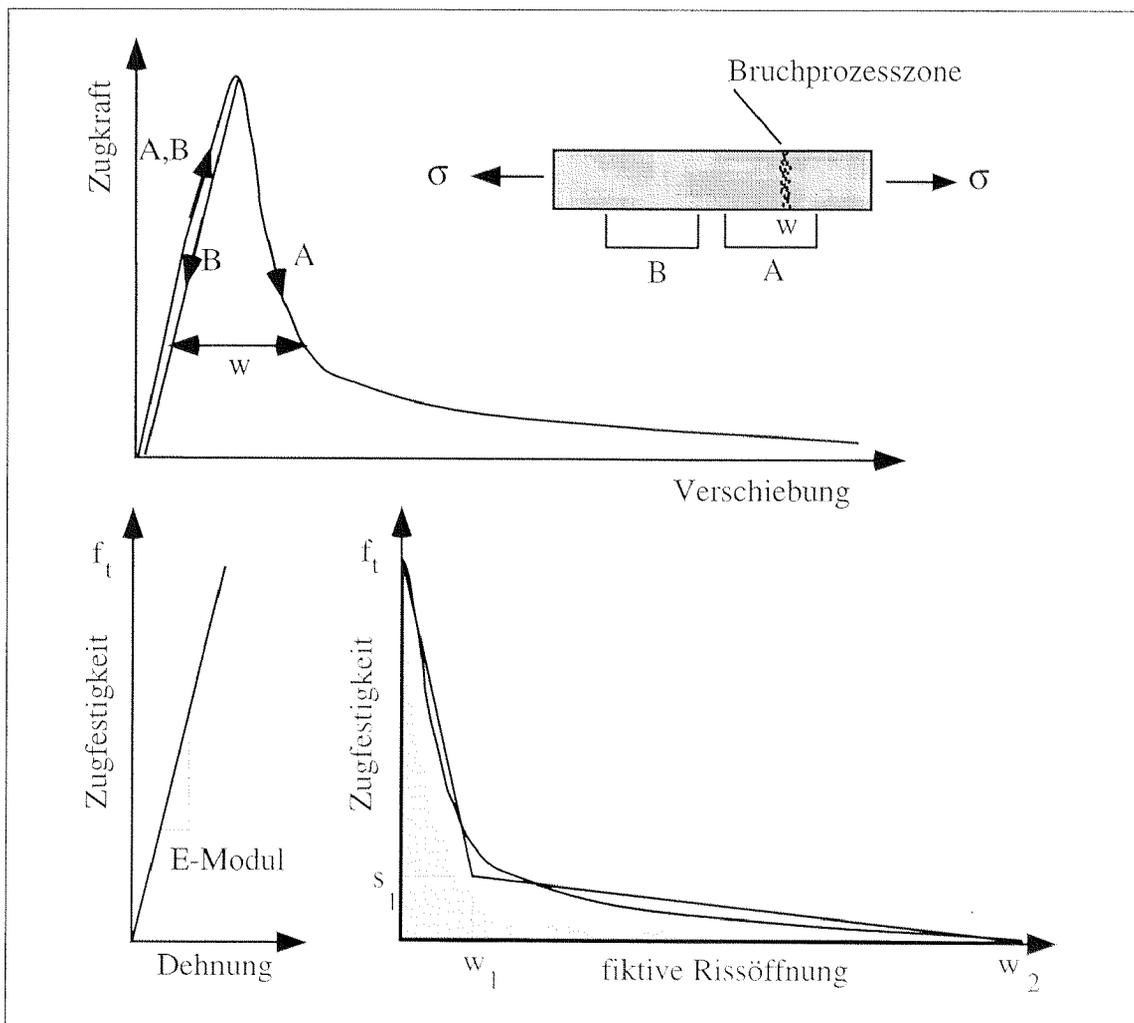


Abb. 3.13: Parameter des fiktiven Rissmodells nach Hillerborg [Hill 76]

Die Stelle mit dem Beginn der lokalen Schädigung ist die bereits oben beschriebene Bruchprozesszone. Projiziert man das Verhalten der Bruchprozesszone endlicher Breite in die spätere Rissebene, so lässt sich das Dehnungsentfestigungsverhalten als Spannungsverschiebungsdiagramm $\sigma(w)$ darstellen. Die Verschiebungen, welche in der Rissebene auftreten, werden als Rissöffnung w eines nicht vorhandenen, fiktiven Risses aufgefasst. Ist die Spannungsübertragungsfähigkeit des zementgebundenen Werkstoffes ab einer kritischen fiktiven Rissöffnung w_c nicht mehr vorhanden, so handelt es sich um einen realen Riss. Die folgenden Werkstoffkenngrößen können zwecks Charakterisierung des mechanischen Verhaltens eines zementgebundenen Werkstoffes herangezogen werden:

- Elastizitätsmodul E , Poissonzahl ν
beschreibt das Werkstoffverhalten im linear-elastischen Bereich.
- Zugfestigkeit f_t
ist die Spannung, bei welcher die lokale Schädigung beginnt.
- Dehnungsentfestigungsfunktion $\sigma(w)$
bestimmt die Lastübertragungsfähigkeit des geschädigten Werkstoffes in Abhängigkeit der lokalen Verformung.
- spezifische Bruchenergie G_f ist die auf die Bruchfläche bezogene Brucharbeit W_B , welche zum Durchtrennen des Probekörpers benötigt wird.

Die Brucharbeit W_B entspricht der Fläche unter dem Kraft-Lastpunktverschiebungsdiagramm. Die nominelle Bruchfläche wird als Ligamentfläche bezeichnet und ergibt sich in der Regel aus der Ligamenthöhe multipliziert mit der Probendicke. Die spezifische

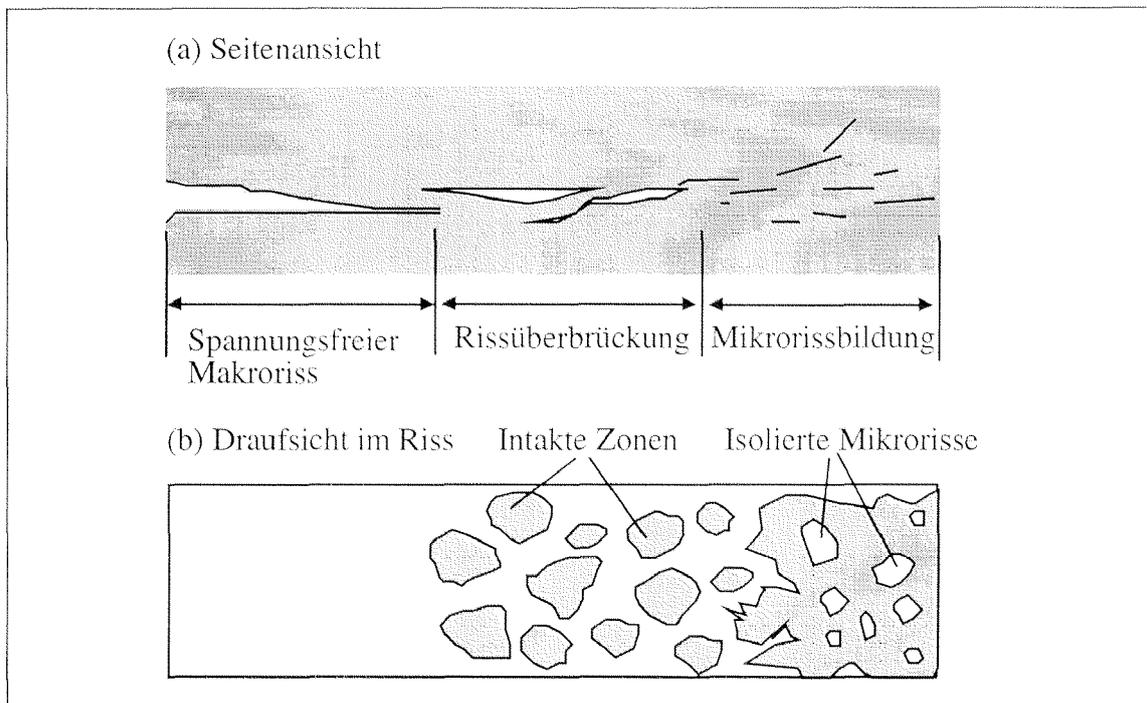


Abb. 3.14: Zuordnung der unterschiedlichen Bruchprozesszonenbereiche [Mier 97]

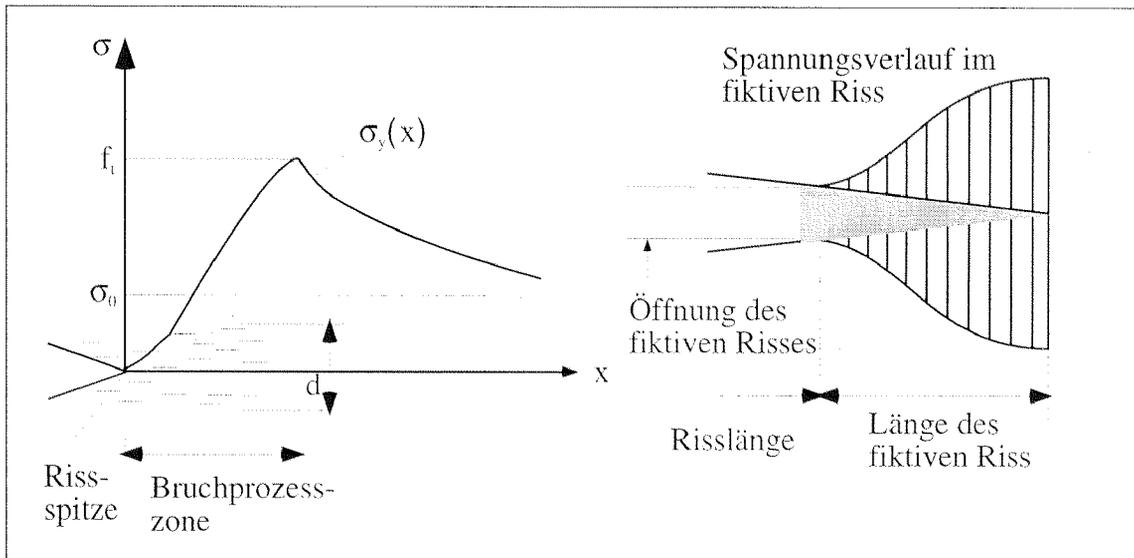


Abb. 3.15: Spannungsverteilung an der Risspitze [Trun 99]

Bruchenergie entspricht der Fläche unter dem Dehnungsentfestigungsdiagramm. Da sich das fiktive Rissmodell relativ einfach numerisch implementieren lässt, ist man in der Lage mit Hilfe der Methode der finiten Elemente sowohl die Entstehung als auch die Ausbreitung von Rissen in beliebig gestalteten Körpern zu berechnen. In der Abbildung 3.15 ist die Spannungsverteilung an der Risspitze gemäss dem fiktive Rissmodell dargestellt.

Für zementgebundene Werkstoffe hat sich herausgestellt, dass das Dehnungsentfestigungsverhalten hinreichend realistisch durch ein bilineares Entfestigungsdiagramm beschrieben werden kann. Eine Darstellung dieses Entfestigungsdiagrammes ist bereits in der Abbildung 3.13 gegeben worden. Slowik ordnet die beiden Äste des Diagrammes zwei unterschiedlichen physikalischen Prozessen zu [Slow 95]. Der erste Ast beschreibt das Aufreissen der ersten Gefügeschwachstelle, vornehmlich an den Grenzflächen zwischen Zuschlagskorn und Zementstein, also einen auf der Ebene des Mikrogefüges stattfindenden Prozess. Der zweite Ast beschreibt die Lastübertragung in der Bruchprozesszone durch Brückenbildung, Verzahnung und andere rissüberbrückende Mechanismen, also einen Prozess auf der Ebene des Mesgefüges. Bei zementgebundenen Werkstoffen werden die rissüberbrückenden Mechanismen durch Stahl- oder Polymerfasern wesentlich verstärkt. Die Wirkungsweise ist in der Abbildung 3.16 dargestellt.

Ein instabiler Rissfortschritt tritt auf, wenn die Änderung der, im Probekörper innerhalb der zur Steuergrösse gehörigen Messlänge, elastisch gespeicherte Energie bei der Zunahme der Rissöffnung um den Betrag dw grösser ist als der dabei umgesetzte Anteil der Bruchenergie. Geht man davon aus, dass für den Grenzfall des stabilen Rissfortschrittes die elastisch gespeicherte Energie gleich der Bruchenergie ist, kann man die 'kritische' Probenlänge ermitteln:

$$\ell_{\text{krit}} = \frac{2 \cdot E \cdot G_f}{f_t^2} \quad (3.16)$$

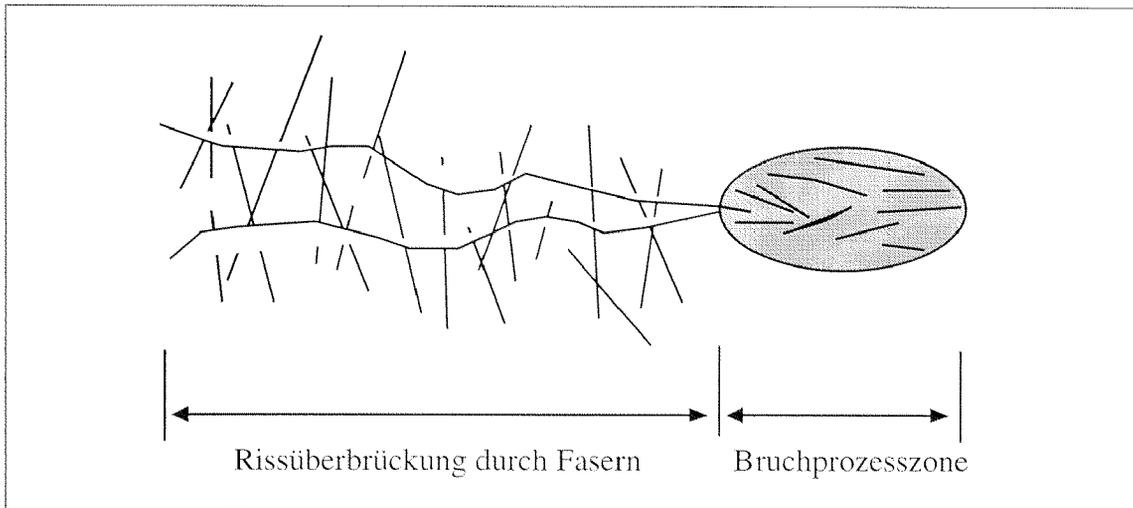


Abb. 3.16: Wirkungsweise der zusätzlichen Rissüberbrückung bei Faserbeton oder -mörtel [Mier 97]

Diese Betrachtung geht auf Petersson und Hillerborg zurück, welche die Hälfte der kritischen Länge als technologische Werkstoffkenngröße definieren und als charakteristische Länge ℓ_{ch} bezeichnen [Hill 76]:

$$\ell_{ch} = \frac{E \cdot G_f}{f_t^2} \quad (3.17)$$

Die charakteristische Länge ℓ_{ch} ist ein Mass zur Beschreibung der Duktilität eines Werkstoffes. Sie erlaubt den Vergleich von zementgebundenen Werkstoffen mit einem ähnlichen Dehnungsentfestungsverhalten. Je kürzer ℓ_{ch} ist, desto kürzer muss die zur Steuergröße gehörige Messlänge sein, wenn eine stabile Rissbildung gewährleistet werden soll.

3.6.3 Mixed-Mode und Mode II Beanspruchung von zementgebundenen Werkstoffen

Bei den bisherigen Untersuchungen bezüglich des Verhaltens von zementgebundenen Werkstoffen unter Schubbeanspruchung gibt es drei unterschiedliche Betrachtungsweisen. Die Erste geht auf Betrachtungen aus der linearen Bruchmechanik zurück und setzt voraus, dass sich unter einer reinen Schubbeanspruchung ein Riss bildet und bei konstanter Schubspannung fortsetzt. Bažant und Pfeiffer meinen, dass sich für die Ausbildung eines Schubrisses eine Anzahl von geneigten Mikrozugrissen im zementgebundenen Werkstoff bilden muss, die sich erst beim Versagen zum Schubriss verbinden [Baža 86]. Bei der zweiten Betrachtungsweise handelt es sich um eine Ausdehnung des fiktiven Rissmodells von Hillerborg [Hill 76]. Wie bei der Formulierung dieses Modells unter Zugbeanspruchung bildet sich auch hier unter Schubbeanspruchung eine Bruchprozesszone mit einem Bereich verteilter Mikrorisse vor dem eigentlich spannungsfreien realen Riss. Ist die Schubzone nicht ausreichend ausgebildet, so tritt die dritte Betrachtungsweise des Mixed-Mode in Kraft. Hierbei weicht der Riss aus der Ebene ab und bildet sich entlang einem gekrümmten Pfad weiter. Für die Definition der Mode II Beanspruchung von zementgebundenen Werkstoffen ist es elementar, dass unabhängig von der Betrachtungsweise der Rissfortschritt in der Ebene parallel zur Beanspruchung stattfindet. Eine

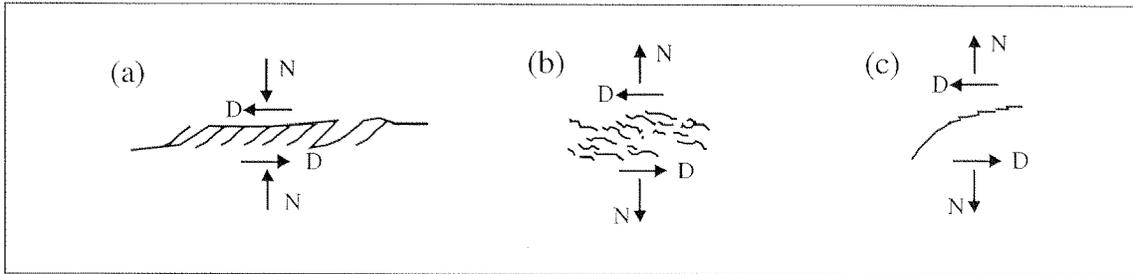


Abb. 3.17: Risswachstum unter Mode II Beanspruchung durch Aneinanderfügen von geneigten Zugmikrorissen (a), durch Ausbildung einer Bruchprozesszone unter Schubbeanspruchung (b) und durch Abweichen des Risses aus der Ebene (c) [Mier 97]

Darstellung der unterschiedlichen Risswachstumsarten unter Mode II Beanspruchung ist in der Abbildung 3.17 gegeben.

Aufbauend auf der Theorie des Aggregate Interlock von Walraven [Walr 80] haben einige Forscher versucht, das fiktive Rissmodell für die Schubbeanspruchung auszudehnen [Hass 87, Rein 89, Noor 92, Keus 89]. Unter der Voraussetzung der Rissbildung beschreiben Aggregate Interlock Modelle die Reibungskräfte in einem Riss, die durch die Unebenheit des Risses verursacht wird. Die Einlage von Stahldübel oder Stahlbewehrung verstärken diese Reibungskräfte, vor allem wenn die Rissöffnung so fortgeschritten ist, dass keine Normalkräfte mehr übertragen werden können. Die Schubspannungen bei zementgebundenen Werkstoffen wird in Rissen durch Gleitreibung an den Rissoberflächen übertragen. Bei geringen Rissöffnungen, die grösser als die für die Übertragung von Zugspannungen sind, sind die Kontaktflächen relativ gross, so dass die Kapazität der Schubübertragung steigt. Walraven's Aggregate Interlock Modell erklärt diese Effekt durch die Rauigkeit der Rissoberflächen, die durch das Gefüge der zementgebundenen Werkstoffe selbst gegeben sind [Walr 80]. Bei der Formulierung seines Modelles geht Walraven ebenfalls von einem Zwei-Phasen-System des zementgebundenen Werkstoffes aus: dem Zuschlag mit einer hohen Festigkeit und einer hohen Steifigkeit und der Zementsteinmatrix mit einer niedrigeren Festigkeit sowie einer geringeren Steifigkeit. Bildet sich nun ein Riss in diesem zusammengesetzten Werkstoff, so pflanzt er sich im Zementstein oder an der Kontaktgrenze zwischen Zementstein und Zuschlag fort. Die Übertragung von Kräften bei einer Schubbeanspruchung erfolgt also über den lokalen

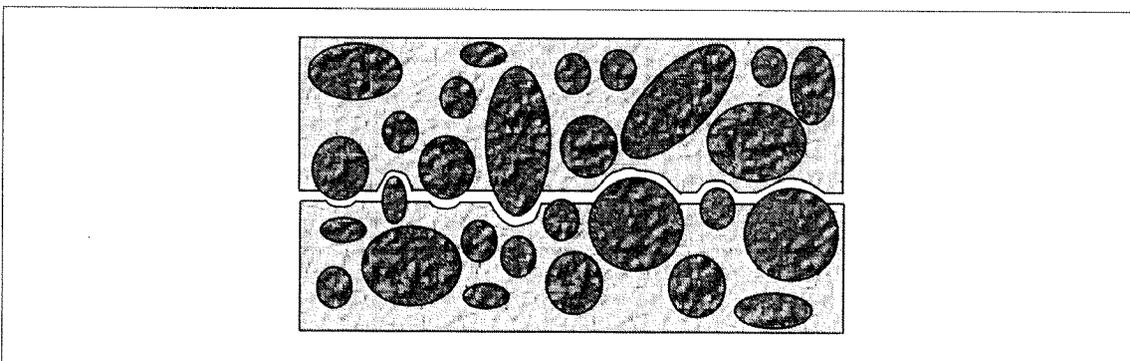


Abb. 3.18: Schematische Darstellung des Aggregate Interlock Model gemäss Walraven [Walr 80]

Kontakt der gegenüber liegenden Rissoberflächen. Die Verteilung und die Orientierung der Rissoberflächenkontaktzonen wird durch eine statistische Funktion beschrieben, bei welche die Zuschläge als Kugeln angenommen sind. Mit Hilfe der Kornzusammensetzung der Zuschläge können anschliessend der Reibungskoeffizient und somit die Spannungen bestimmt werden

Hassanzadeh [Hass 87] in Lund prüfte relativ kleine Probekörper unter kombinierter Zug- und Schubbeanspruchung. Dabei versuchte er eine einheitlich ausgebildete Bruchprozesszone im Probekörper zu erreichen, ohne dass es zu mehreren Bruchprozesszone im Probekörper kommt. Die Steuerung der Versuche erfolgte über eine Beziehung zwischen der Rissöffnungs- und der Rissgleitungsverschiebung, die aufgrund Rissfortpflanzungsbetrachtungen als linear oder parabolisch angenommen worden sind. Bedingt durch die Umfangkerbe des Probekörpers und das Auftreten mehrerer Bruchprozesszonen war es unmöglich das Risswachstum aufzunehmen.

Keuser und Walraven versuchten bei ihren Untersuchungen, die Schubbeanspruchung über Torsion in den Probekörper einzubringen. Gleichzeitig wurde an der Probe eine Zugkraft angebracht, so dass auch hier eine kombinierte Beanspruchung stattfand. Instabilitäten aus der Rotation der Probe verunmöglichten auch hier die Aufzeichnung des Risswachstums [Keus 89].

Bei der Versuchsdisposition von Nooru-Mohamed, die in der Abbildung 3.19 dargestellt ist, wird der doppelt gekerbter Probekörper durch zwei unabhängig von einander Belastungseinrichtungen auf Schub und Zug beansprucht [Noor 92]. Bei diesen Untersuchungen kamen mehrere Lastverschiebungsszenarien zum Zug. Dabei wird zwischen der Druckbelastung und der Zugbelastung als Verursacherin der Schubbeanspruchung unterschieden. So konnte die Schubfestigkeit und -steifigkeit bei gering geöffneten Rissen untersucht werden, um Rückschlüsse über den Einfluss des Aggregate Interlock Modells

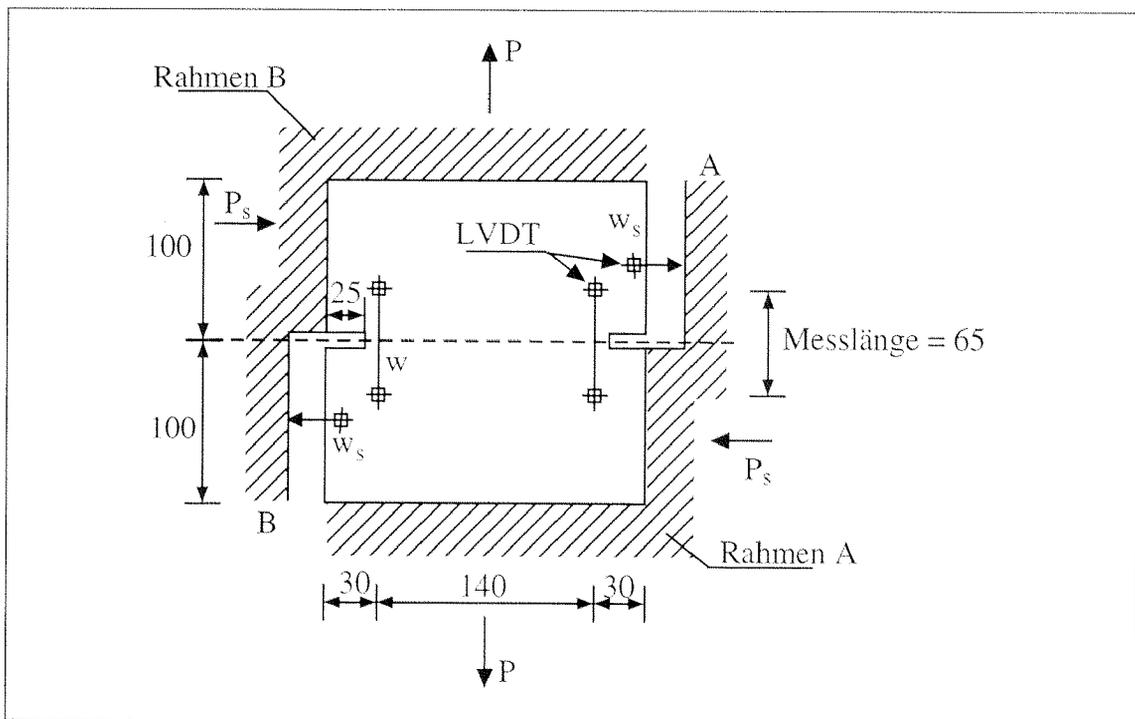


Abb. 3.19: Versuchsaufbau von Nooru-Mohamed [Noor 92]

bei sehr kleinen Rissöffnungen ziehen zu können. Es wurden weiter Proben mittels Schubbeanspruchung vorgerissen und anschliessend über Zugbeanspruchung bis zum Bruch geprüft. Daneben wurden schliesslich Versuche mit gleichzeitiger Schub- und Zugbelastung sowie mit einem konstanten Verschiebungsverhältnis zwischen Schub- und Zugverschiebung durchgeführt.

Aufgrund der Abbildungen 3.20 bis 3.22 kam Nooru-Mohamed zu den folgenden Schlussfolgerungen:

- Zugbeanspruchte, gerissene Proben erfahren unter Druckschubbeanspruchung kein Gleitbruchmechanismus.
- Bei den Proben mit einer Rissöffnung von weniger als 250 μm , die einer Zugschubbeanspruchung unterliegen, entsteht der Bruch durch die Bildung von diagonalen Zugrissen.
- Ein Übergang der Form des Bruches, verursacht durch diagonale Zugrisse zu einer Form des Gleitbruches wurde bei Rissöffnungen grösser als 250 μm beobachtet. In diesem Fall war die Probe auf Schub durch Zugbelastung beansprucht.
- Daraus ergibt sich, dass bei kleinen Rissöffnungen die Übertragung von Schubbeanspruchungen nicht nur durch Aggregate Interlock Effekte, sondern auch durch sekundäres Aufreissen bedingt ist.
- Die Schubsteifigkeit von zementgebundenen Werkstoffen nimmt zunehmender Rissöffnung normal zur Bruchfläche ab.
- Das Aufreissen doppelt gekerbter Probekörper bei gleichzeitiger Schub- und Zugbeanspruchung ist wegabhängig.
- Bei der zuerst einsetzenden Beanspruchung auf Schub durch Druckbelastung und anschliessend auf Zug bilden sich zwei überlappende Risse in den Kerben. Die Fähigkeit des zementgebundenen Werkstoffes die Zugbeanspruchung annehmen zu können wird durch die vorhergehende Druckschubbeanspruchung beeinträchtigt.
- Bei der gleichzeitigen Zug- und Schubbeanspruchung mit einem konstanten Verschiebungsverhältnisses von 1 unterliegen die Proben einer Kombination von Brucharten. Die Form des Bruches geht von sich überlappenden geraden Rissen bei Proben mit der Probengrössen von 200 mm bis zu geneigten, verteilten Rissen bei Proben mit Probengrössen von 50 mm. Offensichtlich besteht auch hier ein Zusammenhang zwischen Probengeometrie und Bruchform.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei einer kombinierten oder auch reinen Schubbeanspruchung die Risse die Tendenz haben, sich unter einer Zugbeanspruchung (Mode I) zu bilden und fortzupflanzen.

An dieser Stelle wird eine numerische Form des Verhaltens der Bruchprozesszone angegeben, damit wie bei der Betrachtung des reinen Zugverhaltens ein Werkzeug für numerische Simulation der Prozesse im zementgebundenen Werkstoff zur Verfügung steht. Da die Beanspruchung in der Bruchprozesszone keine reine Zugbeanspruchung ist, kann man davon ausgehen, dass die Bruchprozesszone ebenfalls einer Schubbeanspruchung unterliegen kann. Die folgenden Betrachtungen stehen unter der Annahme, dass sich die Bruchprozesszone unter gleichzeitiger Zug- und Schubbeanspruchung befindet. Die Rissöffnung sowie das Gleiten der Rissoberflächen kann also gleichzeitig stattfinden.

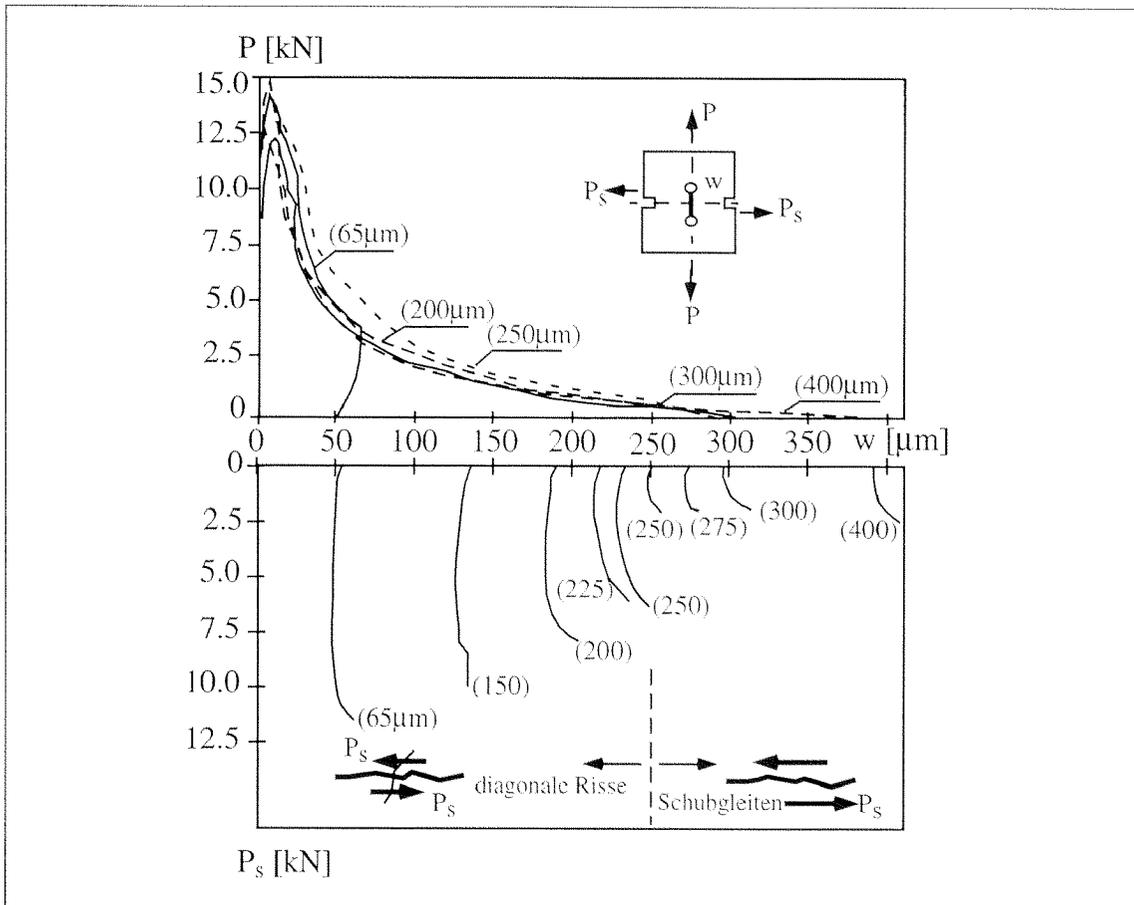


Abb. 3.20: Schubwiderstand für vorgerissene Betone. Bei einer Rissöffnung von 250 μm ist eine Änderung des Bruchmodus festzustellen [Noor 92]

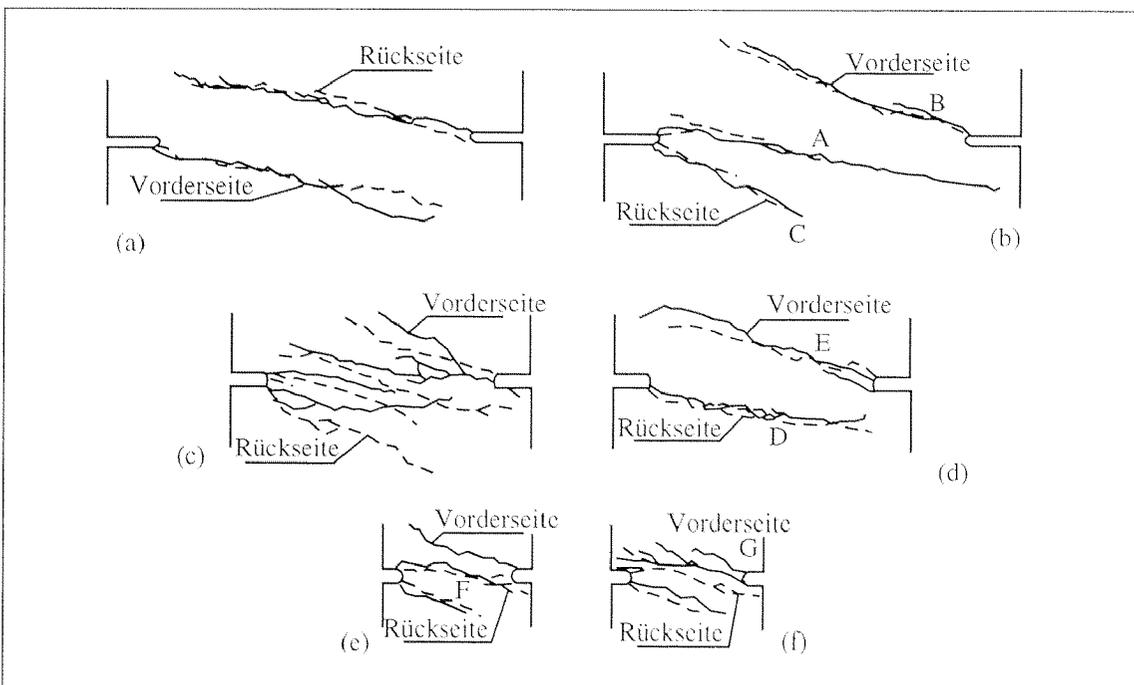


Abb. 3.21: Rissbilder von Betonproben unterschiedlicher Größe geprüft unter einem konstanten Verhältnis zwischen Zug- und Schubverschiebung [Noor 92]

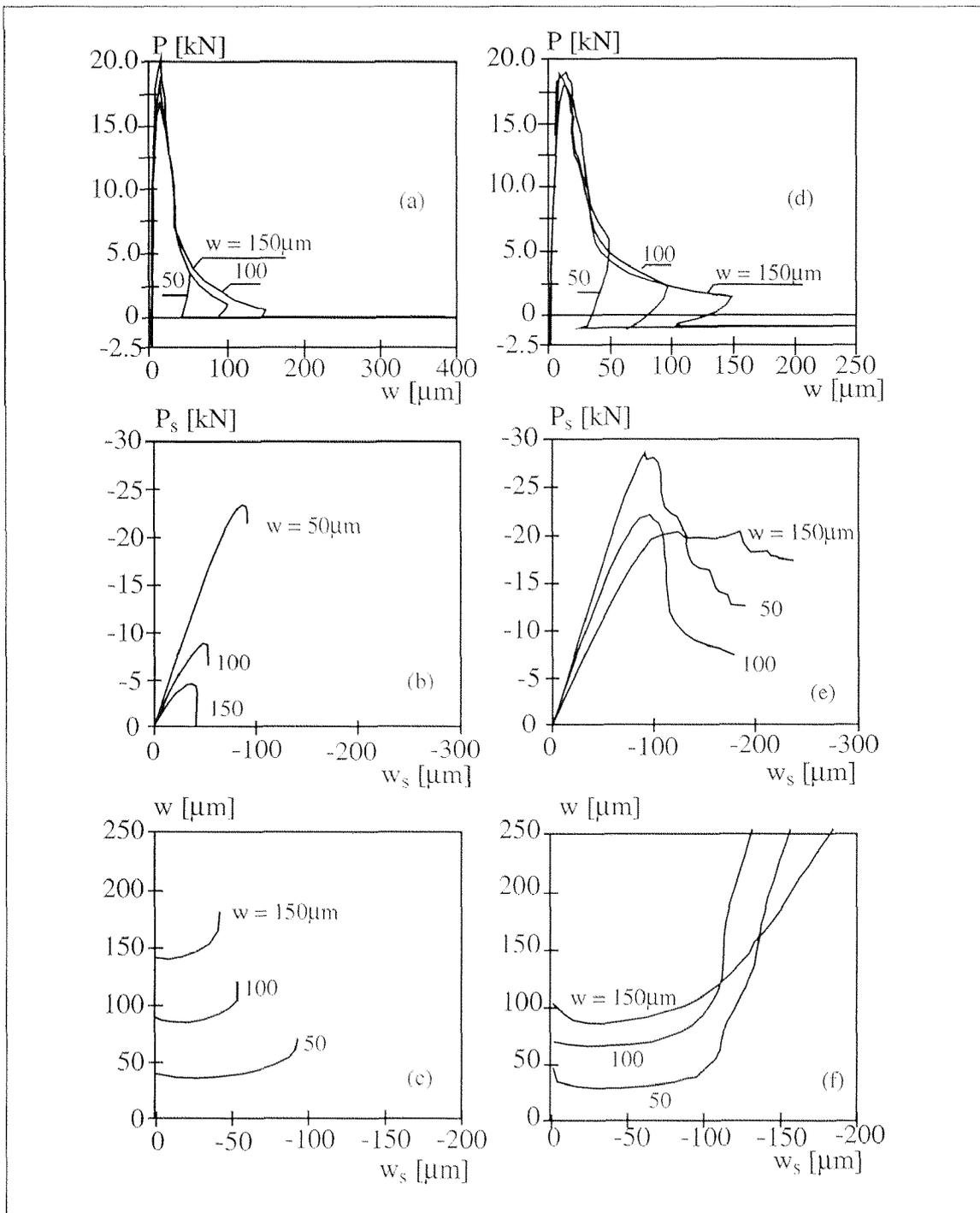


Abb. 3.22: Schubfestigkeit bei keiner Belastung (a-c) und bei einer Druckbelastung von 1 kN (d-f) [Noor 92]

Das Verhalten der Bruchprozesszone wird bei der Mixed-Mode Beanspruchung komplexer und kann unter inkrementeller Form wie folgt beschrieben werden:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma_{nn} \\ \Delta\sigma_{nt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} \\ A_{21} & A_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta w_n \\ \Delta w_t \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

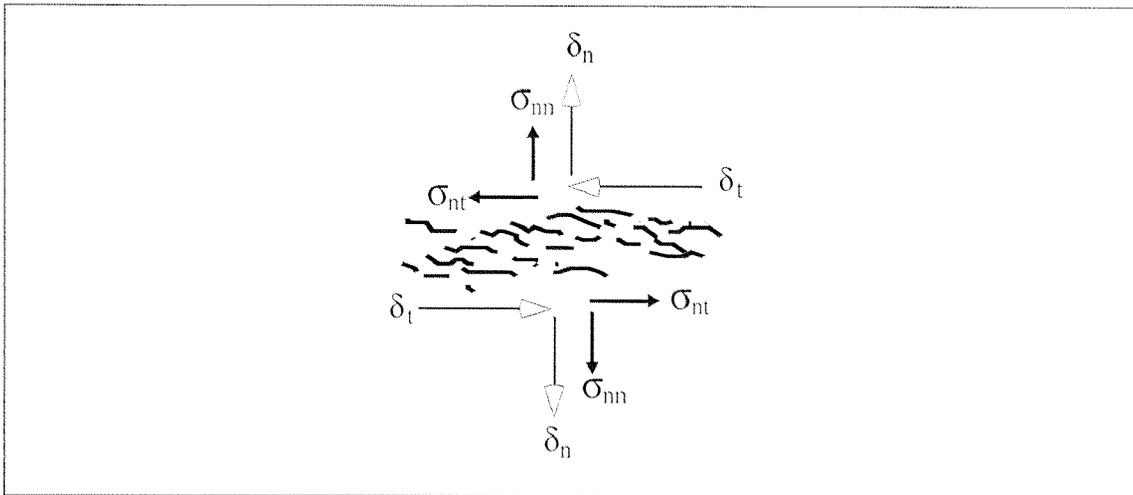


Abb. 3.23: Schematische Darstellung der Bruchprozesszone, die einer kombinierten Zug- und Schubbeanspruchung untersteht

Die in der Gleichung 3.18 angegebenen Spannungen und Verschiebungen sind entsprechend der Abbildung 3.23 definiert. Der Index n steht für normal zur Rissoberfläche, der Index t für tangential zur Rissoberfläche. Die Verschiebungen δ_i können durch die Dehnungen ϵ_i und γ_i ersetzt werden. Aus der Gleichung 3.18 entsteht durch diese Umformung die folgende Gleichung:

$$\begin{vmatrix} \Delta\sigma_{nn} \\ \Delta\sigma_{nt} \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} B_{11} & B_{12} \\ B_{21} & B_{22} \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} \Delta\epsilon_{nn}^{cr} \\ \Delta\gamma_{nt}^{cr} \end{vmatrix} \quad (3.19)$$

Dabei steht der hochgestellte Term cr für die Rissbildung und -fortpflanzung. Bei dieser Gleichung ist zu berücksichtigen, dass B_{12} und B_{21} nicht identisch sind. Somit steht fest, dass die B-Matrix asymmetrisch ist. Die ganze inkrementelle Schubdehnung kann also durch die Zusammensetzung des elastischen Teiles und des Rissgleitens beschrieben werden:

$$\Delta\gamma_{nt} = \Delta\gamma_{nt}^{el} + \Delta\gamma_{nt}^{cr} = \left[\frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E} + \frac{1}{B_{22}} \right] \cdot \Delta\sigma_{nt} = \left[\frac{1}{G} + \frac{1}{B_{22}} \right] \cdot \Delta\sigma_{nt} \quad (3.20)$$

Diese Gleichung kann vereinfacht werden, indem der Schubfestigungsfaktor β eingeführt wird. Multipliziert mit dem Schubmodul G beschreibt dieser Faktor β die Abnahme der Schubsteifigkeit durch die Rissbildung und -fortpflanzung:

$$\Delta\gamma_{nt}^{cr} = \frac{\Delta\sigma_{nt}}{\beta \cdot G} \quad (3.21)$$

Diese Beziehung gilt nur bei grossen Rissöffnungen, da bei einer sekundären Rissbildung die Faktoren B_{12} und B_{21} nicht null gesetzt werden dürfen. Walraven und Keuser konnten zeigen, dass der Faktor B_{12} gleich null gesetzt werden kann, wenn die Bedingung $\delta_t/\delta_n < 2/3$ erfüllt ist [Walr 87]. Der Term B_{21} beinhaltet den Abfall der Schubsteifigkeit bei zunehmender Rissöffnung. Wird nun der Faktor B_{22} rissöffnungsabhängig for-

muliert, so kann auch der Term B_{21} gleich null gesetzt werden. Zwischen der Rissöffnung und dem Schubgleiten besteht eine Beziehung, so dass auch das Schubgleiten bei der Formulierung von B_{22} berücksichtigt werden kann.

Für die mathematische Beschreibung des Schubentfestigungsfaktor β sind mehrere Ansätze formuliert worden. Rots et al. schlagen Folgendes vor [Rots 84]:

$$\beta^{-1} = 1 + 4447 \cdot \varepsilon_{nn} \quad (3.22)$$

Bažant und Gambarova wählten den folgenden Ausdruck [Baža 80]:

$$\beta = \frac{1}{4762 \cdot \varepsilon_{nn}} - \frac{1}{1346 \cdot \sqrt{\varepsilon_{nn}}} \quad (3.23)$$

Pruijssers führt das maximale Grösstkorn der Beton- oder Mörtelzusammensetzung ein und kommt zu einem komplexeren Ausdruck [Prui 88]:

$$\beta^{-1} = 1 + p \cdot \varepsilon_{nn} \quad (3.24)$$

$$\text{mit } p = \frac{2500}{d_{\max}^{0,14} \cdot \left[0,76 - \left(\left(0,16 \cdot \frac{\varepsilon_{nn}}{\gamma_{nt}} \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{6 \cdot \gamma_{nt}}{\varepsilon_{nn}}} \right) \right) \right]} \quad (3.25)$$

Die Gleichungen (3.22) und (3.23) ergeben nur bis zu der Bedingung $\delta_l/\delta_n < 1/3$ gute Ergebnisse, hingegen ist der Ansatz von Pruijssers bis zum Verhältnis $\delta_l/\delta_n < 2/3$ gültig. Ein Beispiel der Schubentfestigungsfunktion β ist in der Abbildung 3.24 zu sehen.

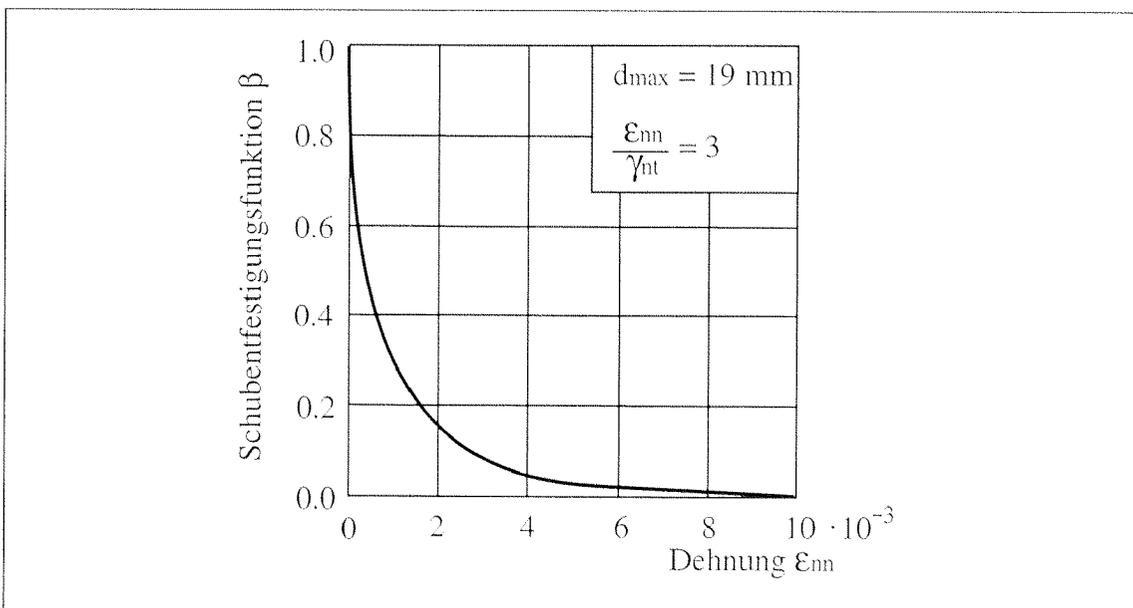


Abb. 3.24: Schubentfestigungsfunktion β als Funktion der Dehnung ε_{nn} nach Pruijssers [Prui 88]

3.7 Folgerungen für die Durchführung der Versuche

Bei der Durchführung der Austrocknungs- und Schwindversuche muss man berücksichtigen, dass sich poröse zementgebundene Werkstoffe stark in Wechselwirkung mit der Umgebung befinden. Diese Wechselwirkung hat einen grossen Einfluss auf die Entwicklung der untersuchten Eigenschaften. Bei der Bestimmung der hygri-schen Parameter spielen eine auf das Grösstkorn angepasste Grösse und Geometrie der Probe eine massgebende Rolle. Aufgrund mehrere Untersuchungen stellen die Bauteilabmessungen neben dem Zementleimgehalt die massgebende regulierende Einflussgrösse dar [Alva 94]. Die Austrocknung geht bei dicken Bauteilen erheblich langsamer voran als bei dünnen. Sie ist näherungsweise proportional zum Quadrat der Probekörperdicke. Dünne Bauteile folgen in ihrem Austrocknungszustand eher den niedrigeren Luftfeuchten in ihrer Umgebung; dicke Bauteile hingegen werden ihr Endschwindmass erst nach langer Zeit entsprechend der mittleren Feuchte der umgebenden Luft einstellen. Zusammenfassend wird eine kleine Probendurchmesser angestrebt, wobei aber beachtet werden muss, dass Probekörper aus inhomogenen Werkstoffen wie Mörtel und Beton nicht beliebig dünn gestaltet werden können, da die Mindestdicke von der Grösse der Einschlüsse und Zuschlagskörner des verwendeten Materials abhängt. Daher sollte die kleinste Abmessung des Probekörpers mindestens dreimal den Durchmesser des Grösstkorns betragen.

Die Anforderung an die Probenabmessungen stellt sich auch für die Prüfung der mechanischen Eigenschaften. Die ausführlichen Untersuchungen von Slowik [Slow 95] und Trunk [Trun 99] haben zu umfassenden Ergebnissen in bezug auf die Beziehungen zwischen Probengeometrie und bruchmechanischen Parametern geführt. Vor allem ist der Einfluss der Probenabmessung auf die spezifische Bruchenergie G_f erforscht worden. Dieses Verhalten wird durch unterschiedliche Aspekte beeinflusst. Berücksichtigt wird die Ligamentfläche, wobei die Versuchsmethode zur Bestimmung der bruchmechanischen Parameter eine wichtige Rolle spielt. Das Problem liegt aber in der numerischen Simulation zur Ermittlung der gesuchten Werkstoffparameter. Die Resultate der Simulation sollten zur Folge haben, dass die in den numerischen Berechnungsverfahren eingesetzte spezifische Bruchenergie G_f entsprechend der geometrischen Belastungsbedingungen variiert werden muss. Mittels der Versuche hat aber Slowik gezeigt, dass es Modelle gibt, die auch den Einfluss der Geometrie auf die spezifischen Bruchenergie G_f nachbilden können. Wird dank dieser Modelle das globale Last-Verformung-Verhalten numerisch simuliert und experimentellen Ergebnissen angeglichen, dann werden die so erhaltenen Materialeigenschaften von den Probekörperbegrenzungen unabhängig sein. Auf direktem Wege messbar sind jedoch nicht diese lokalen Materialeigenschaften, sondern nur die globalen, probengrösse- und geometrieanhängigen Werkstoffparameter. Nach diesen Resultaten wird es in diesem Fall möglich sein, dank dem Keilspaltversuch und dem Schubversuch die bruchmechanischen Materialkenngrössen sowohl der Beschichtung als auch der grenzflächennahen Zone zu extrapolieren, wobei die günstigste Proben-grösse durch das Grösstkorn und die Prüfmaschinenanforderungen bestimmt wird. Diese Werkstoffkenngrössen werden so ermittelt, dass eine einfache Implementierung in das am Institut für Baustoffe der ETH Zürich von G. Martinola und H. Sadouki entwickelten numerischen Modell für die FE-Rechnung möglich ist [Mart 96, Mart 98].

Seite Leer /
Blank leaf

4. Durchführung der Versuche

4.1 Charakterisierung der untersuchten Betone und Mörtel

4.1.1 Untergrundbeton

Als Untergrundbeton wurde ein Normalbeton mit einem W/Z-Wert von 0.50 und einer Zementgehalt dosierung von 300 kg/m^3 benutzt. Die Proben sind an der Staumauerbaustelle von Mauvoisin im Kanton Wallis betoniert worden. Bei dem verwendeten Zement handelt es sich um einen reinen Portlandzement der Bezeichnung CEM I 42.5. Um die gewünschte Konsistenz erreichen zu können, hat man dem Beton einen Hochleistungsverflüssiger mit einer Dosierung von 1 M.-% bezogen auf die Zementmasse beigemischt. Die Zuschlagstoffe mit einem Grösstkorn von 32 mm stammten aus Sembrancher. Die granulometrische Zusammensetzung der Zuschlagstoffe befindet sich in der Tabelle 4.1.

Tab. 4.1: Siebdurchgang der Kornfraktion 0/32 mm aus Sembrancher

Korngruppe [mm]	Rohdichte ρ [kg/m ³]	Anteil der einzelnen Kornfraktion [M.-%]			
		0/4	4/8	8/16	16/32
0 - 32	2650	34.3	20.2	10.1	35.4

Die Frischbetonkontrolle wurde entsprechend der SIA Norm 162 geprüft worden. Die Ergebnisse der Frischbetonkontrolle sind in der Tabelle 4.2 angegeben.

Tab. 4.2: Frischbetonkontrolle Untergrundbeton

Prüfung	Frischbetonrohichte [kg/m ³]	Luftporengehalt [Vol.-%]	Verdichtungsmass Walz [-]
Untergrund	2432	1.7	1.21

Die Druckfestigkeit f_c wurde an Würfeln mit einer Kantenlänge von 200 mm und die Querkzugfestigkeit f_{st} und der E-Modul an 9 Zylindern mit einem Durchmesser von 160 mm und einer Länge von 320 mm bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3 aufgeführt.

Tab. 4.3: Mechanische Eigenschaften des Untergrundes

Untergrund	Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]		Querkzugfestigkeit f_{st} [N/mm ²]		E-Modul [N/mm ²]	
	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage	7 Tage	28 Tage
Mittelwert	42.3	50.8	2.6	2.8	28'600	31'500
Streuung	± 2.0	± 1.8	± 0.3	± 0.4	± 1387.8	± 1695.9

4.1.2 Herleiten der Beton- und Mörtelmischungen der Beschichtungen

Da das Hauptinteresse dieser Arbeit im Verhalten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes liegt, wurde beim Festlegen der Mischungen der zu untersuchenden Beschichtungen einige Kriterien berücksichtigt. In Vorversuchen im Rahmen einer Diplomarbeit am Institut für Baustoffe der ETH Zürich konnte festgestellt werden, dass Beschichtungen mit unterschiedlichen W/Z-Werten keinen grossen Einfluss auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes haben [Rupp 97]. Um einen optimalen Verbund zwischen der neuen Beschichtung und dem Untergrund zu gewährleisten, muss der Formschluss zwischen den Schichten gegeben sein. Neben der Viskosität und der Verdichtung der neuen Beschichtung spielt das Grösstkorn sowie die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe des aufzutragenden Betons und Mörtels eine Rolle. Das Grösstkorn der untersuchten Beschichtungen sind daher bei den untersuchten Betonen und Mörteln unterschiedlich gewählt. Ein möglicher Weg zur Verbesserung des Instandsetzungs- und Schutzsystemes ist die Verminderung der schwindinduzierten Belastung der Beschichtung. Zur Reduktion des Schwindens in zementgebundenen Werkstoffen sind schon Angaben im Kapitel 2.5.4 gemacht worden. So sind unter den untersuchten Beschichtungen Mischungen mit einem alkaliarmen Portlandzement und mit schwindreduzierenden Zusatzmitteln zu finden. Der Einsatz von polymeren, alkalibeständigen Fasern oder Stahlfasern erhöhen die Zähigkeit und Bruchenergie einer Beschichtung. Daher wurden auch eine Mischung mit Stahlfasern in das Versuchsprogramm aufgenommen. Eine Zusammenfassung der untersuchten Beschichtungen ist in der Tabelle 4.5 angegeben.

Bei allen Beton- und Mörtelmischungen, welche als Beschichtung untersucht worden sind, kam mit einer Ausnahme immer reiner Portlandzement CEM I 42.5 aus dem gleichen Zementwerk zum Einsatz. Bei der Ausnahmemischung stammte der benutzte Portlandzement CEM I 42.5 aus einem anderen Zementwerk. Die Besonderheit dieses Zementes liegt bei dem niedrigen Gehalt an Alkalien K_2O und Na_2O . Alle benutzten Zuschlagstoffe waren Rheinkies und stammten aus Weiach im Kanton Zürich. Die Granulometrie der verwendeten Zuschlagstoffe befindet sich in der Tabelle 4.4. Die Zusammensetzung der Zuschlagstoffe erfolgt entsprechend der granulometrischen EMPA-Kurve. Bei den Mischungen M4 0.4 kamen neben dem VOC-freiem, alkanolamin-enthaltendem Schwindreduktionsmittel noch ein Hochleistungsverflüssiger zum Einsatz.

Tab. 4.4: Siebdurchgang der Kornfraktion 0/32 mm

Fraktion [mm]	Rohdichte [kg/m ³]	Siebdurchgang [M.-%]								
		0.25	0.50	1	2	4	8	16	32	63
0 - 4	2650	21.3	48.1	60.5	74.1	96.4	100	100	100	100
4 - 8	2650	0	0	0	0.5	4.1	93.2	100	100	100
8 - 16	2650	0	0	0	0	0	2.5	95.6	100	100
16 - 32	2650	0	0	0	0	0	0	7.3	96.2	100

Tab. 4.5: Zusammenfassung der untersuchten Beschichtungen

Bezeichnung	W/Z-Wert	Zement	Grösstkorn	Zusatzmittel	Zusatzstoff
M16	0.48	CEM I 42.5 350 kg/m ³	16 mm	-	-
M16 LA	0.48	CEM I 42.5 alkaliarm 350 kg/m ³	16 mm	-	-
M16 EC	0.48	CEM I 42.5 350 kg/m ³	16 mm	Schwindre- duziermittel 2 M.-%	-
M8	0.50	CEM I 42.5 425 kg/m ³	8 mm	-	-
M8 SF	0.50	CEM I 42.5 425 kg/m ³	8 mm	-	Stahlfasern 20 kg/m ³
M8 SF D2	0.50	CEM I 42.5 425 kg/m ³	8 mm	Schwindre- duziermittel 2 M.-%	Stahlfasern 20 kg/m ³
M4 0.5 D0	0.50	CEM I 42.5 500 kg/m ³	4 mm	-	-
M4 0.5 D1	0.50	CEM I 42.5 500 kg/m ³	4 mm	Schwindre- duziermittel 1 M.-%	-
M4 0.5 D2	0.50	CEM I 42.5 500 kg/m ³	4 mm	Schwindre- duziermittel 2 M.-%	-
M4 0.4 D0	0.40	CEM I 42.5 500 kg/m ³	4 mm	-	-
M4 0.4 D1	0.40	CEM I 42.5 500 kg/m ³	4 mm	Schwindre- duziermittel 1 M.-%	-
M4 0.4 D2	0.40	CEM I 42.5 500 kg/m ³	4 mm	Schwindre- duziermittel 2 M.-%	-

Alle Beton- und Mörtelmischungen werden in einem 70 l Zwangsmischer im Labor hergestellt. Die trockenen Kornfraktionen 0/32 mm wird jeweils bei der Herstellung der Probekörper mit zirka einem Drittel des Anmachwassers während 30 Sekunden vorge-mischt. Anschliessend wird der Zement der Mischung beigegeben. Während der 90 Sekunden dauernden Mischung wird der Rest des Anmachwassers sowie je nach Beton- oder Mörtelmischung das schwindreduzierende Betonzusatzmittel oder der Betonzusatzstoff beigegeben. Bevor der so hergestellte Frischmörtel oder -beton in die einzelnen Schalungen eingebracht wird, werden die vorgesehenen Frischmörtel- oder Frischbetonkontrollen durchgeführt. Für die Versuche zur Ermittlung der hygrischen Eigenschaften wird für jede Mörtelmischung der Versuchserie M4 ein Körper von 40 x 160 x 400 mm hergestellt. Daraus werden prismatischen Prüfkörper von 20 x 20 x 120 mm geschnitten, so dass nur ein homogener Kernmörtel, wo alle oberflächigen Ungleichmässigkeiten und Zementleimanreicherungen ausgeschlossen werden, zur Prüfung kommt. Bei den Versuchserien M8 und M16 werden die Betonmischungen direkt in Schalungen von 40 x 40 x 160 mm für die Serie M8 und von 50 x 50 x 200 mm für die Serie M16 gegossen. Die auf diese Weise erhaltenen Prismen werden zunächst unter- und über Wasser gravimetrisch gewogen und die Anfangslänge und -breite werden gemessen. Die Anfangsvolumina und die Dichte konnten so berechnet werden. Dann werden an die Probenenden jeweils zwei Messbolzen geklebt. Die zwei Extremitäten und die zwei entgegengesetzten Flächen werden mit selbstklebenden Alufolien abgedeckt. Zweck dieser Massnahme ist es, einen eindimensionalen Trocknungsprozess zu ermöglichen. Dieses muss aus Gründen der Bestimmung des Diffusionskoeffizienten gewährleistet werden. Da die Schwindverformung und der Massenverlust der Proben unverzüglich einsetzen und in jungem Alter besonders ausgeprägt sind, müssen vor allem in den ersten Stunden einige Messungen ausgeführt werden, um vernünftige Werte zur Extrapolation des hygrischen Austrocknungskoeffizienten und des Diffusionskoeffizienten zu bekommen. Mit zunehmender Versuchsdauer können die Zeitabstände innerhalb der einzelnen Messreihen immer weiter ausgedehnt werden. Messbeginn ist nach einem Tag $\tau_0 = 1d$.

Die Prismen der Versuchserie M4 werden bei 4 unterschiedlichen Klimälagerungen mit den Luftfechtigkeiten 60%, 75%, 85% und 95% gelagert. Diejenigen der Messerien M8 und M16 wurden noch zusätzlich in einem Klima mit 40% relativer Luftfeuchte gelagert. Die Fechtigkeiten wurden bei jeder Messung protokolliert. Die Temperatur beträgt 20°C. Um eine gewisse Repräsentativität zu erhalten, wurden pro vorgesehener Klimabedingung 3 Prüfkörper vorbereitet. Dann werden auch 3 Proben zur Bestimmung der Porosität und des maximalen Wasserverlustes im Ofen bei 105°C gelagert. Drei Proben, die nach einer gewissen Trocknungsdauer im hygrischen Gleichgewicht waren, wurden anschliessend 7 Tage bei 105°C gelagert, um das Endschwindmass bei 0% relative Luftfeuchte bestimmen zu können. Nachdem die Proben aus dem Klimaschrank herausgenommen worden sind, sind die Messung des Endschwindmasses bei 0% relativer Luftfeuchte erst nach 24 Stunden erfolgt. Die Proben konnten sich so in einem Exekator bei 0% relativer Luftfeuchte auf 20°C abkühlen.

Für die mechanischen Eigenschaften bei der Versuchserien M4 wurden pro Mischung 9 Prismen von 40 x 40 x 160 mm zur Prüfung der Biegezug- und Würfeldruckfestigkeit bei einem Alter von 7, 28 und 90 Tagen hergestellt. Die Versuchserie hatte die gleiche Probekörpergrösse, jedoch wurden die mechanischen Eigenschaften nur nach 28 Tagen geprüft. Bei der Versuchserie M16 waren die Probekörper für die mechanischen Eigen-

schaften 50 x 50 x 200 mm. 2 Körper von 100 x 100 x 1000 mm wurden zusätzlich hergestellt, um die bruchmechanischen Werkstoffkenngrößen der Mischungen M4 bei einem Alter von 7, 28 und 90 Tagen zu ermitteln. Bei den Versuchserien M8 und M16 waren die Probekörper 150 x 150 x 1000 mm für die bruchmechanischen Probekörper. Alle nach einem Tag ausgeschalteten Proben wurden bis zur geplanten Versuchszeit wassergelagert.

4.1.3 Charakterisierung der Beschichtungen

Die Frischbetonkontrolle wurde entsprechend der SIA Norm 162 geprüft. Die Ergebnisse der Frischebetonkontrolle sind in der Tabelle 4.6 aufgetragen.

Tab. 4.6: Frischbetonkontrolle Beschichtungen

Prüfung	Frischbetonrohddichte	Luftporengehalt	Verdichtungsmass Walz
	[kg/m ³]	[Vol.-%]	[-]
M16	2422.5	2.1	1.23
M16 LA	2440	1.3	1.27
M16 EC	2410	1.9	1.10
M8	2339.4	2.1	1.10
M8 SF	2359.6	3.4	1.14
M8 SF D2	2349.1	2.6	1.07
M4 0.5 D0	2229.5	5.5	1.18
M4 0.5 D1	2187.9	7.2	1.13
M4 0.5 D2	2162.5	7.7	1.09
M4 0.4 D0	2234	5.1	1.23
M4 0.4 D1	2230	6.4	1.19
M4 0.4 D2	2204	7.0	1.17

Die Frischmörtelrohddichte nimmt mit zunehmender Dosierung der Schwindreduktionsmittel geringfügig ab. Diese Aussage bestätigt sich durch die Zunahme des Luftporengehaltes, was die Frostbeständigkeit der Mörtel und des Betons erhöht. Die Verarbeitbarkeit wird durch die Zugabe dieser Zusatzmittel verbessert, da die Konsistenz der Mörtel und Betonmischungen mit zunehmendem Zusatzmittelgehalt weicher wird. Gibt man dem Beton M8 Stahlfasern zu, so wird der Luftporengehalt leicht erhöht. Zusätzlich wird die Konsistenz dadurch etwas steifer.

Zur Charakterisierung werden aber auch andere wichtige mechanische Eigenschaften geprüft. Gemäss der Norm SIA 162/1 werden die Würfeldruckfestigkeit sowie die Biegezugfestigkeit bestimmt. Dazu werden Prismen von 40 x 40 x 160 mm benutzt, diese können sowohl für die Druckfestigkeitsprüfung als auch für die Biegezugfestigkeitsprüfung eingesetzt werden. Die Biegezugfestigkeit wird bei Drei-Punkt-Biegeversuch durch das Aufbringen einer Einzellast in der Mitte des Balkens bestimmt, indem der Bruch sich bei

Erreichen der maximalen Randspannung auf der unteren Seite einstellen wird. Die Spannweite des Balkens beträgt 100 mm, die Belastungsgeschwindigkeit 0.05 kN/s. Aus dem Moment infolge der Einzellast in der Balkenmitte wird die maximale Randspannung, d.h. die Biegezugfestigkeit mit der folgenden Formel berechnet:

$$f_{bt} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{3 \cdot F_{\max} \cdot \ell}{2 \cdot b \cdot h} \quad (4.1)$$

Bei der Würfeldruckfestigkeitsprüfung werden die Prüfkörper in der Maschine mit einer Geschwindigkeit von 2.4 kN/s bis zum Bruch belastet, die Festigkeit f_c ist der Quotient maximal erreichte Kraft durch Auflagerfläche.

Bei den Versuchsserien M4 wurde die Druckfestigkeit f_c an 6 Würfeln mit einer Kantenlänge von 40 mm und die Biegezugfestigkeit f_{bt} an 3 Prismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm nach einem Alter von 7, 28 und 90 Tagen bestimmt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.7 aufgeführt. Bei den Versuchsserien M8 und M16 ist lediglich die Druckfestigkeit nach einem Alter von 28 Tagen an 4 Prismen mit den Abmessungen 50 x 50 x 200 mm bestimmt worden. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 4.8 dargestellt.

Tab. 4.7: Mechanische Eigenschaften der Versuchserie M4

M4	Druckfestigkeit f_c [N/mm ²]			Biegezugfestigkeit f_{bt} [N/mm ²]			
	Alter	7 Tage	28 Tage	90 Tage	7 Tage	28 Tage	90 Tage
M4 0.5 D0		37.74 ± 2.85	49.56 ± 2.53	58.73 ± 1.97	7.29 ± 0.29	8.41 ± 0.31	9.91 ± 0.93
M4 0.5 D1		30.37 ± 2.40	48.75 ± 1.09	53.49 ± 3.89	7.06 ± 0.56	8.21 ± 0.26	9.32 ± 1.04
M4 0.5 D2		28.10 ± 1.64	43.79 ± 0.82	51.81 ± 2.46	6.86 ± 0.39	7.60 ± 0.26	8.93 ± 0.74
M4 0.4 D0		47.66 ± 2.01	55.07 ± 4.70	68.18 ± 1.90	7.97 ± 0.15	7.29 ± 0.72	10.14 ± 0.52
M4 0.4 D1		43.36 ± 2.88	54.70 ± 7.08	66.85 ± 1.37	8.98 ± 0.23	9.40 ± 0.26	10.05 ± 0.725
M4 0.4 D2		35.03 ± 5.42	37.94 ± 4.69	61.32 ± 1.04	8.09 ± 0.15	10.36 ± 0.14	9.625 ± 0.38

Tab. 4.8: Mechanische Eigenschaften der Versuchserie M8 und M16

Druckfestigkeit f_c nach einem Alter von 28 Tagen [N/mm ²]					
M8	M8 SF	M8 SF D2	M16	M16 LA	M16 EC
35.45	44.84	42.36	37.89	34.64	26.06
± 2.26	± 1.81	± 2.04	± 1.76	± 2.86	± 3.04

Aus den Ergebnissen ist zu sehen, dass sowohl die Druckfestigkeit f_c als auch die Biegezugfestigkeit f_{bt} bei den Mörtel und den Betonmischungen mit zunehmendem Gehalt des Schwindreduktionsmittels abnehmen. Die Ursache hierfür liegt beim Luftporengehalt, der auch mit zunehmendem Zusatzmittelgehalt erhöht wird. Zahlreiche Untersuchungen haben ergeben, dass ein erhöhter Luftporengehalt die Festigkeit von zementgebundenen Werkstoffen reduziert. Der Festigkeitsverlust ist als gering einzustufen. Die Festigkeitsabminderung kann gegebenenfalls durch die Kombination des Schwindreduktionsmittels mit einem Betonverflüssiger begegnet werden, da so der W/Z-Wert reduziert wird und die Festigkeit wiederum gesteigert wird.

4.1.4 Porosität und Porengrößenverteilung

Die drei prismatische Prüfkörper von 20 x 20 x 20 mm für die Bestimmung der Porosität und der Porengrößenverteilung werden zunächst 28 Tage bei 20°C und 85% relativer Luftfeuchte gelagert. Vor der Bestimmung der Porenwerte werden sie getrocknet und anschliessend im Quecksilberdruckporosimeter geprüft. Der maximale Druck beträgt 0.0330 MPa, das maximale Volumen 0.100 ml/g und die Evakuationszeit 5 Minuten. Damit kann das totale und inkrementelle Intrusionsvolumen, den mittleren Porendurchmesser und die mit Quecksilber bei diesem Druck füllbare Porosität zu bestimmen. Bei der Bestimmung der Porosität durch die Trocknung bei 105°C werden drei Proben direkt

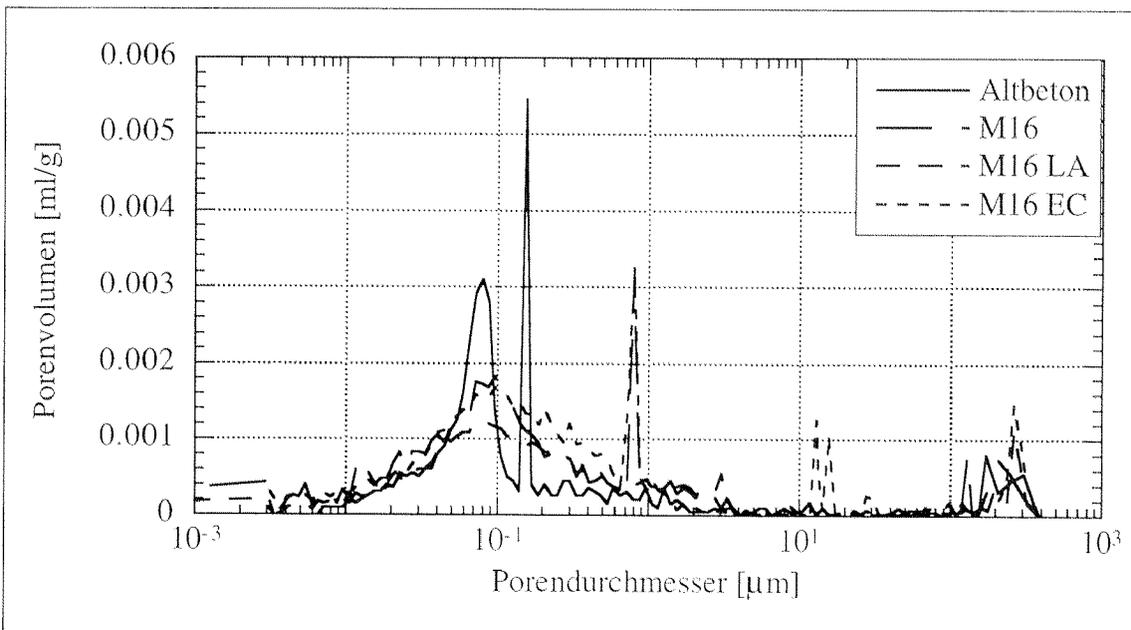


Abb. 4.1: Porengrößenverteilung des Betonuntergrundes und der Versuchserie M16

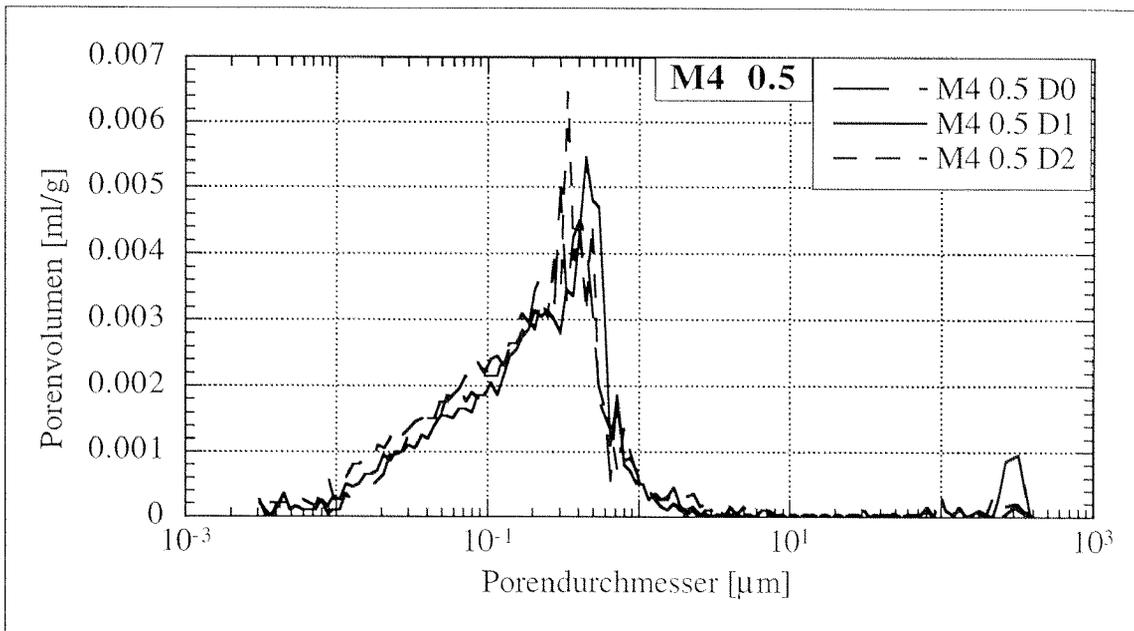


Abb. 4.2: Porengrößenverteilung der Versuchserie M4 0.5

nach dem Ausschalen gravimetrisch aufgenommen und in den Trockenschrank bei 105°C gelagert. Nach 7 Tagen Lagerung bei 105°C wird das Trockengewicht der ausgetrockneten Proben bestimmt und die Porosität berechnet. Die Ergebnisse der Porositätsuntersuchungen sind in der Abbildung 4.1- 4.3 und der Tabelle 4.9 dargestellt.

Tab. 4.9: Füllbare Porosität des Untergrundbetons und der Beschichtungen

Bezeichnung	Porosität (Trocknung bei 105°C)	Porosität Hg-Bestimmung
Untergrundbeton	8.58	7.84
M16	11.45	12.29
M16 LA	13.22	9.90
M16 EC	13.62	13.71
M8	15.71	-
M8 SF	14.13	-
M8 SF D2	16.54	-
M4 0.5 D0	20.49	19.80
M4 0.5 D1	20.14	19.58
M4 0.5 D2	19.81	21.13
M4 0.4 D0	16.14	18.83
M4 0.4 D1	16.91	19.72
M4 0.4 D2	17.58	20.87

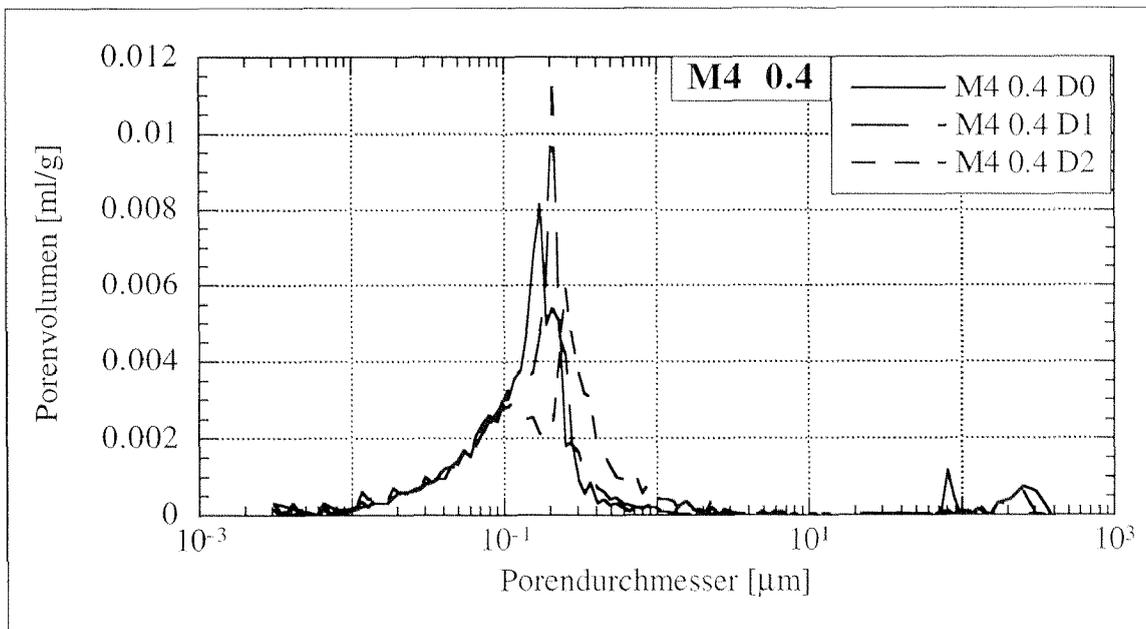


Abb. 4.3: Porengrößenverteilung der Versuchserie M4 0.4

4.2 Bestimmung der hygri-schen Kenngrößen

4.2.1 Versuchsanordnung

Die Aufnahme der axialen Längenänderung des Prüfkörpers erfolgt bei der Versuchsserie M4 mittels des Vergleichs mit einem auf 120 mm geeichten Invar Stahlstab, welcher aus einer besonders gegen Temperaturschwankungen wenig empfindlich Stahlsorte besteht. Bei den Versuchsserien M8 resp. M16 betrug die Länge des geeichten Invarstabes 160 mm resp. 200 mm. Die Genauigkeit des Längenmessgerätes beträgt $\pm 0.05 \mu\text{m}$, abgelesen wird aber auf $0.1 \mu\text{m}$. Die relative Längenänderung der einzelnen Probekörper wurden entsprechend der Gleichung (4.2) ermittelt und als Funktion des Alters bei den unterschiedlichen relativen Feuchten aufgetragen.

$$\varepsilon_{\text{sh}}(t) = \frac{\Delta \ell(t)}{\ell_0} \quad (4.2)$$

Die gesuchten Werkstoffparameter, d.h. das Endschwindmass und die Halbwertszeit, wurden aus den gemessenen Längenänderungen ermittelt. Dazu wurden zunächst aus der Längenänderungsdifferenz geteilt durch die Anfangsabmessungen die Schwinddehnungen bei den unterschiedlichen Klimata ermittelt und als Funktion des Alters aufgetragen. Über die Minimierung der Fehlerquadrate zwischen experimentellen und gefitteten Werten konnte die Schwindfunktion mit Hilfe des folgenden hyperbolischen Ansatzes bestimmt werden [Witt 89]:

$$\varepsilon_{\text{sh}}(t) = \frac{a \cdot t}{b + t} \quad (4.3)$$

In diesem Ansatz ist der Parameter $\varepsilon_{\text{sh}\infty} = a$ der Endschwindwert und $\tau_{1/2} = b$ die Halbwertszeit. Die mathematische Approximation hängt stark von der Versuchsdauer ab: je länger die Messungen durchgeführt werden, desto besser wird die wirkliche Schwindkurve approximiert, desto genauer werden die auf diese Weise ermittelten Endschwindwerte. Anschliessend wurden die so ermittelten Endschwindwerte als Funktion der relativen Luftfeuchte dargestellt und mit einer mathematischen Funktion gefittet. Die Ableitung dieser mathematischen Funktion ergibt dann den hygri-schen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh} .

Der Wasserverlust Δm als Funktion der Zeit bei den unterschiedlichen Klimata wird dank einer präzisen Waage mit einer Genauigkeit von 1 mg ermittelt. Mit Hilfe des folgenden Ansatzes konnte der Wasserverlust als Funktion der Zeit analog dem bereits oben beschriebenen Verfahren gefittet werden [Witt 89]:

$$\Delta m = \frac{a_1 \cdot t}{b_1 + t} + \frac{a_2 \cdot t}{b_2 + t} \quad (4.4)$$

Daraus können anschliessend der zeitliche Feuchteverlauf sowie die Ausgleichsfeuchte bei den unterschiedlichen Klimata bestimmt werden. Aus der Differenz zwischen dem Gewicht der gesättigten Proben und dem Gewicht nach 7 Tage Lagerung im Ofen bei 105°C , kann man den gesamten Wassergehalt in g/cm^3 berechnen, indem der Wasserver-

lust durch das Volumen der Probe geteilt wird. Anhand dieser Daten kann schlussendlich der hygri sche Diffusionskoeffizient $D(h)$ über eine inverse Analyse mit dem numerischen Simulationsprogramm FITDIF berechnet werden. Als Ansatz für den Diffusionskoeffizienten kam die Gleichung (3.13) zum Einsatz.

4.2.2 Beispiel der Auswertung der hygri schen Grössen: Untergrundbeton

Bei der Prüfung der hygri schen Kenngrössen des Untergrundbetons wurden die Proben in einen Metallständer mit einer Messuhr eingebaut. Die Schwindproben wurden bei 20°C und bei vier unterschiedlichen relative Luftfeuchten von 45%, 60%, 75% und 85% gelagert. Die Ergebnisse der Schwinduntersuchungen sind in der Tabelle 4.10 sowie den Abbildungen 4.4, 4.5 und 4.6 dargestellt. Trägt man die ermittelten Endschwindwerte als Funktion der relativen Luftfeuchte auf, so erhält man den Verlauf der Endschwindwerte der untersuchten Untergrundbetons, indem man den ermittelten Endschwindwerte eine mathematische Funktion über die Minimierung der Summe der Fehlerquadrate anfügt. In diesem Fall hat sich die Funktion eines Polynomes vierten Grades bewährt. Sind die Parameter der Funktion bestimmt, so kann über die Ableitung der Funktion der hygri schen Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bestimmt werden.

Tab. 4.10: Endschwindwerte $\epsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ des Betonuntergrundes

Bezeichnung	Untergrundbeton	
	r.F. [%]	$\epsilon_{sh\infty}$ [‰]
0 %	0.65	-
40 %	0.44	21.59
58 %	0.39	15.69
75 %	0.27	21.85
85 %	0.18	17.16

In der Tabelle 4.11 ist der Verlauf und der hygri sche Ausdehnungskoeffizient α_{sh} des Untergrundes angegeben.

Tab. 4.11: Funktionaler Zusammenhang der hygri schen Verformung ϵ_{sh} und des hygri schen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh} des Betonuntergrundes

Bezeichnung	ϵ_{sh} [‰]	α_{sh} [‰] · h ⁻¹
Untergrund	$3.00 \cdot h^4 - 7.35 \cdot h^3 + 5.41 \cdot h^2 - 1.72 \cdot h + 0.64$	$12.00 \cdot h^3 - 22.05 \cdot h^2 + 10.82 \cdot h - 1.72$

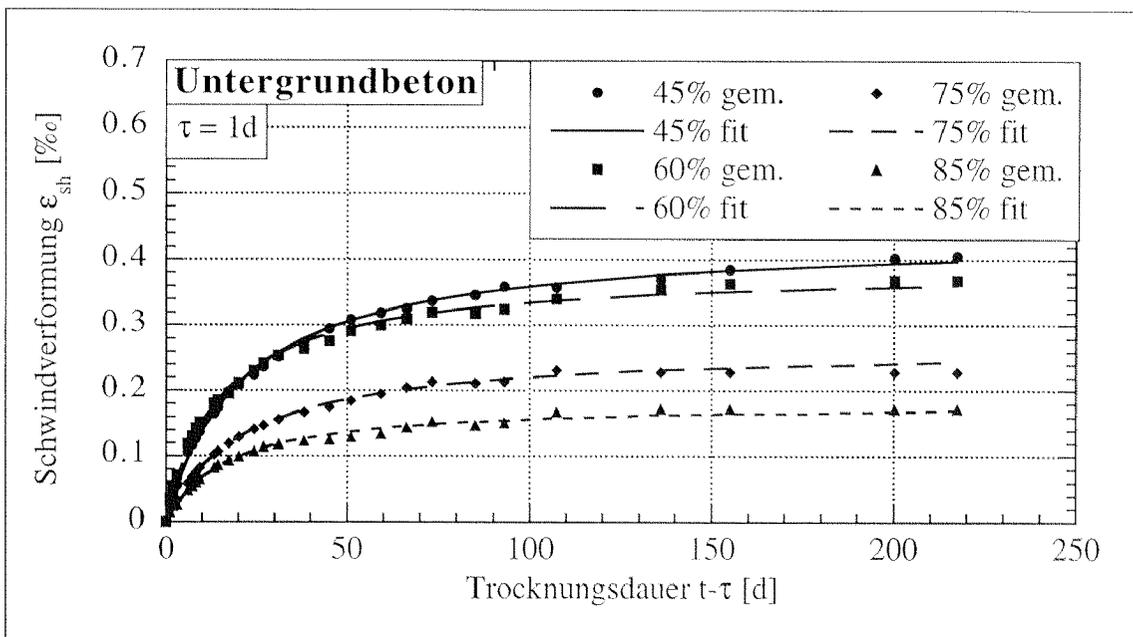


Abb. 4.4: Schwindverformungen als Funktion der Trocknungsdauer vom Untergrundbeton

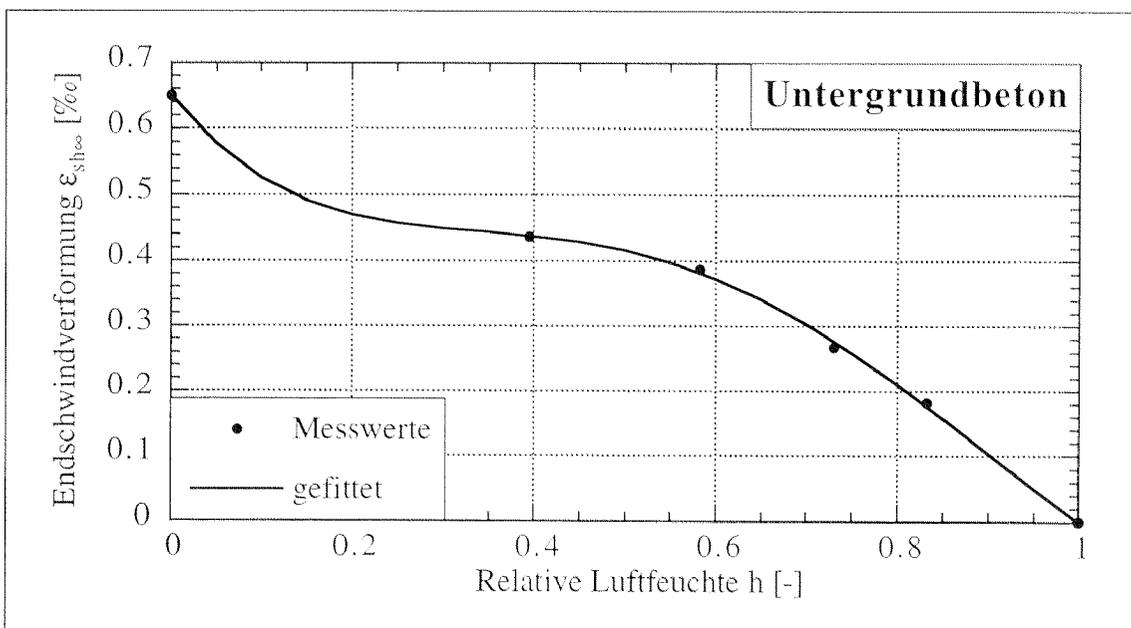


Abb. 4.5: Endschwindwerte als Funktion der relativen Luftfeuchte beim Untergrundbeton

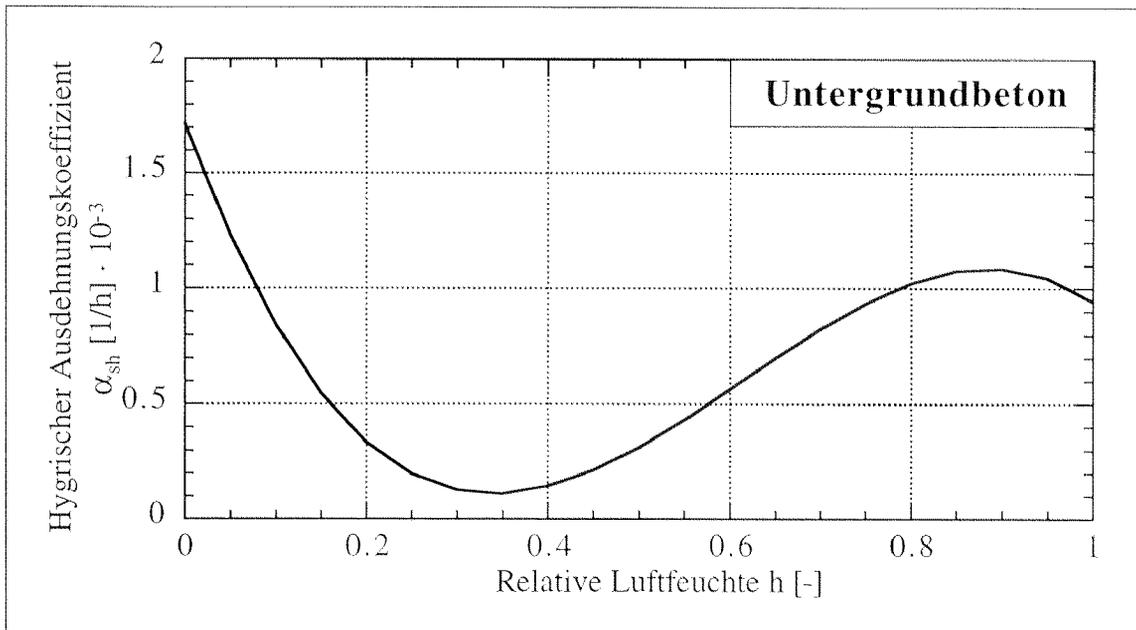


Abb. 4.6: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte h

Zur Bestimmung des hygrischen Diffusionskoeffizienten $D(h)$ und der Sorptionsisotherme wird der Massenverlust von drei Probekörper bei den jeweiligen relativen Luftfeuchten von 54%, 75%, 85% und 93% gemessen. Für die mathematische Beschreibung der Desorptionsisotherme hat sich ein Polynom dritten Grades bewährt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.12 und 4.13 und den Abbildungen 4.7 bis 4.9 dargestellt.

Tab. 4.12: Wasserverlust und Feuchtegehalt vom Untergrundbeton

Bezeichnung	Untergrundbeton	
	Δm (100% - r.F.) [g/cm ³]	w [g/cm ³]
0 %	0.106	0.00000
60 %	0.036	0.66148
75 %	0.019	0.82148
85 %	0.010	0.90528
93 %	0.007	0.93761

Tab. 4.13: Zusammenhang der relativen Feuchte und der Desorptionsisotherme $w(h)$ sowie dem Diffusionskoeffizienten $D(h)$

Bezeichnung	$w(h)$ [g/cm ³]	$D(h)$ [cm ² /d]
Untergrund	$0.2183 \cdot h^3 - 0.344 \cdot h^2 + 0.2395 \cdot h$	$1.92 \cdot 10^{-4} + 6.35 \cdot 10^{-6} \cdot e^{10.23 \cdot h}$

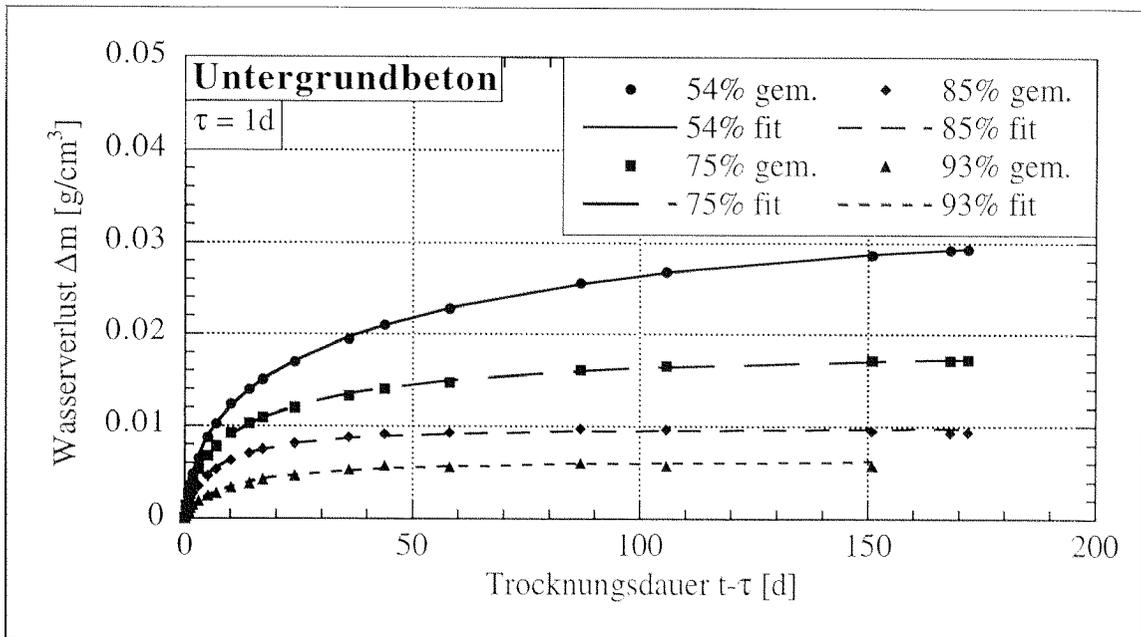


Abb. 4.7: Wasserverluste Δm des Untergrundbetons als Funktion der Trocknungsdauer $t-\tau$

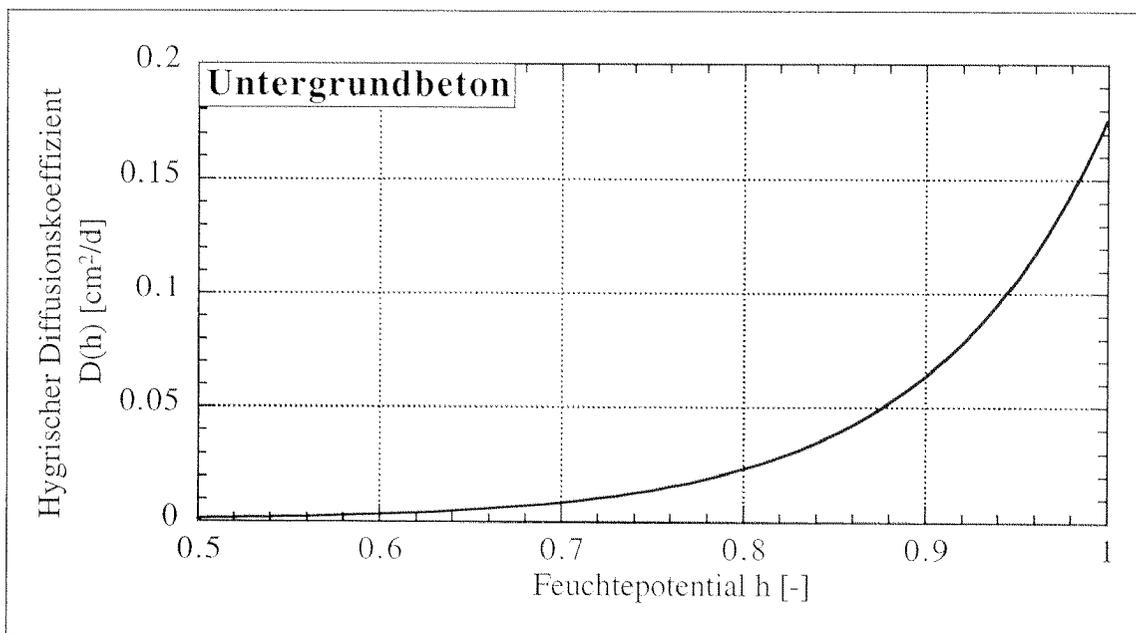


Abb. 4.8: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ des Betonuntergrundes als Funktion des Feuchtpotentials h

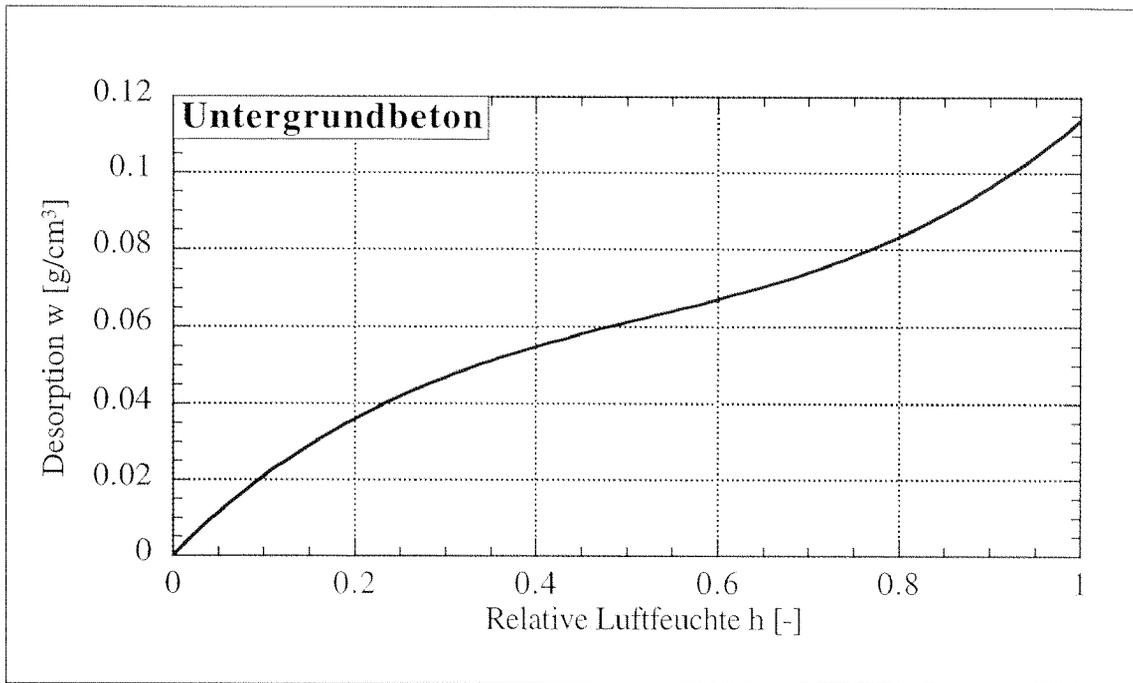


Abb. 4.9: Desorptionsisotherme des Untergrundbetons

4.3 Bestimmung der bruchmechanischen Kenngrößen

4.3.1 Versuchsanordnung

Die bruchmechanischen Eigenschaften der Beschichtungen wurden mit Hilfe des Keilspaltversuches ermittelt. Mit der Methode kann man die spezifische Bruchenergie G_f , der E-Modul die Zugfestigkeit f_t und das Entfestigungsverhalten über das Spannungs-Rissöffnungsdiagramm extrapolieren.

Der Keilspaltversuch erfolgt mittels einer elektro-mechanischen Prüfmaschine. Als Steuergröße dient die Rissaufweitung, die mit Hilfe von induktiven Wegaufnehmern gemessen wird und direkt im Spaltkraft-Rissöffnungs-Diagramm eingetragen wird. Die 4 Prüfkörper pro Mischung und Alter der Versuchsreihe M4 werden mit den folgenden Abmessungen vorbereitet: 100 x 100 x 100 mm, die Ligamenthöhe beträgt 42.5 mm, wobei die Tatsache berücksichtigt worden ist, dass die Geometrie vom Mesoniveau des Gefüges abhängig ist und der Bruch meistens in der Grenzfläche zwischen Zementmatrix und Zuschlagskorn liegt. Bei der Versuchsreihe M8 und M16 betragen die Abmessungen der Probekörper 150 x 150 x 150 mm, die Ligamenthöhe 67.5 mm entsprechend einem Verhältnis Ligament-/charakteristische Probenhöhe $a/w = 0.5$. Bei der Prüfung der bruchmechanischen Ergebnisse des verwendeten Untergrundbeton kamen Würfelprobekörper mit einer Kantenlänge von 200 mm zum Einsatz, die Ligamenthöhe betrug dabei 92.5 mm. Die Prüfkörper werden gekerbt und auf 2 Rollenlager in die Maschine eingebaut. Ein Keil wird von der Maschine unter zwei an der Probe befestigten Rollenlager gepresst. Die auf den Körper resultierenden Kräfte werden durch das Biegemoment aus der Exzentrizität der Belastung berechnet, daraus ergibt sich eine Zugkraft, die den Bruch verursachen wird.

Die Belastungsgeschwindigkeit wird auf 12 $\mu\text{m}/\text{min}$ eingestellt. Direkt aus dem Spaltkraft-Rissöffnungsdiagramm ist es möglich, die spezifische Bruchenergie zu berechnen,

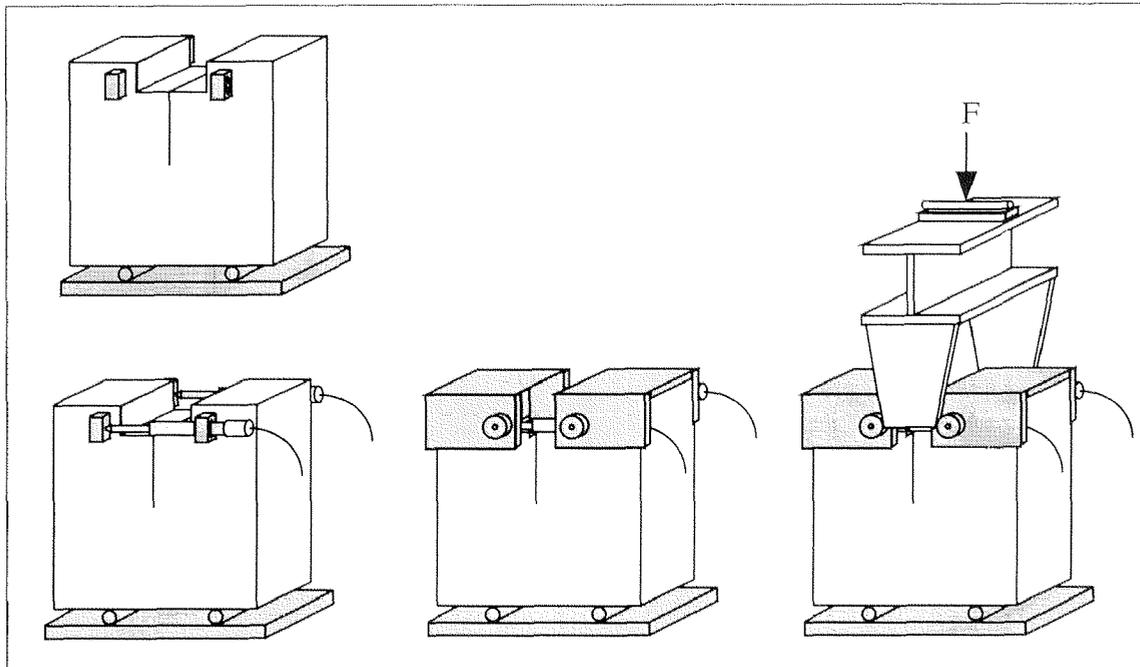


Abb. 4.10: Prinzip des Keilspaltversuches

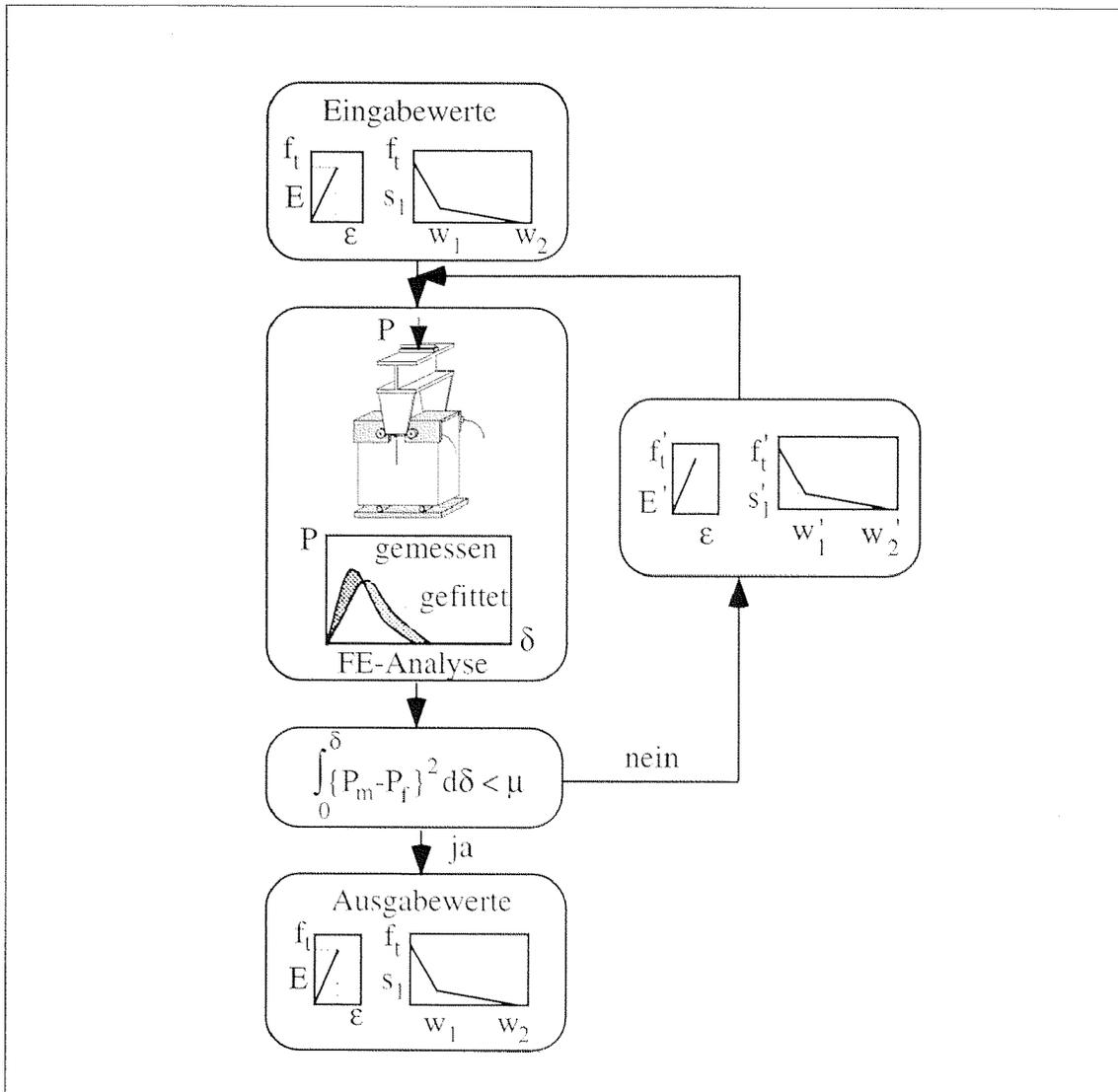


Abb. 4.11: Prinzip der Bestimmung der Entfestigungsparameter

indem die Fläche unter der Kurve durch die Ligamentfläche dividiert wird. Für die Bestimmung des Entfestigungsdiagrammes wird aber eine numerische Simulation durch das FE-Programm FRACTURE-2 unter Verwendung des Modells der fiktiven Risse und Annahme eines bilinearen Entfestigungsverhaltens nötig [Trun 99]. Die Parameter werden im Laufe dieser Berechnung mittels Finite Elemente variiert, um das Entfestigungsdiagramm durch eine inverse Analyse anzunähern, wie in der Abbildung 4.11 zu sehen ist. Auf diese Weise ist es möglich, die Zugfestigkeit f_t , den E-Modul, die spezifische Bruchenergie G_f und die Dehnungsentfestigungsparameter der geprüften Mischungen zu ermitteln.

4.3.2 Beispiel der Auswertung der bruchmechanischen Grössen: Untergrundbeton

Die Ergebnisse der Untersuchungen des Untergrundbetons sind in der Tabelle 4.13 und der Abbildung 4.12 zusammengefasst. In der Abbildung 4.12 befinden sich sowohl die experimentell gemessene und die numerisch angefittete Spaltkraftverschiebungskurve wie auch das mit FRACTURE-2 bestimmte Spannungsdehnungsdiagramm und das Deh-

nungsentfestigungsdiagramm. Der Untergrundbeton weist neben einer relativ hohen spezifischen Bruchenergie G_f eine hohe Zugfestigkeit f_t und ein gutes Rissüberbrückungsvermögen auf.

Tab. 4.14: Bruchmechanische Ergebnisse des Betonuntergrundes

Bezeichnung	Bruchmechanische Kenngrößen					
	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	s_1 [N/mm ²]	w_1 [mm]	w_2 [mm]
Untergrundbeton	196	36'500	3.63	0.542	0.0487	0.359

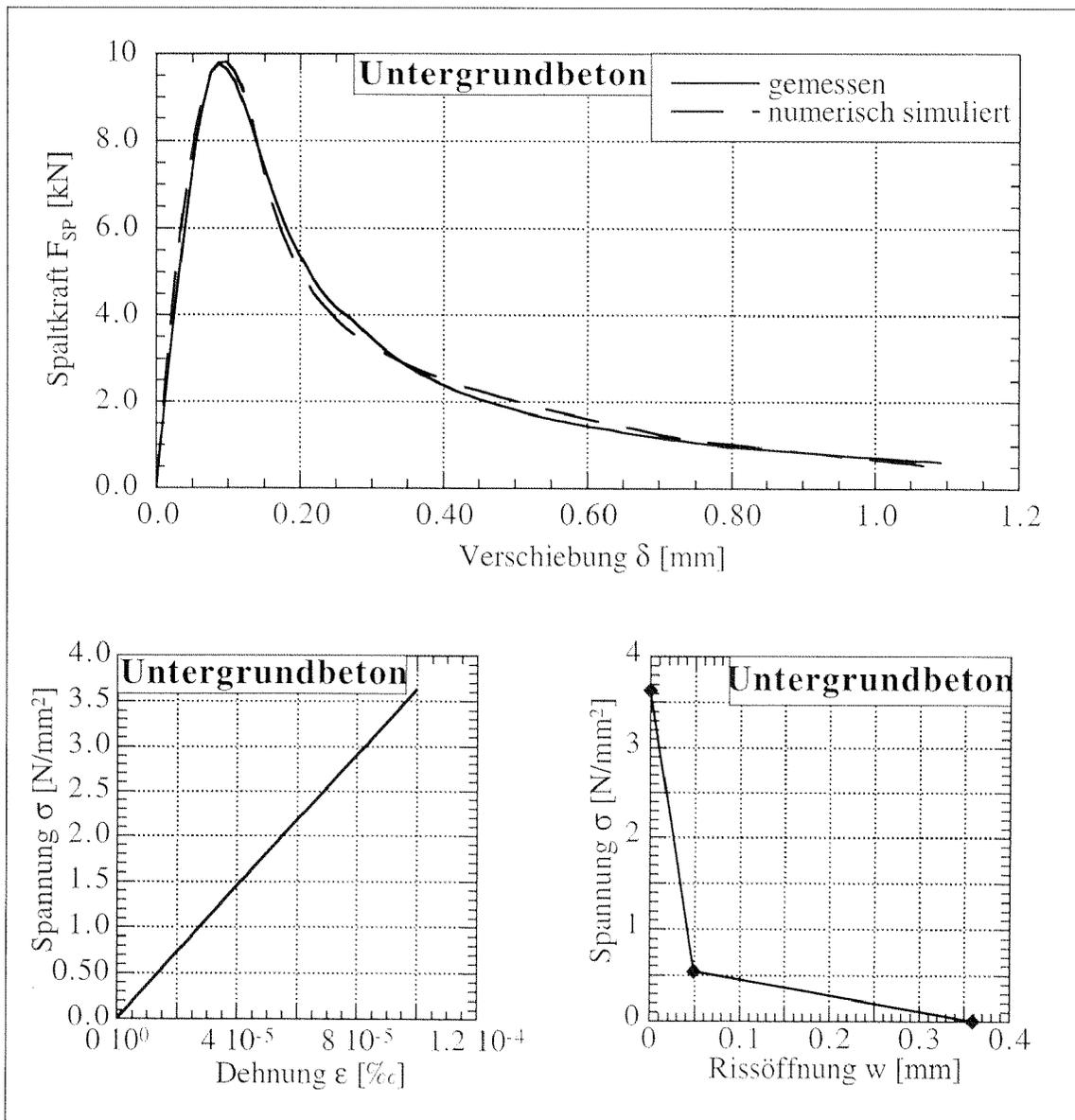


Abb. 4.12: Auswertung des Keilspaltversuches beim Untergrundbeton

4.4 Beanspruchung normal zur grenzflächennahen Zone

4.4.1 Versuchsdurchführung

In Vorversuchen ist überprüft worden, ob sich der Keilspaltversuch für die Charakterisierung des Haftzugverhaltens einer neuen Beschichtung eignet. Beim gewöhnlichen Keilspaltversuch besitzen die beiden Probekörperhälften eine symmetrische Geometrie und die gleichen Materialkenngrößen. Bei einem Keilspaltversuch, wo die grenzflächennahe Zone zwischen einer Beschichtung und einem Untergrundbeton untersucht werden soll, sind diese Bedingungen nicht mehr gegeben. Die mechanischen Werkstoffeigenschaften der zementgebundenen Beschichtung stimmen nicht mit denen des Betonuntergrundes überein. Die von Hillemeier [Hill 76] durchgeführten Untersuchungen über das bruchmechanische Verhalten von Kontaktzonen zwischen Zementstein und Zuschlag weisen darauf hin, dass die Probekörpergeometrie den unterschiedlichen Materialeigenschaften insbesondere den unterschiedlichen E-Moduln angepasst werden muss. Dazu wurden die Probekörperhälften, welche einen niedrigeren E-Modul haben, dementsprechend vergrößert. In den Vorversuchen sind die Probekörper wie folgt hergestellt worden: Zunächst ist der Betonuntergrund hergestellt worden. Vor dem Auftrag der neuen Beschichtung auf dem Betonuntergrund wurde dieser mit Hilfe der Wasserhöchstdruckmethode aufgeraut und vorgeätzt. Den Betonuntergrund liess man abtrocknen, bis seine Oberfläche mattfeucht erschien. Anschliessend wurden die Beschichtungen nass in nass auf den Untergrundbeton aufgetragen. Die Probekörper dieser Vorversuche waren so hergestellt worden, dass die grenzflächennahe Zone die Ligamentfläche darstellt. Gleichzeitig hatten die Probekörper der Versuchsreihe Untergrund/Neubeton A infolge des näherungsweise gleichen E-Moduls beider Probenhälften eine symmetrische Geometrie mit den Abmessungen 150 x 150 x 80 mm, während die Probekörper der Versuchsreihe Untergrund/Neubeton B eine asymmetrische Geometrie, bedingt durch die unterschiedlichen E-Moduln der Probenhälften, hatten. In erster Näherung wurden die Längen der Probekörper mit der Gleichung $E_1 \cdot \ell_1 = E_2 \cdot \ell_2$ vergrößert. Somit betragen die Abmessungen der Versuchsreihe Untergrund/Neubeton B 175 mm x 150 mm x 80 mm. Die Prüfung der so hergestellten Probekörper fand 7 bzw. 28 Tage nach dem Aufbringen der neuen Schicht auf den Betonuntergrund statt.

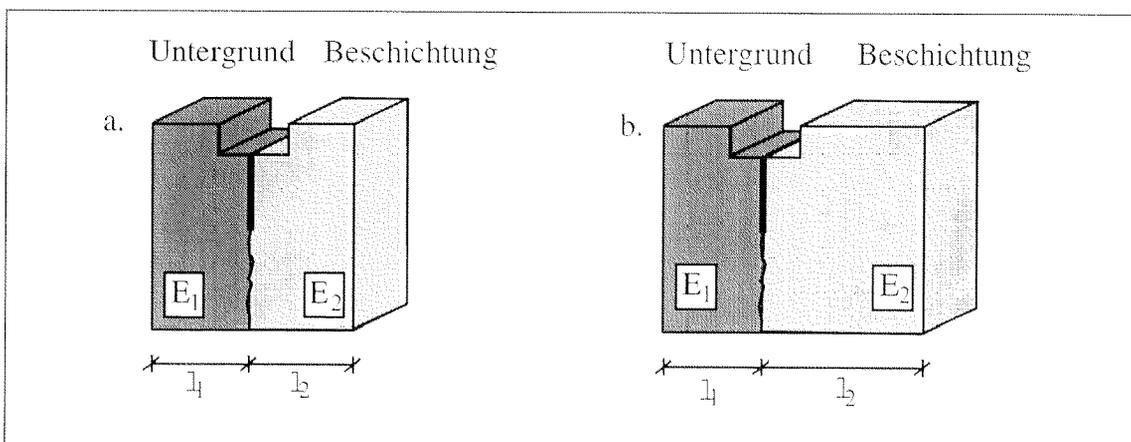


Abb. 4.13: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Probengeometrien der Vorversuche bei gleichem (a.) und unterschiedlichem E-Modul (b.)

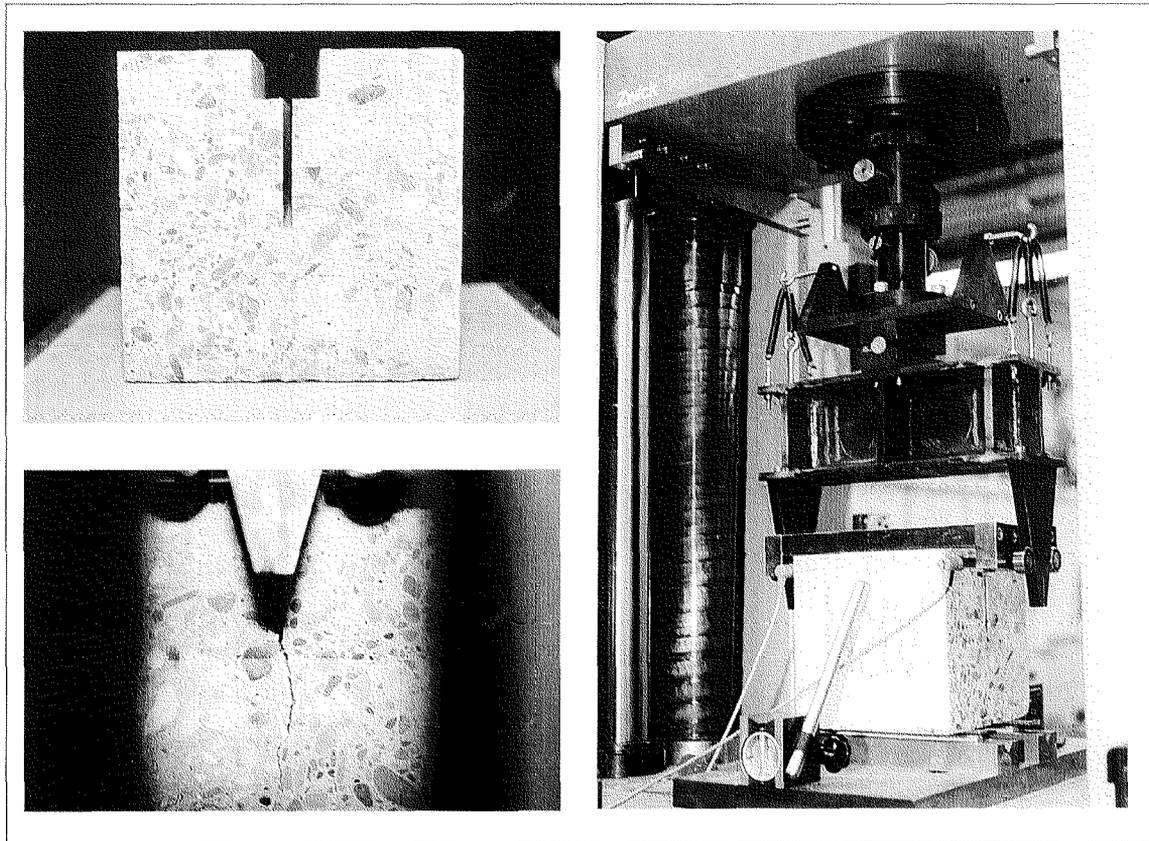


Abb. 4.14: Probekörper und Versuchsanordnung

4.4.2 Numerische Auswertung

Das für die Auswertung der experimentellen Untersuchungen benutzte Finite Element Programm FRACTURE-2 gleicht durch Variation der Parameter eines Entfestigungsdiagramms die numerisch berechnete Last-Verschiebungskurve an die experimentell Bestimmte an. Beim üblichen Keilspaltversuch berechnet das Programm nur eine Probekörperhälfte, da der materialtechnologisch homogene Probekörper eine symmetrische Geometrie besitzt. In dem Fall der hier vorliegenden Untersuchung musste zunächst überprüft werden, ob sich das Finite Element Programm FRACTURE-2 für die Auswertung dieser Untersuchung auch eignet. Da sich der Riss jeweils in der grenzflächennahen Zone zwischen Betonuntergrund und Beschichtung bildete, konnte jede Probekörperhälfte separat berechnet werden. Das Angleichen der numerisch berechneten Lastverschiebungskurve an die experimentell bestimmte ergab in beiden Berechnungsgängen näherungsweise die gleichen Entfestigungsparameter, so dass das Programm FRACTURE-2 für die Auswertung der experimentellen Untersuchungen verwendet werden kann. Dieses Ergebnis bestätigt zusätzlich den Vorschlag von Hillemeier [Hille 76], dass die Probekörpergeometrie den unterschiedlichen Eigenschaften insbesondere den unterschiedlichen E-Moduln angepasst werden muss. In der Abbildung 4.15 ist die Auswertung der Vorversuche dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, dass die Entfestigungsparameter beider Probenhälften sich minimal von einander unterscheiden und dass die numerische bestimmte Last-Verschiebungskurve mit der experimentell bestimmten gut übereinstimmt.

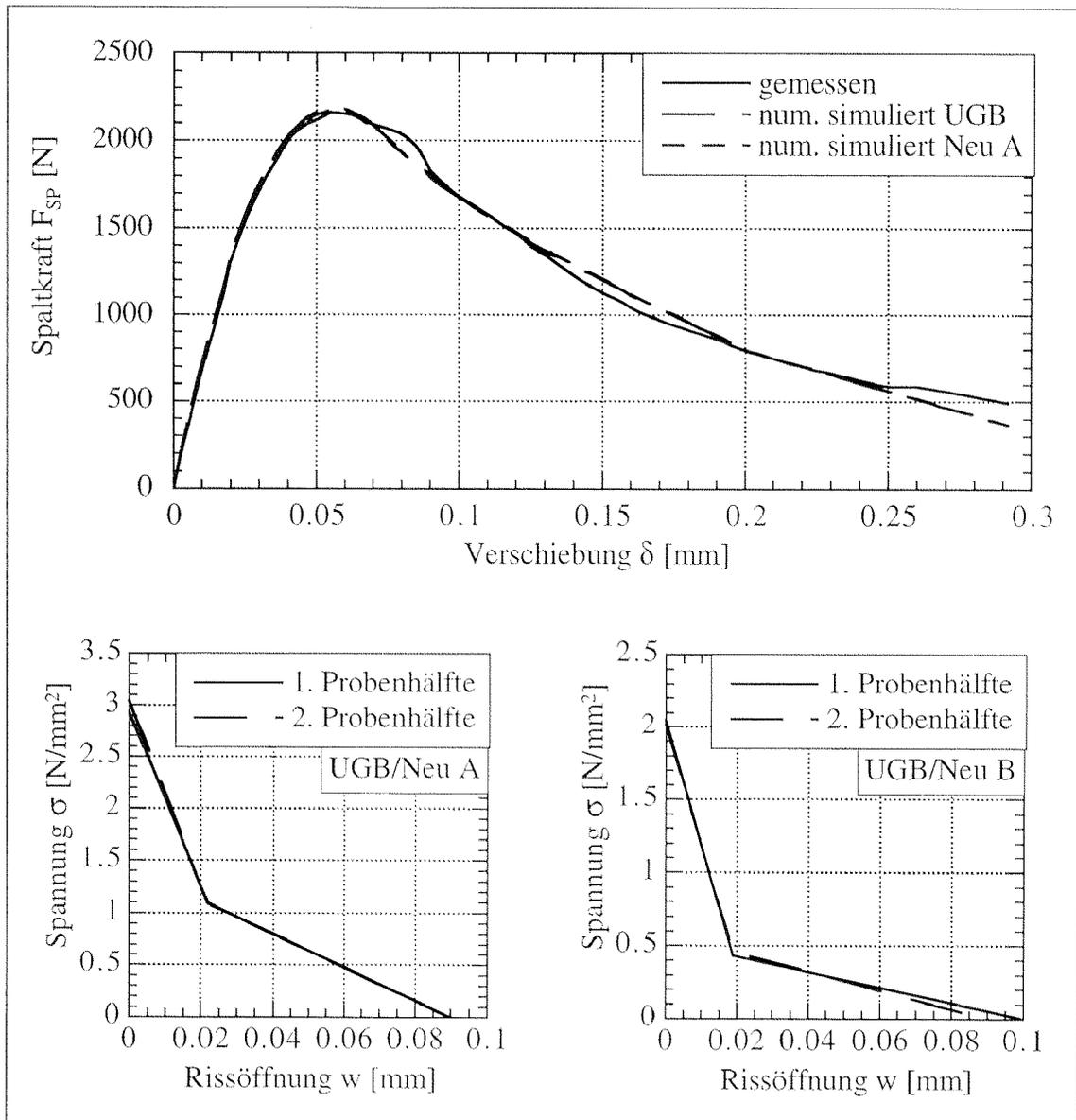


Abb. 4.15: Numerische Auswertung der Vorversuche

4.4.3 Einflüsse auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone

Die Einflüsse auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone in einem Instandsetzungs- und Schutzsystem können wie folgt unterteilt werden:

- Einfluss durch den Typ der eingesetzten Beschichtung
- Einfluss durch oberflächentechnologische Massnahmen am Betonuntergrund

Die untersuchten Parameter waren einerseits das Grösstkorn der Beschichtung, der Einsatz von schwindreduzierenden Zusatzmittel in der Beschichtung, die Verwendung von alkaliarmen Zementen als Bindemittel der Beschichtung und der Einsatz von Stahlfasern in der Beschichtung. Andererseits sind als oberflächentechnologische Massnahmen der Einfluss der Rauigkeit sowie des Feuchtegehaltes des Betonuntergrundes und des Auftragens einer Haftbrücke zwischen Untergrund und Beschichtung berücksichtigt worden.

Ein Überblick über die einzelnen Versuchserien sowie deren Bezeichnung sind in der Tabelle 4.15 gegeben.

Tab. 4.15: Zusammenfassung der Versuche bezüglich der grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Grösstkorn Neube- schichtung	Zusatz- mittel	Rauhigkeit Beton- untergrund	Feuchte- gehalt	Haftbrücke
UGB/M16	x	x	x	x	x
UGB/M8	x	x	-	-	-
UGB/M4 0.5	x	x	-	-	-
UGB/M4 0.5 D2	-	x	-	-	-
UGB/M8 SF	-	x	-	-	-
UGB/M16 R1	-	-	x	-	-
UGB/M16 R2	-	-	x	-	-
UGB/M16 R3	-	-	x	-	-
UGB/M16 W	-	-	-	x	-
UGB/M16 N	-	-	-	x	-
UGB/M16 F	-	-	-	x	-
UGB/M16 T	-	-	-	x	-
UGB/M16 Z	-	-	-	-	x
UGB/M16 A	-	-	-	-	x
UGB/M16 K	-	-	-	-	x

Um die oberflächentechnologischen Einflüsse wie die Rauhigkeit sowie der Feuchtegehalt des Untergrundbetons auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone besser beschreiben zu können, werden an dieser Stelle zwei Verfahren zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit und des Feuchtegehaltes des Untergrundes vorgestellt. In der Abbildung 4.16 sind Details der Probenherstellung für die Untersuchung der oberflächentechnologischen Untersuchungen zu sehen.

- Bestimmung der Rauhigkeit des Untergrundbetons

In Anlehnung an den Schwedischen Standarttest SIS 81 20 05 zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit von Betonoberflächen [FIPC 82] wurde eine Messapparatur entwickelt. Dieses Gerät, bestehend aus einem Metallgestell und einer horizontal verschieblichen Traverse, erlaubt es einen Probekörper auf einer Länge von 20 cm einzubauen. Die sich auf dem oberen Rand des Gestells befindende horizontal verschiebliche Traverse ist mit 5 digitalen Messuhren bestückt. Bei jeder Position der Traverse können fünf Messwerte erhoben werden. Für eine nächste Serie wird die Traverse um 5 mm verschoben. Man erhält somit auf einer Länge von 20 cm, 40 Messserien. Dies entspricht 200 Messdaten pro Versuchskörper. Der genaue Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.17 dargestellt. Damit der Betonkörper mit der aufgerauhten Oberfläche in die Messapparatur paßt, muss er erst auf eine bestimmte Grösse zugeschnitten werden. Ebenfalls sollte die

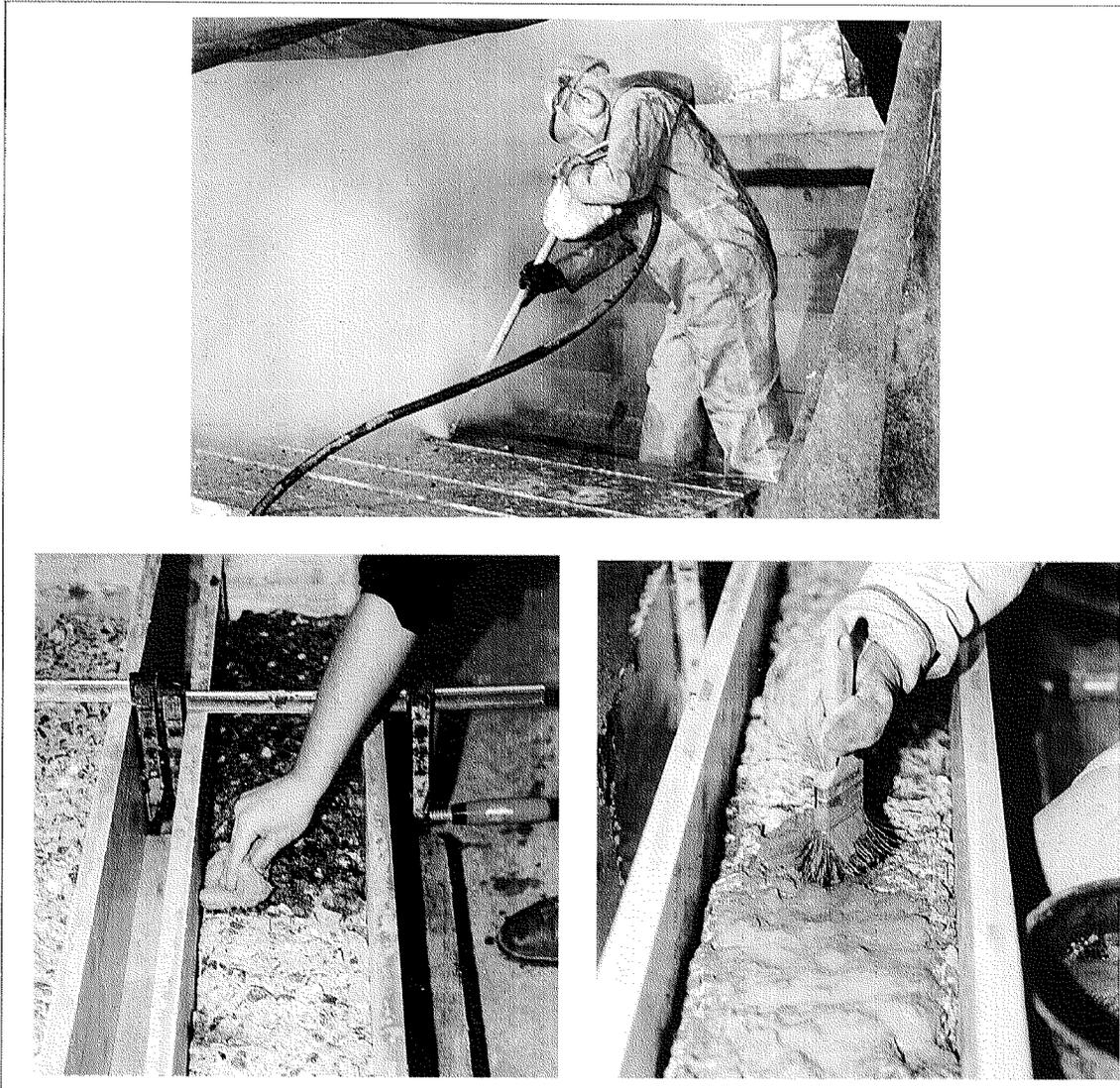


Abb. 4.16: Oberflächentechnologische Massnahmen; Aufrauen des Untergrundbetons (oben), Vornässen des Untergrundes (unten links) und Auftrag einer Haftbrücke auf den Untergrund (unten rechts)

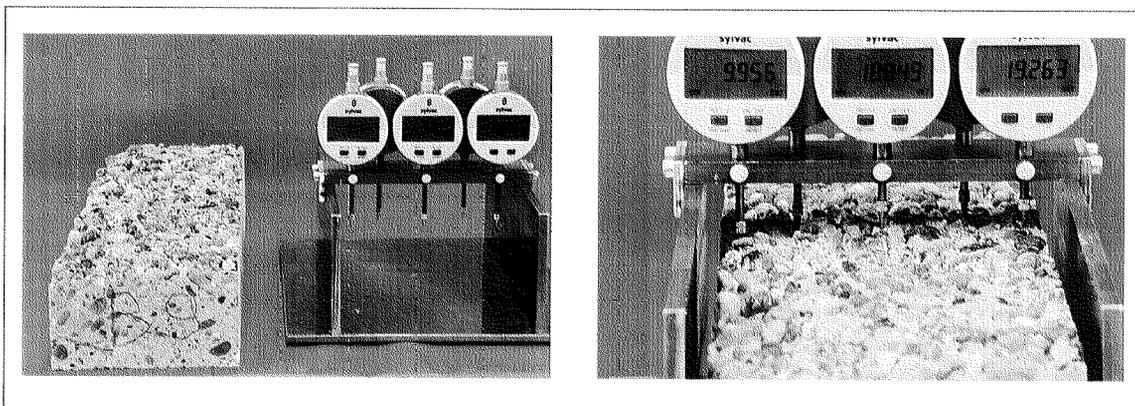


Abb. 4.17: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit des Betonuntergrundes

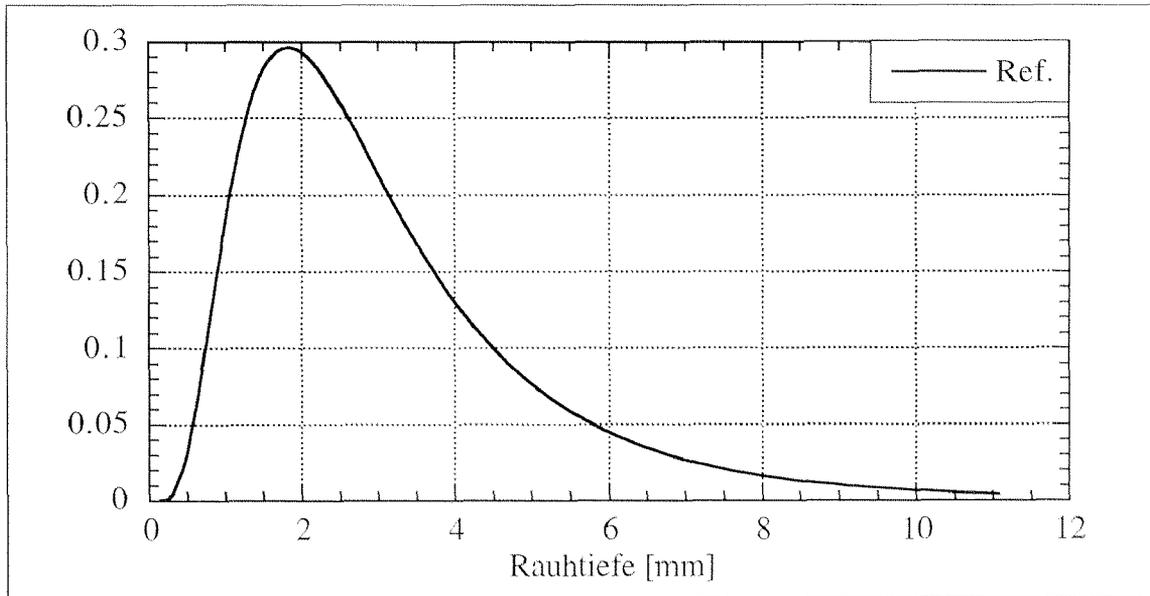


Abb. 4.18: Beispiel einer log-Normalverteilung von Untergrundrauhtigkeiten

Oberfläche frei von losen Partikeln sein, die eine Verfälschung des Resultates hervorrufen würden. Der Messbereich der digitalen Messuhren liegt ungefähr bei 30 mm; für die Bestimmung der Rauhtigkeiten also ausreichend. Die Messgenauigkeit beträgt 1 mm. In Anbetracht der manuellen Bedienung des Messinstrumentes und der Dicke der Messspitze (0.8 mm) kann jedoch eine solche Genauigkeit nie erreicht werden. Die Auswertung des Versuches erfolgt mit einer log-Normalverteilung und der dazugehörigen Wahrscheinlichkeitsfunktion. Man erhält für einen Betonkörper 40 Messwerte pro Messuhr. Da es nicht möglich ist jeden Versuchskörper vor dem Versuch präzise horizontal auszurichten, wird von diesen 40 Werten der maximale Wert als Nullpunkt gesetzt. Anschließend kann mit der Differenz der übrigen Werte zu diesem Maximalwert die Rauhtiefe ermittelt werden. Es wird deshalb eine log-Normalverteilung für die Rauhtigkeitsverteilung gewählt, weil deren Verhalten vieler zufällig verteilter physikalischer Größen entspricht, die einerseits immer positive Werte ergeben und andererseits mit zunehmender Grösse immer seltener auftreten. Aus dieser log-Normalverteilung kann die dazugehörige integrale Häufigkeitsfunktion $F(x)$ abgeleitet werden. Die dreiparametrische log-Normalverteilung sieht wie folgt aus:

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma_y \cdot (x - x_0) \cdot \sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{(\ln((x - x_0) - \mu_y))^2}{2 \cdot \sigma_y^2}} \quad (4.5)$$

wobei: x_0 = Positionsparameter (wird gleich 0 gesetzt)

$$\mu_y = \frac{1}{2} \cdot \ln\left(\frac{R_m^2}{1 + C_{vx}^2}\right)$$

$$\sigma_y^2 = \ln(C_{vx}^2 + 1) \quad C_{vx}^2 = \frac{s_m}{R_m}$$

R_m = mittlere Rauhtiefe, s_m = Standardabweichung der Rauhtiefen

- Bestimmung des Feuchtigkeitsgehaltes des Betonuntergrundes

In Anlehnung an die RILEM Empfehlung CPC11.2 zur Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme von Beton wurde der Feuchtigkeitsgehalt des Betonuntergrundes entsprechend den Vorgaben der im Kapitel 3.3.2 beschriebenen Gleichungen ermittelt. Für die Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme wurden die Mantelflächen sowie eine Stirnfläche der Probekörper mit einem wasserundurchlässigen Epoxidharz beschichtet. Die Probekörper mit den Abmessungen 100 x 100 x 200 mm sind anschliessend noch mit selbstklebender Alufolie abgedichtet worden. Die so hergestellten Proben wurden dann unter den gleichen Bedingungen wie die Untergrundproben konditioniert.

Die kapillaren Wasserzunahme wurden während der ganzen Versuchsdauer alle halbe Stunde gravimetrisch aufgenommen. Zwischen den gravimetrischen Messungen standen die unbeschichteten Stirnfläche der Proben einige Millimeter tief in einem Gefäss, welches mit Leitungswasser gefüllt war. Die gesamte Versuchsdauer betrug 4 Stunden. Die kurze Aufnahmezeit stellt eine wesentliche Abweichung von der vorhergesehenen Versuchsdauer der RILEM Empfehlung CPC11.2 dar. Sie ist aber dadurch begründet, dass nach dem Auftrag einer Beschichtung auf einen Betonuntergrund etwa 3-4 Stunden vergehen, bis das Abbinden und das Erhärten der neuen Schicht einsetzt. Diese Betrachtung setzt voraus, dass nach dem Erhärten der kapillare Wassertransport in den Untergrundbeton durch die Sättigung der obersten Schicht des Untergrundes wesentlich geringer wird und somit vernachlässigbar klein wird.

4.5 Schubbeanspruchung der grenzflächennahen Zone

4.5.1 Versuchsdurchführung

Zur Bestimmung der bruchmechanischen Kenngrößen unter Mixed-Mode und Mode II Beanspruchung sind mehrere Versuchsanordnungen entwickelt worden [Carp 91]. In Anlehnung an die Versuchsanordnung, die von Walraven für die Entwicklung seines Aggregate Interlock Model benutzt wurde, ist eine für die Bestimmung der spezifischen Bruchenergie G_f^{II} sowie dem Schubfestigkeitsparameter β ähnliche Probengeometrie gewählt worden [Walr 80]. In den Abbildung 4.18 und 4.19 befinden sich eine schematische Darstellung der benutzten Probengeometrie und die Versuchsanordnung des Schubversuches. Der Schubversuch erfolgt mittels einer servo-hydraulischen Prüfmaschine. Als Steuergrösse dient die Schubverschiebung, die mit Hilfe von beidseitig angebrachten induktiven Wegaufnehmern gemessen wird und direkt im Kraft-Verschiebungsdiagramm

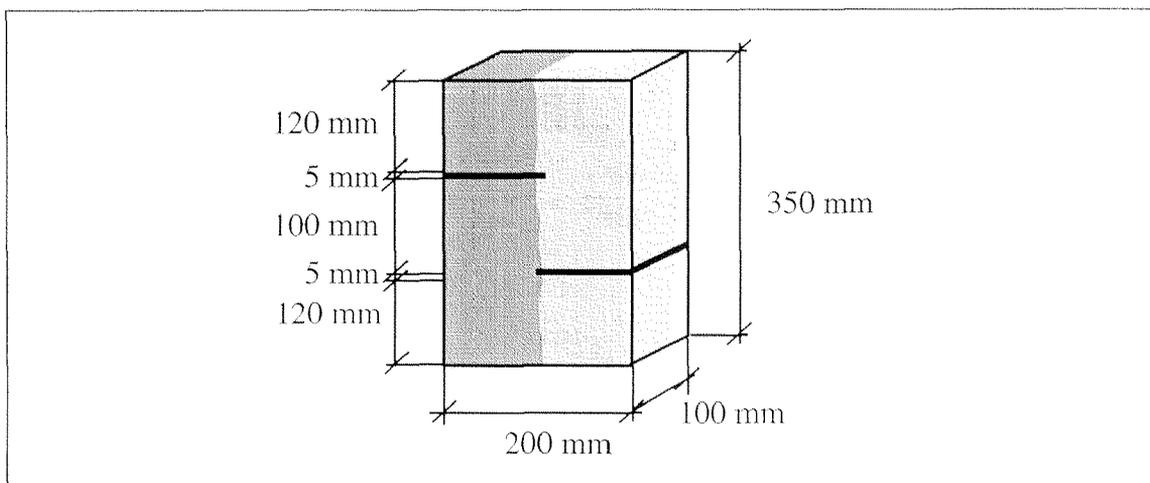


Abb. 4.19: Schematische Darstellung der Probengeometrie des Schubversuches mit den benutzten Abmessungen

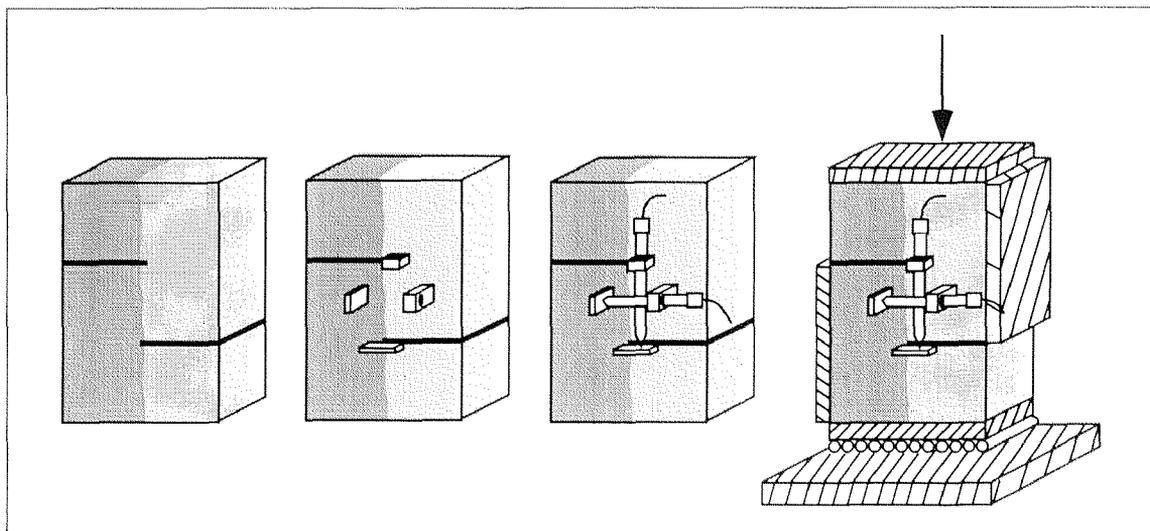


Abb. 4.20: Schematische Darstellung der Versuchsanordnung

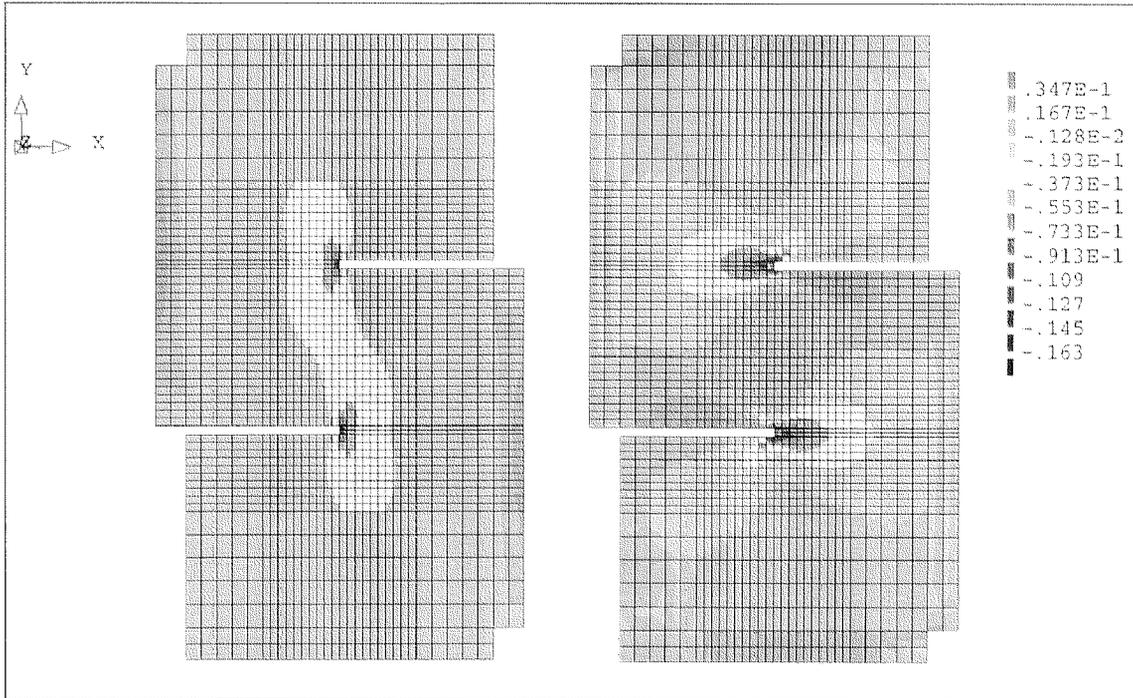


Abb. 4.21: Normalspannungen σ_y (links) und σ_x (rechts) am Probekörper. Die Spannungen sind für den linear elastischen Fall durch numerische Simulation ermittelt worden.

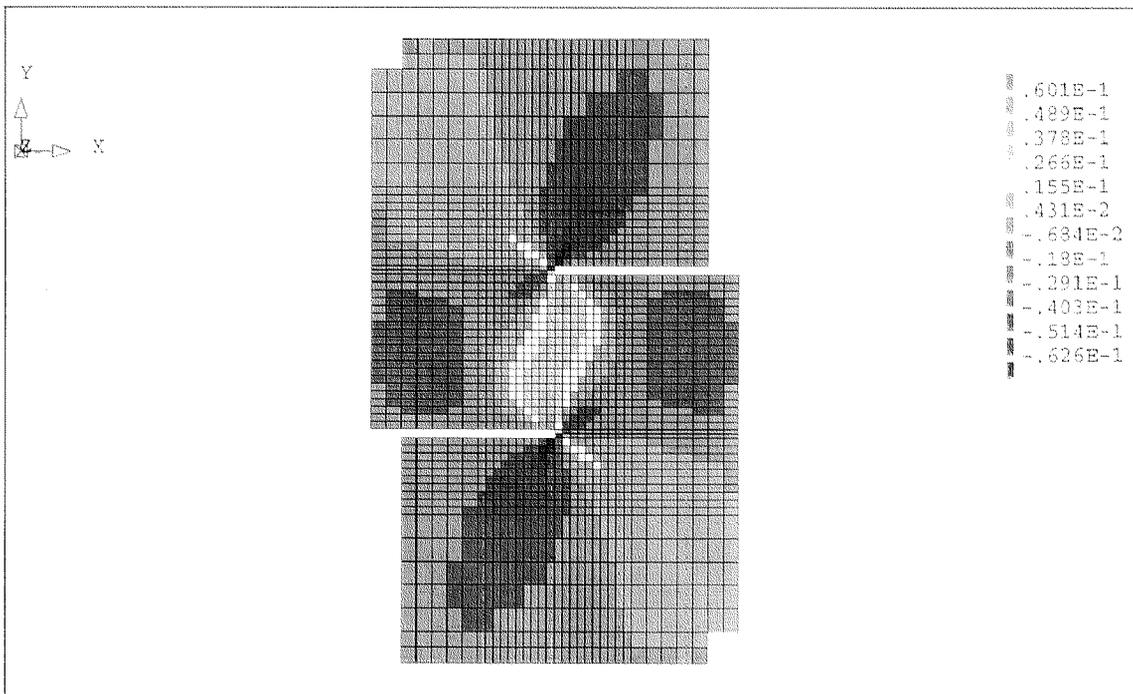


Abb. 4.22: Schubspannungen τ_{xy} am Probekörper. Die Spannungen sind für den linear elastischen Fall durch numerische Simulation ermittelt worden.

eingetragen wird. Der zur Steuerung benutzte induktive Wegaufnehmer wird so am Probekörper befestigt, dass die eine Halterung am Untergrundbeton, das Gegenstück an der

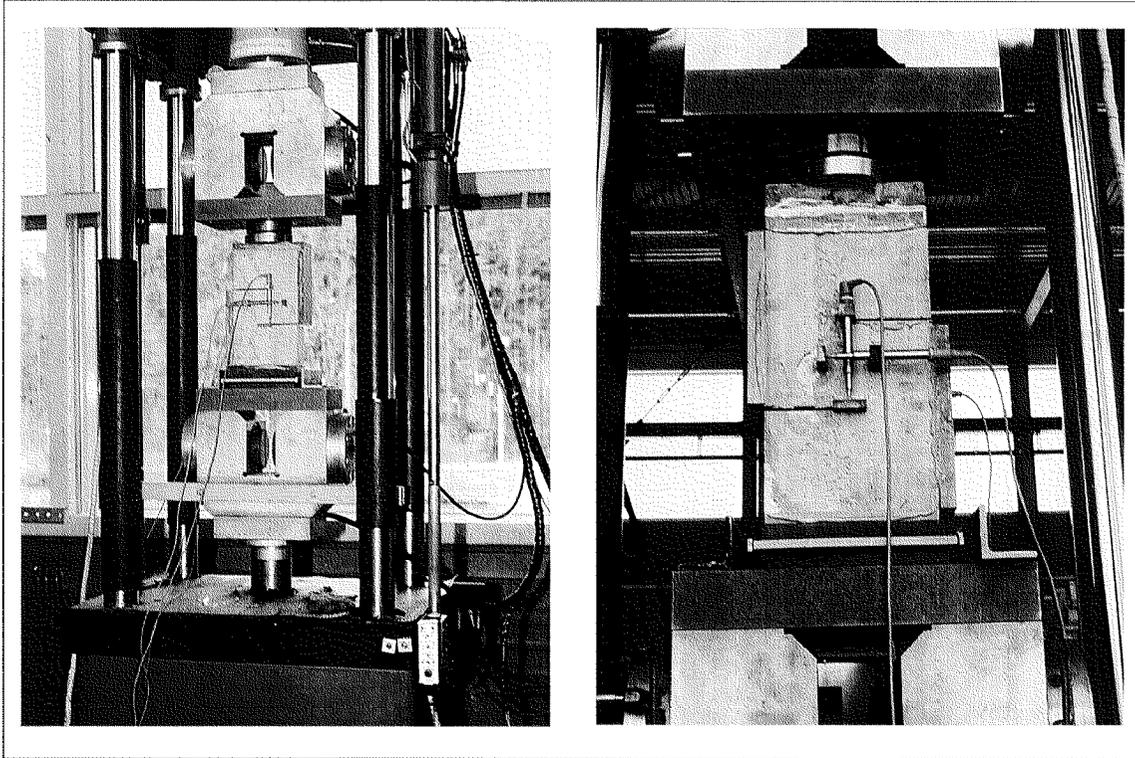


Abb. 4.23: Fotografische Darstellung eines Schubversuches

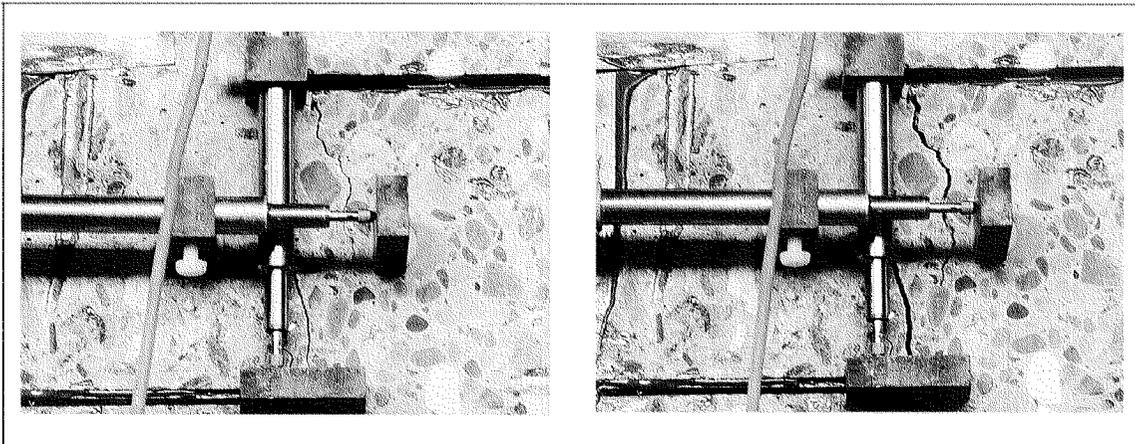


Abb. 4.24: Bruchentwicklung nach dem Erreichen der maximalen Schubspannung τ_{cI}

neuen Beschichtung befestigt ist. Ein in der Querrichtung angebrachter induktiver Wegaufnehmer nimmt die Querverschiebung des Probekörpers auf. Der Probekörper ist während dem Versuch auf einem in die Querrichtung beweglichem Linienlager gelagert, so dass er die Möglichkeit der Verschiebung in Querrichtung besitzt. Ist die Verschiebung und somit die Rissöffnung in Querrichtung gewährleistet, kann sich die Schubfestigung nach Erreichen der maximalen Schubspannung τ_{cI} erst entwickeln. Aufgrund einer numerischen Simulation des Versuches, wie in Abbildung 4.22 gezeigt, konnten lokalen Zugzonen im Probekörper ausfindig gemacht werden. An diesen Ränder sind 20 mm dicke Stahlplatten für die Aufnahme der Zugkräfte mittels eines Epoxidharzklebers angebracht worden. Somit kann sich der Riss in der grenzflächennahen Zone fortpflanzen.



Abb. 4.25: Probekörper nach Beendigung des Versuches



Abb. 4.26: Probekörper der Versuchserie UGB/M16 R2 und UGB/M16 R3

Die Einschnitte im Probekörper waren mit 100 mm so gewählt, dass die kleinste Abmessung der schubbelasteten Zone grösser war als der dreifache Durchmesser des Grösstkorns. Weiterhin garantierten die Einschnitte, dass die schubbelastete Zone im Probekörper näherungsweise identisch mit derjenigen der grenzflächennahen Zone ist. Die Belastungsgeschwindigkeit wird auf 1.8 $\mu\text{m}/\text{min}$ eingestellt. Direkt aus dem Kraft-Verschiebungsdiagramm ist es möglich, die spezifische Bruchenergie G_f^{II} zu berechnen, indem die Fläche unter der Kurve durch die nominelle Ligamentfläche dividiert wird. Die Ligamentfläche zwischen den beiden Einschnitten ist jeweils nach der Beendigung des Versuches bestimmt worden.

Vor dem Versuch sind die Anfangsabstände zwischen den Wegaufnehmerhalterungen ausgemessen worden, so dass nach dem Versuch die Dehnungen bestimmt werden konnten. Eine numerische Simulation des Schubversuches ergab, dass sich infolge Druckbelastung des Probekörpers in der grenzflächennahen Zone über die gesamte Ligamentfläche der folgende Spannungszustand einstellt (Abb. 4.21 und Abb.4.20):

- konstante Zugspannung σ_x in x-Richtung
- konstante Druckspannung σ_y in y-Richtung
- konstante Schubspannung τ_{xy} in xy-Richtung

In der Abbildung 4.21 kann man deutlich sehen, dass sich in der grenzflächennahen Zone des Probekörpers unter Druckbelastung eine Zone mit konstanten Schubspannungen gebildet hat. Beim Erreichen der maximalen Schubspannung τ_{cI} wird sich der Riss gemäss einer statistischen Verteilung an der schwächsten Stelle der schubbelasteten Zone bilden. Somit erklären sich auch die unterschiedlichen Rissbilder, wie sie in den Abbildungen 4.24 und 4.25 zu sehen sind. Dabei hängt das Rissbild stark von den bruchmechanischen Eigenschaften der grenzflächennahen Zone und der Oberflächenrauigkeit des Betonuntergrundes ab. Die Ergebnisse der Versuchserien R2 und R3 im Kapitel 5 werden zeigen, dass bei ungenügend oder zu stark aufgerauhten Betonuntergründen die grenzflächennahe Zone ein deutlich schwächerer Bereich ist als die Beschichtung und der Untergrund selbst. Dementsprechend kann sich ein Riss unter Druckschubbeanspruchung nur in der schwächeren grenzflächennahen Zone des Probekörpers fortpflanzen, wie in der Abbildung 4.25 dargestellt ist.

Ist hingegen die grenzflächennahe Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes optimal aufgerauht, so kann sie - wie die Ergebnisse des Kapitels 5 auch zeigen werden - als der Beschichtung und dem Untergrundbeton vom mechanischen Werkstoffverhalten her gleichgestellt werden. In diesem Zusammenhang erklärt sich auch die Rissbildung der grenzflächennahen Zone in der Abbildung 4.24. Bei der Versuchserie mit der optimal aufgerauhten Betonoberfläche sind mehrere Risse entstanden, da es in der grenzflächennahen Zone keine eindeutig schwache Zone gibt. Die Rissbildung und -fortschritt sind stark durch die Heterogenität des Mesogefüges geprägt. Vergleicht man die in der Abbildung 4.24 gezeigten Rissbilder mit jenen, die Nooru-Mohamed [Noor 92] in der Abbildung 4.26 angibt, kann man festhalten, dass es eine Ähnlichkeit der Rissbildung bei homogenem Beton und der grenzflächennahen Zone eines zementgebundenen Instandsetzungs- und Schutzsystemes gibt. Bažant und Pfeiffer erhalten bei ihren Schubversuchen an homogenem Beton ähnliche Rissbilder, wie in der Abbildung 4.28 zu sehen sind [Baža 86]. Der an dieser Stelle vorgestellte Schubversuch für die Bestimmung der bruchmechanischen Eigenschaften der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsy-

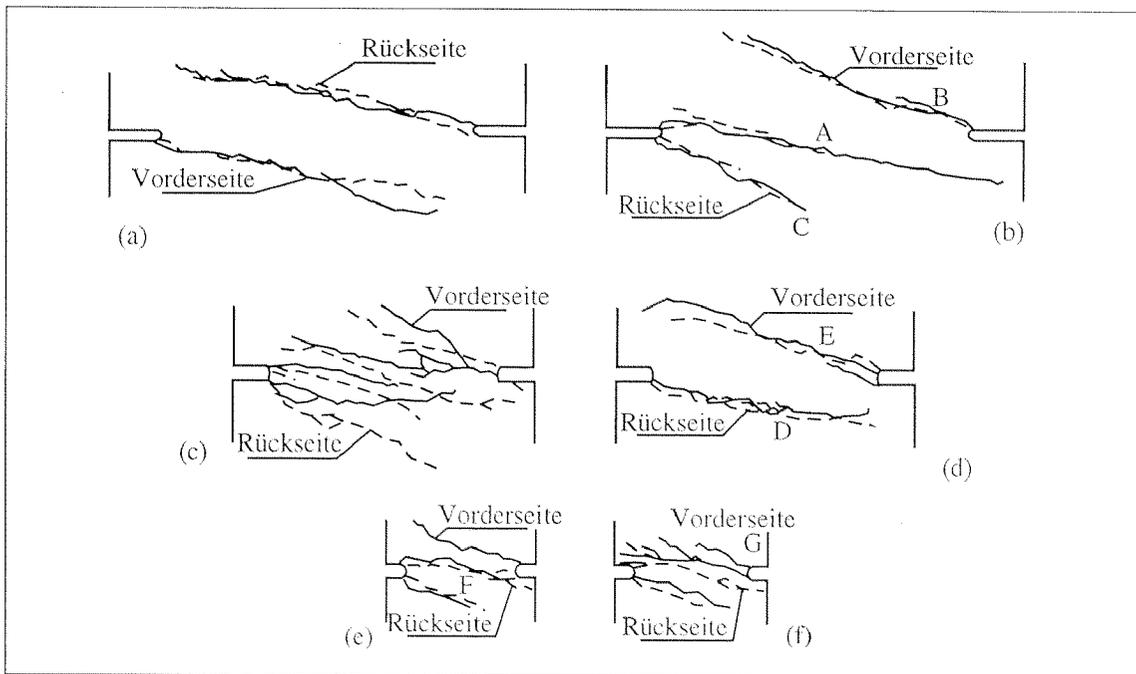


Abb. 4.27: Rissbilder der von Nooru-Mohamed geprüften Betonproben [Noor 92]

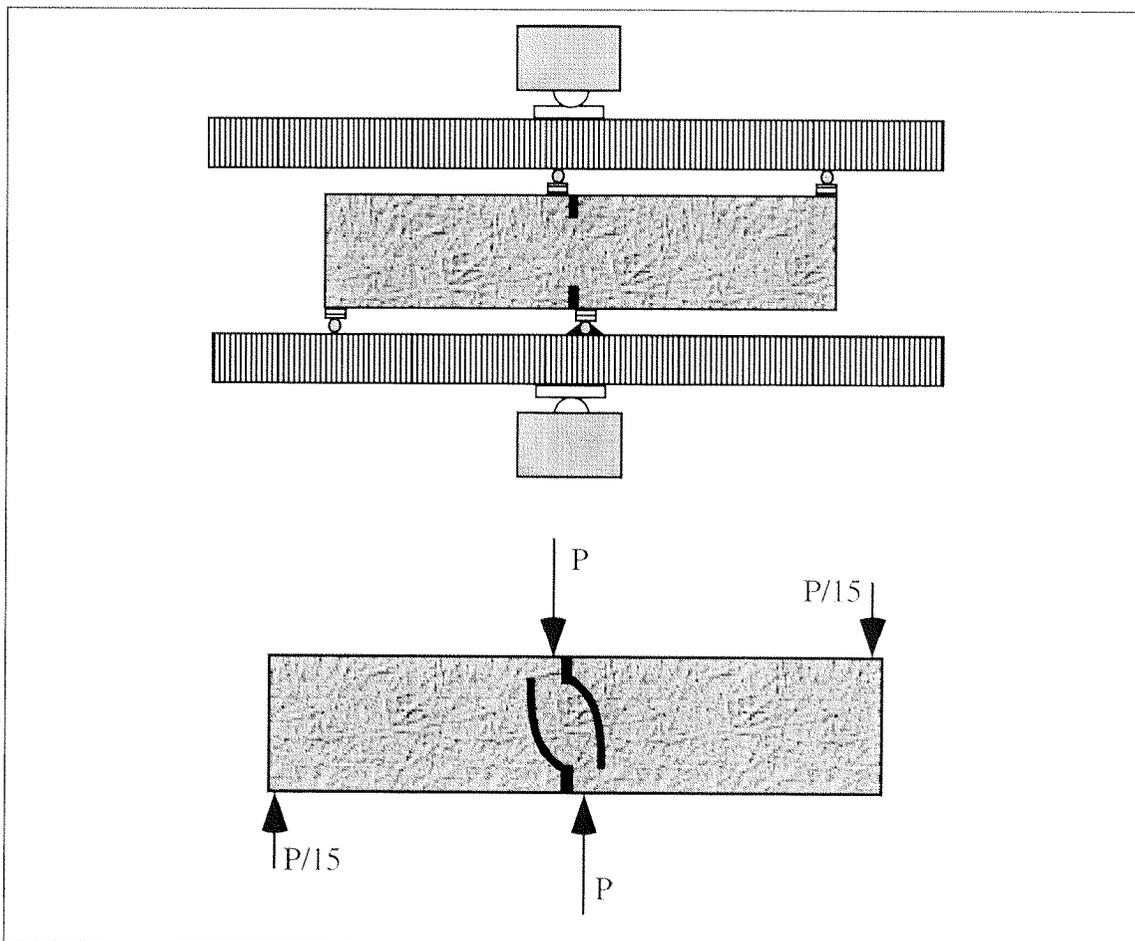


Abb. 4.28: Versuchsaufbau zur Prüfung von Mode II an Beton von Bažant und Pfeiffer [Baža 86] (oben) und Rissbildung im Probekörper (unten)

stemes bestätigt die von Nooru-Mohamed aufgestellte Hypothese, dass sich bei auf Zug beanspruchte, homogene Betonproben unter Druckschubbeanspruchung kein Gleitbruchmechanismus bildet. Der Gleitbruchmechanismus kann sich nur in einer deutlich schwächeren Zone bilden. Bei der grenzflächennahen Zone des Instandsetzungs- und Schutzsystemes handelt es beim Risswachstum vielmehr wie beim homogenen Beton um ein Abweichen des Risses aus der Ebene, wie es für den Fall c der Abbildung 3.18 dargestellt ist. Somit wird der Probekörper des hier vorgestellten Versuches gemäss der Definition nicht einer Mode II, sondern eher einer Mixed-Mode Beanspruchung unterzogen.

4.5.2 Auswertung des Schubversuches

Die Grundlage für die Auswertung der Schubversuche liegt darin, dass die ganze inkrementelle Schubdehnung durch die Zusammensetzung des elastischen Teiles und des Rissgleitens beschrieben werden kann:

$$\Delta\gamma_{nt} = \Delta\gamma_{nt}^{el} + \Delta\gamma_{nt}^{cr} = \left[\frac{2 \cdot (1 + \nu)}{E} + \frac{1}{B_{22}} \right] \cdot \Delta\sigma_{nt} = \left[\frac{1}{G} + \frac{1}{B_{22}} \right] \cdot \Delta\sigma_{nt} \quad (4.6)$$

Bei dem oben beschriebenen Schubversuch wird die auf den Probekörper aufgebrachte Kraft sowohl als Funktion der Schubverformung wie auch als Funktion der Querverformung per Rechner aufgezeichnet. In der Abbildung 4.29 ist eine Aufzeichnung eines Schubversuches dargestellt. Darin kann man deutlich sehen, dass die Querverformung erst nach dem Erreichen der maximalen Schubspannung τ_{cl} infolge der Rissbildung stark zunimmt. Während der Probekörper sich im linear elastischen Bereich befindet, können so der G-Modul und die Querdehnzahl ν ermittelt werden. Der E-Modul kann über die konstitutive Beziehung als Kontrollgrössen eingesetzt werden:

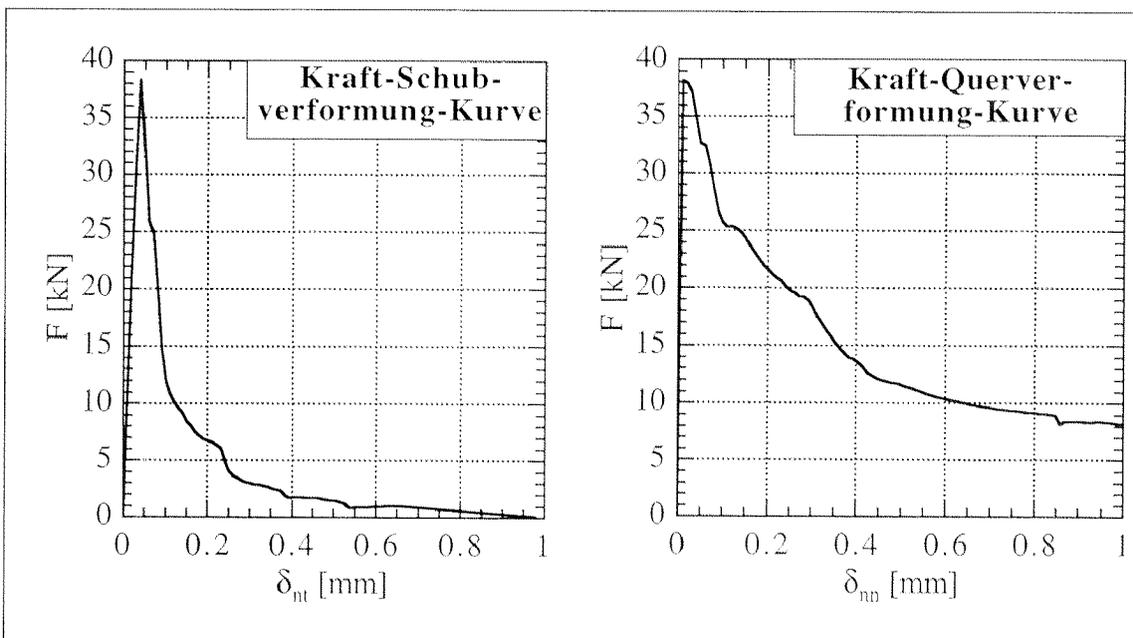


Abb. 4.29: Aufzeichnung eines Schubversuches für die grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.7)$$

Beim Erreichen der maximalen Kraft wird die maximale Schubspannung τ_{el} bestimmt. Mit der Bestimmung des G-Moduls wird dann das linear elastische Verhalten der grenzflächennahen Zone unter einer Schubbelastung ausreichend genau beschrieben. In der Abbildung 4.30 ist dieses Verhalten der Prüferserie UGB/M16 dargestellt. Einzelheiten der Prüferserie UGB/M16 sind in der Tabelle 4.16 gegeben.

Tab. 4.16: Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Serie UGB/M16

Bezeichnung	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen				
	G_f^{II} [N/m]	ν [-]	G [N/mm ²]	τ_{el} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
UGB/M16	545.92 ± 164.22	0.178 ± 0.022	15'642 $\pm 1'646.13$	5.95 ± 1.09	36'865.91 $\pm 3'320.46$

Die Bestimmung der mechanischen Eigenschaften sowie der spezifische Bruchenergie werden bei allen Probkörpern durchgeführt. Die spezifischen Bruchenergie G_f^{II} wird so bestimmt, indem die Fläche unter der Kraft-Schubverformungs-Kurve durch die Ligamentfläche geteilt wird. Für die Bestimmung des Schubentfestigungsparameter β werden die 6 Versuche einer Prüferserie numerisch für die Auswertung zusammengefasst.

Als Grundlage für die Beschreibung der Schubentfestigung dient der Anteil des Rissgleitens aus der Gleichung (4.6). Wird in diesem Anteil der Schubmodul G mit dem Schu-

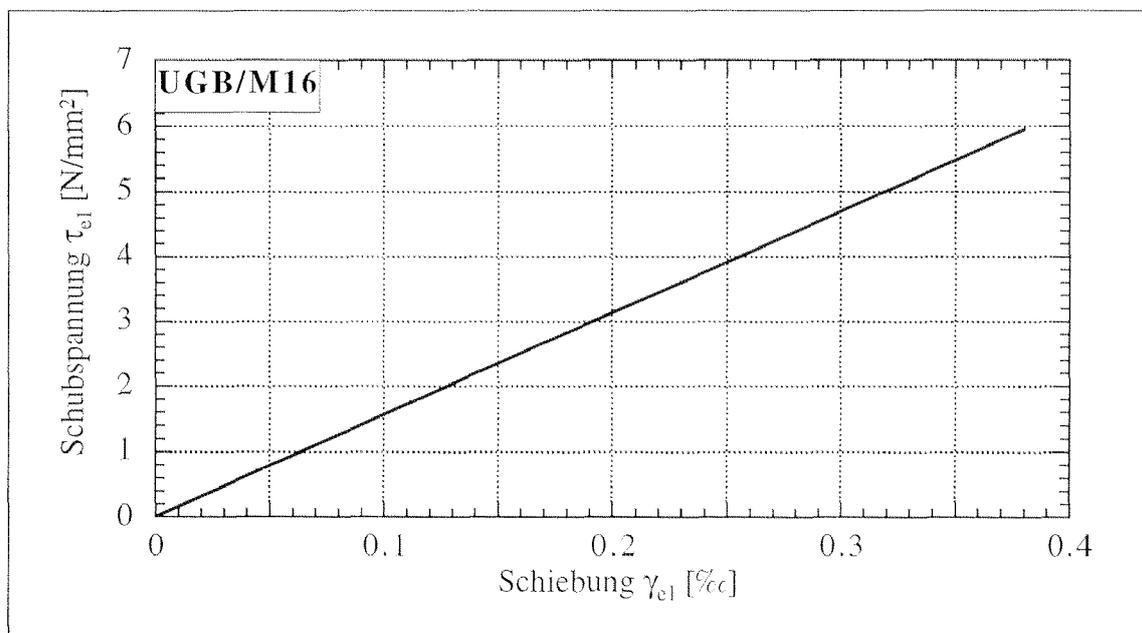


Abb. 4.30: Linear elastisches Verhalten der grenzflächennahen Zone der Versuchserie UGB/M16 unter Schubbelastung

bentfestigungsparameter β multipliziert, so beschreibt dieser Faktor β die Abnahme der Schubsteifigkeit durch die Rissbildung und -fortpflanzung:

$$\Delta\gamma_{nt}^{cr} = \frac{\Delta\sigma_{nt}}{\beta \cdot G} \quad (4.8)$$

Trägt man die Rissöffnung $\Delta\varepsilon_{nn}^{cr}$ als Funktion des Rissgleitens $\Delta\gamma_{nt}^{cr}$ auf, so kann man feststellen, dass sich die Zunahme der Rissöffnung über die Funktion eines Polynoms des 3. Grades des Rissgleitens beschreiben lässt. Die Koeffizienten des Polynoms können durch Anfitzen bestimmt werden. Die Beschreibung der Schubfestigung kann dadurch sowohl über das Rissgleiten als auch über die Rissöffnung beschrieben werden. In der Tabelle 4.17 und der Abbildung 4.31 ist die Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung für die Versuchserie UGB/M16 angegeben.

Tab. 4.17: Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächen-nahen Zone bei der Prüfserie UGB/M16

	Funktion
UGB/M16	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 27,97 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 36,49 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 32,90 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$

Laut Walraven bilden sich im Normalbeton Risse entlang der Zuschlagstoffe aus [Walr 80]. Massgebend für die Übertragung der Schubbeanspruchung im Riss ist die Kontaktfläche zwischen den Zuschlagkörnern der rechten Rissseite und der Zementmatrix der linken Rissseite oder umgekehrt. Mit zunehmender Rissöffnung wird die Kontaktfläche stetig kleiner, da bei den Zuschlagkörnern mit kleinem Durchmesser kein Kontakt mehr besteht und somit nur noch Kraft bei Zuschlagkörnern mit grösseren

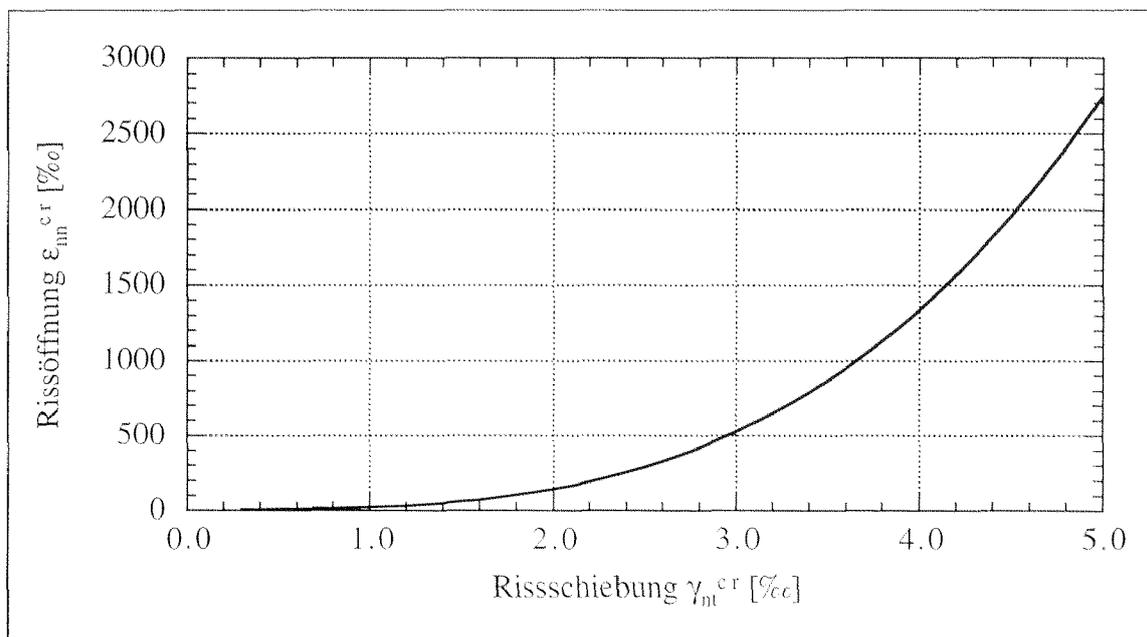


Abb. 4.31: Beziehung zwischen der Rissgleiten und der Rissöffnung der Versuchserie UGB/M16

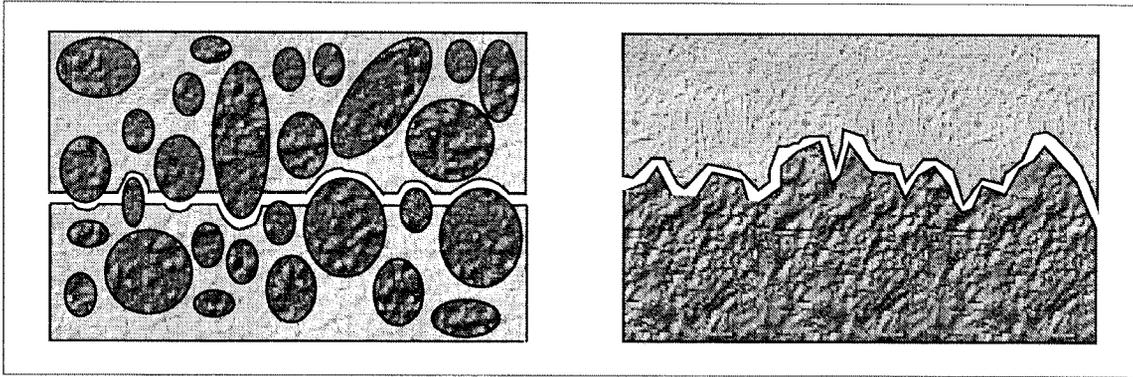


Abb. 4.32: Analogie zwischen einem typischen Gefüge in einer Schubrissebene bei einem Normalbeton [Walr 80] und der Untergrundrauigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystems

Durchmessern übertragen werden kann. In der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems sind es nicht die in der Zementmatrix eingebundenen Zuschlagskörner sondern die durch oberflächentechnologische Massnahmen erzeugte Oberflächenrauigkeiten des zu beschichtenden Betons, die die für die Übertragung der Kräfte verantwortliche Kontaktfläche darstellen. In der Abbildung 4.32 befindet sich eine schematische Darstellung der Analogie zwischen einer Schubrissebene im Normalbeton und der Untergrundrauigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes.

Für die Auswertung des Rissgleitens einer grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems wird eine Funktion β vorgestellt, bei welcher die Beschreibung der Rauigkeit des Betonuntergrundes als massgebender Parameter Einklang findet. Bei der hier vorgestellten Entfestigungsfunktion β ging man ähnlich wie bei Aggregate Interlok Model von Walraven vor, indem man die statistische Verteilung der Rauhtiefen der Untergrundoberfläche berücksichtigt [Walr 80]. Die Grundidee ist, dass sich die grenzflächennahe Zone nur dann inkrementell entfestigen kann, wenn im Riss eine bestimmte Rauhtiefe bei zunehmendem Rissgleiten überschritten wird. Bei der Rissinitiation werden dementsprechend die kleinen Rauhtiefen als erstes überschritten, so dass zu Schluss nur noch in den grossen Rauhtiefen Spannungen übertragen werden können. Mit zunehmendem Rissgleiten werden die kraftübertragenden Rauhtiefen entsprechend ihrer Verteilung immer weniger. Somit erklärt sich den Eintrag der statistischen Normalverteilung in der Entfestigungsfunktion β . Die restlichen Parameter konnten aufgrund der Auswertung der im Kapitel 5 angegebenen Ergebnissen der Schubversuche für die grenzflächennahe Zone entwickelt werden.

$$\beta^{-1} = 1 + p \cdot \varepsilon_{nt}^{cr} \quad (4.9)$$

$$\text{mit } p = \frac{25}{1 + \left(180 \cdot Y \cdot s_m \cdot \left(1 - e^{-\left(\left(\frac{s_m}{R_m} \right)^2 \cdot \left(\frac{y_{nt}^{cr}}{\varepsilon_{nn}^{cr}} \right)} \right)} \right)} \right)} \quad (4.10)$$

Bei den Werkstoffkenngrößen R_m und s_m handelt es sich um die unter 4.5.3 beschriebenen mittleren Rauhtiefe und Streuung der Rauhtiefen. Der Parameter Y beschreibt einen Formfaktor, der die Einflüsse wie Messungenauigkeiten, Schwächung des Untergrundes oder den Einsatz Haftbrücken oder Stahlfasern berücksichtigt.

Die Entfestigungsfunktion β wird ermittelt, indem man die experimentell gemessenen Entfestigungskurve mit der Gleichung (4.8) über die Minimierung der Fehlerquadrate anfitet. In der Gleichung (4.8) werden aber zunächst die Gleichungen (4.9) und (4.10) eingesetzt. Als einzige Variable in der Entfestigungsfunktion β fungiert der Formfaktor Y . In der Abbildung 4.33 ist die so ermittelte Entfestigungskurve der Prüferserie UGB/M16 dargestellt. Auf der rechten Seite der Abbildung 4.34 ist das Beispiel der Bestimmung der Entfestigungsfunktion β für die gleiche Serie zu sehen.

Tab. 4.18: Parameter der Funktion p für die Versuchserie UGB/M16

Bezeichnung	Parameter der Funktion p		
	Y	R_m	s_m
UGB/M16	1.0015	3.4336	2.3115

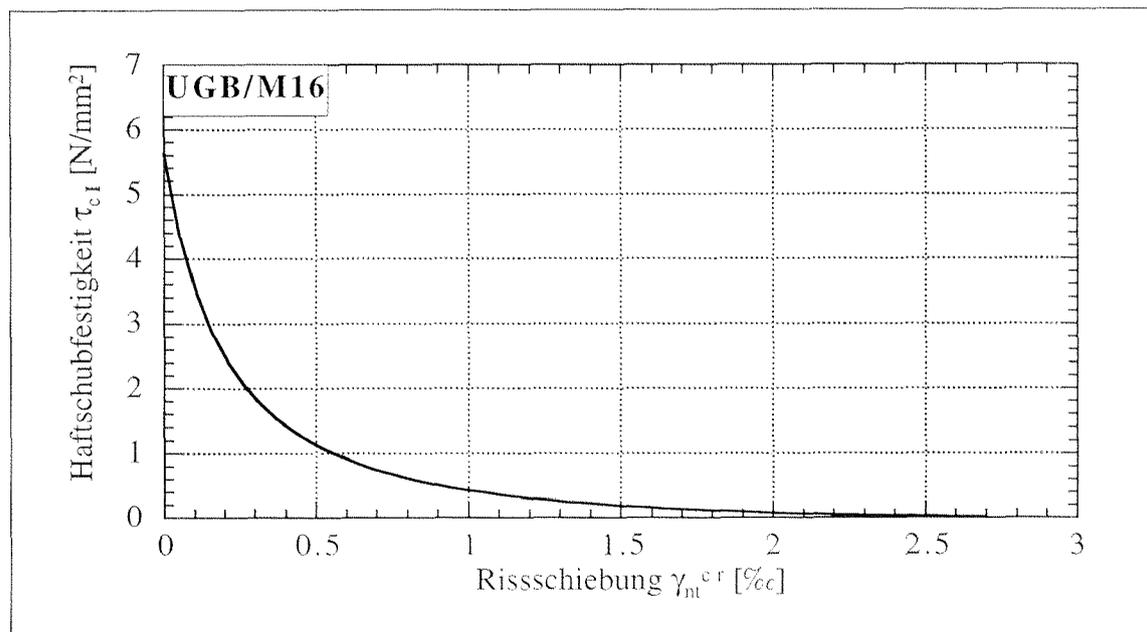


Abb. 4.33: Schubentfestigung der grenzflächennahen Zone der Versuchserie UGB/M16

Aus dem Vergleich der Ergebnissen bezüglich der spezifischen Bruchenergie G_f^{II} und des Entfestigungsverhaltens der grenzflächennahen Zone können die folgenden Folgerungen gezogen werden:

- Die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone unter Schubbelastung ist näherungsweise 4-5 mal höher als die spezifische Bruchenergie G_f unter Normalbelastung

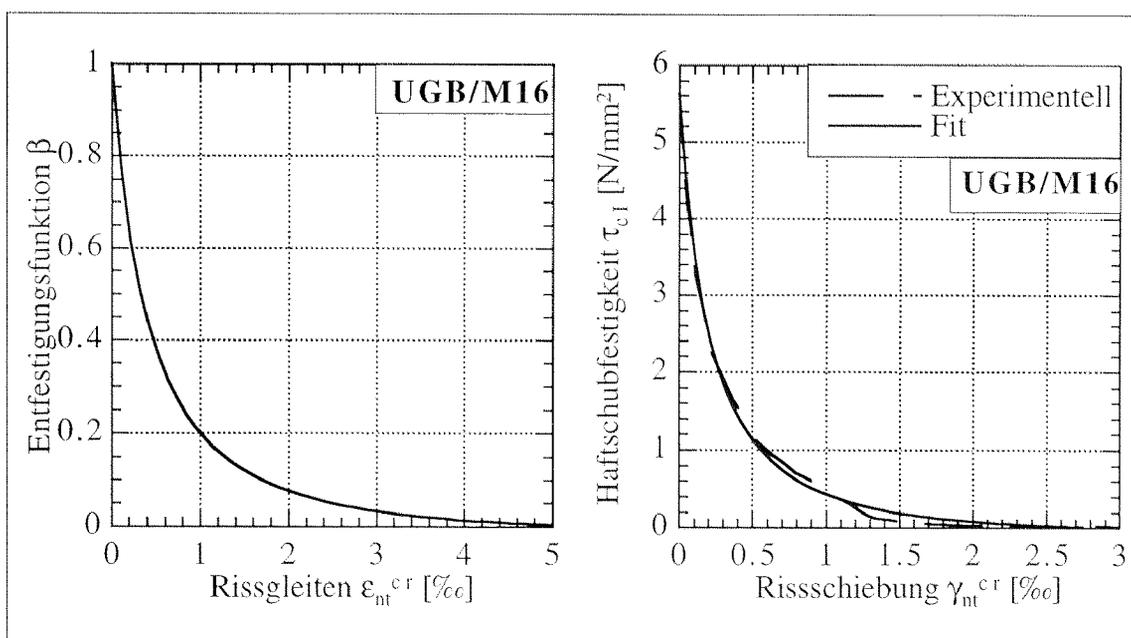


Abb. 4.34: Entfestigungsfunktion β der Versuchserie UGB/M16 und der dazugehörige Fit

- Die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone unter Schubbelastung ist unabhängig vom Alter und somit auch vom Hydratationsgrad der neu aufgetragenen Beschichtung. Die mechanische Verzahnung und die durch oberflächentechnologische Massnahmen herbeigeführte Untergrundrauhigkeit ist der entscheidende Faktor für das Bruchverhalten der grenzflächennahen Zone unter Schubbelastung.
- Die Auswertung der Ergebnisse der grenzflächennahen Zone zeigt, dass die grenzflächennahe Zone unter Schubbelastung ein Entfestigungsverhalten aufweist. Dieses Entfestigungsverhalten wird hinreichend genau und realistisch über den Schubentfestigungsfunktion β sowie den G-Modul und die Hafts Schubfestigkeit τ_{c1} beschrieben.
- Ist die grenzflächennahe Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes im Begriff sich zu entfestigen, so gibt es einen klaren Zusammenhang zwischen dem Rissgleiten und dem Rissöffnen, welcher durch eine einfache Funktion (Polynom 3. Grad) beschrieben werden kann.
- Bei der Formulierung der Schubentfestigungsfunktion β erweist es sich als zweckmässig, die Untergrundrauhigkeit sowie deren Verteilung auf der Betonoberfläche als massgebende Werkstoffkenngrössen einzuführen. Die Ergebnisse bezüglich der Untersuchungen über den Einfluss der Rauigkeit bestätigen diesen Sachverhalt.
- Wie bei der Betrachtung der spezifischen Bruchenergie G_f^{II} kann auch beim Entfestigungsverhalten keine eindeutige zeitliche Abhängigkeit ermittelt werden.
- Die Hafts Schubfestigkeit τ_{c1} der grenzflächennahen Zone ist näherungsweise doppelt so hoch wie die Haftzugfestigkeiten f_{t1} unter Normalbelastung.
- Die Poisson'sche Querdehnzahl ν sowie der G-Modul der grenzflächennahen Zone besitzen näherungsweise die gleichen Werte wie diejenigen der Beschichtung selbst. Die Berechnung des E-Moduls über das konstitutive Gesetz bestätigt diesen Sachverhalt.

Seite Leer /
Blank leaf

5. Ergebnisse und Diskussion der Untersuchungen

5.1 Hygrische Kenngrößen der untersuchten Mörtel und Betone

5.1.1 Ergebnisse der Schwinduntersuchungen

Die Bezeichnung der unterschiedlichen Versuchsserien sind der Tabelle 4.5 entnommen. Für die Interpretation der Ergebnisse werden zunächst die Endschwindwerte als Funktion der relativen Luftfeuchte und der hygrische Ausdehnungskoeffizient α_{sh} der einzelnen Mischungen der Versuchsserien miteinander verglichen, um anschliessend einen Vergleich der Versuchsserien untereinander durchführen zu können.

Anhand der Gleichung (4.1) können durch Fitten die Endschwindwerte sowie die Halbwertszeiten der zu untersuchenden Mörtelmischungen bestimmt werden. Die Ergebnisse der Schwinduntersuchungen der unterschiedlichen Beschichtungen sind in den Abbildungen 5.1 bis 5.8 sowie in der Tabelle 5.1 bis 5.5 dargestellt. Für die mathematische Beschreibung der Endschwindmasse ϵ_{sh} und die hygrischen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh} der Beschichtungen als Funktion der relative Luftfeuchte eignen sich Polynome des fünften Grades.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse der Schwinduntersuchungen steht der Einfluss des Schindens der Beschichtungen auf das Verhalten der Beschichtung im Instandsetzungs- und Schutzsystem und nicht das Schwinden an sich im Vordergrund. Dementsprechend liegt der Akzent auf der möglichen Reduktion des Schindens in den Beschichtungssystemen.

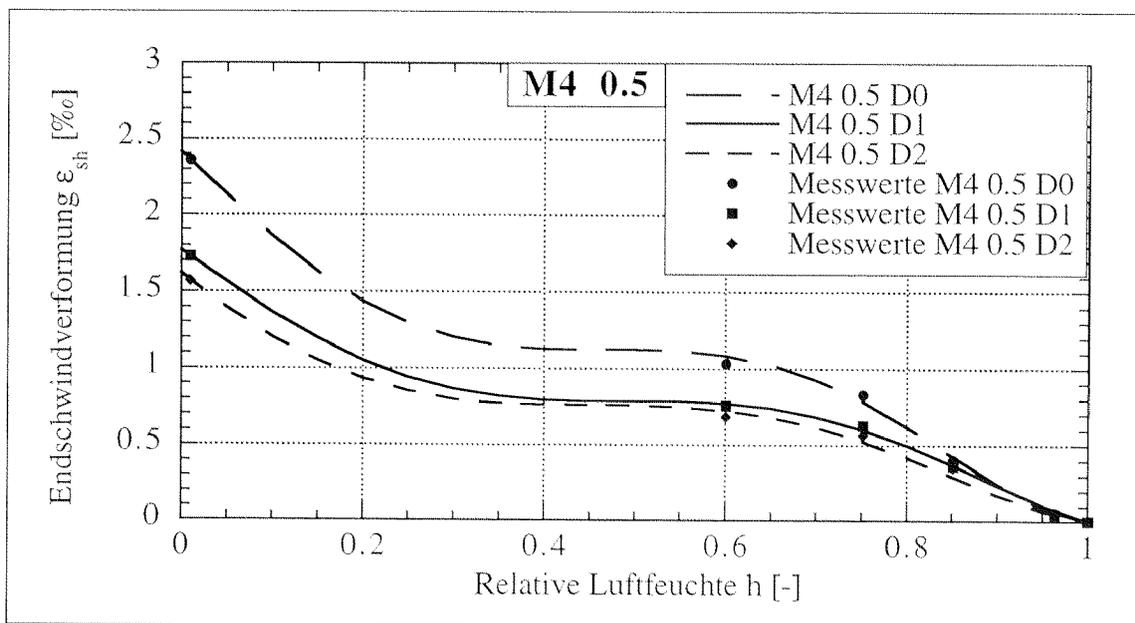


Abb. 5.1: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte M4 0.5

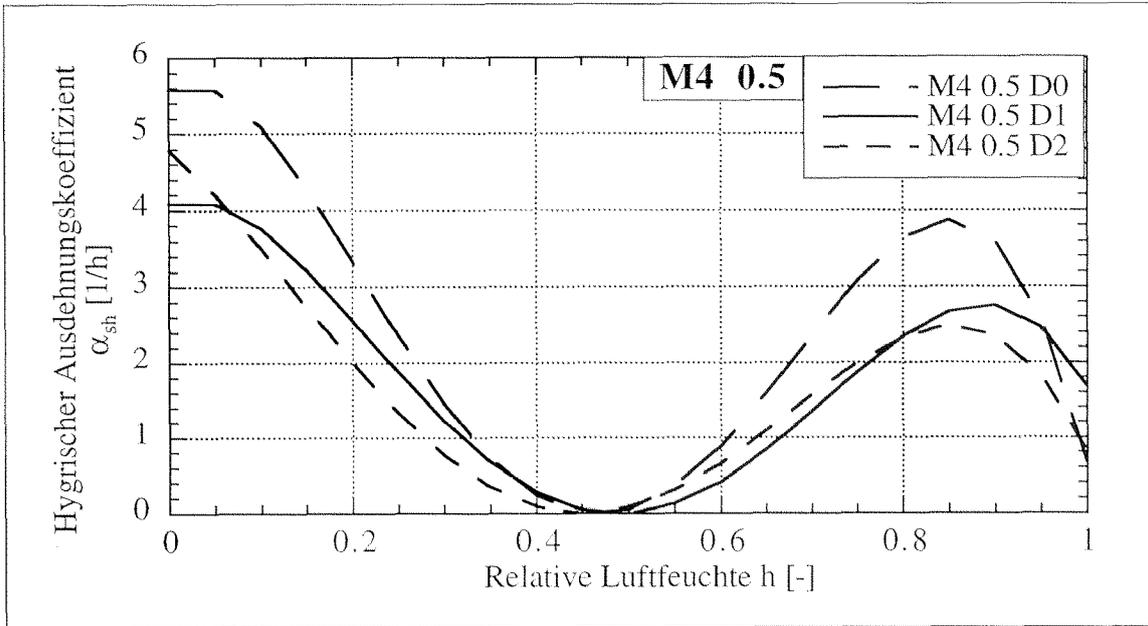


Abb. 5.2: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M4 0.5

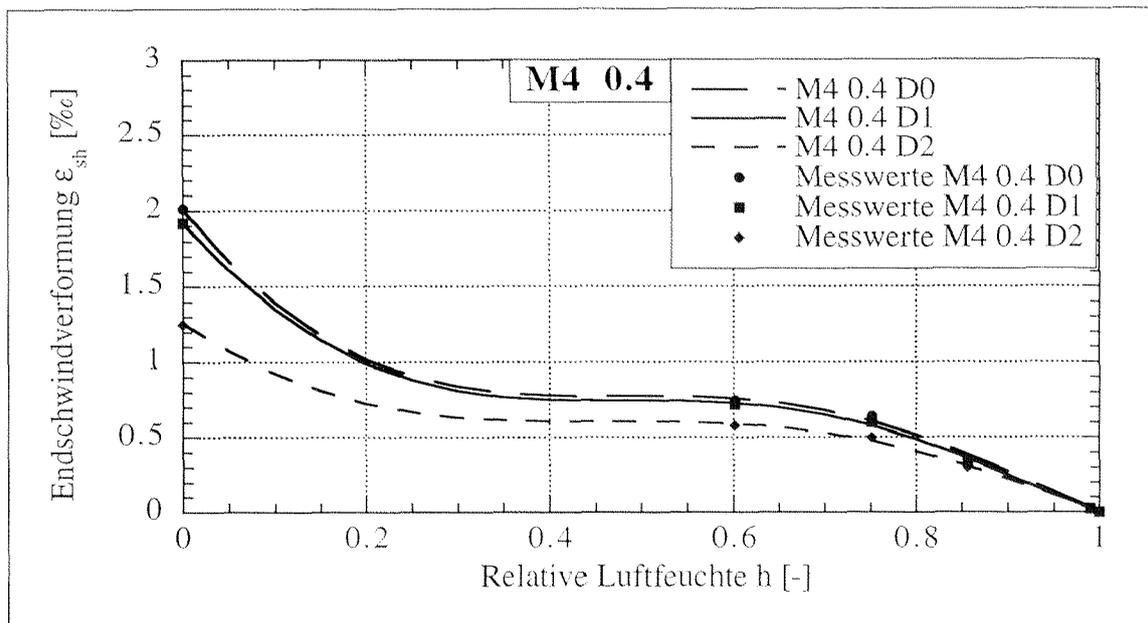


Abb. 5.3: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte bei der Versuchsreihe M4 0.4

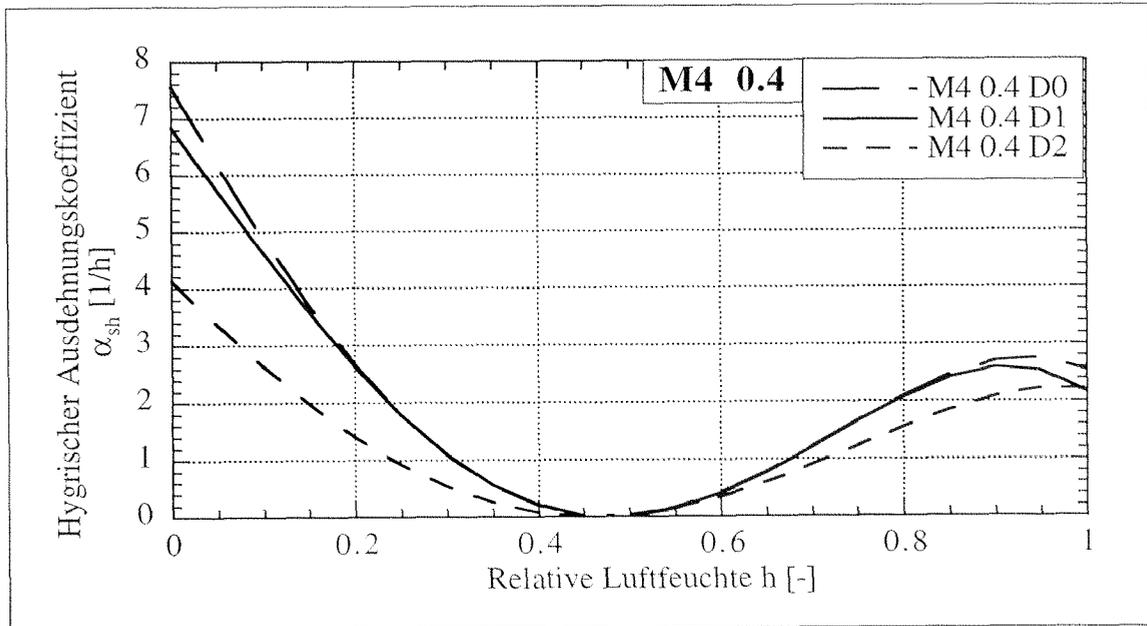


Abb. 5.4: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M4 0.4

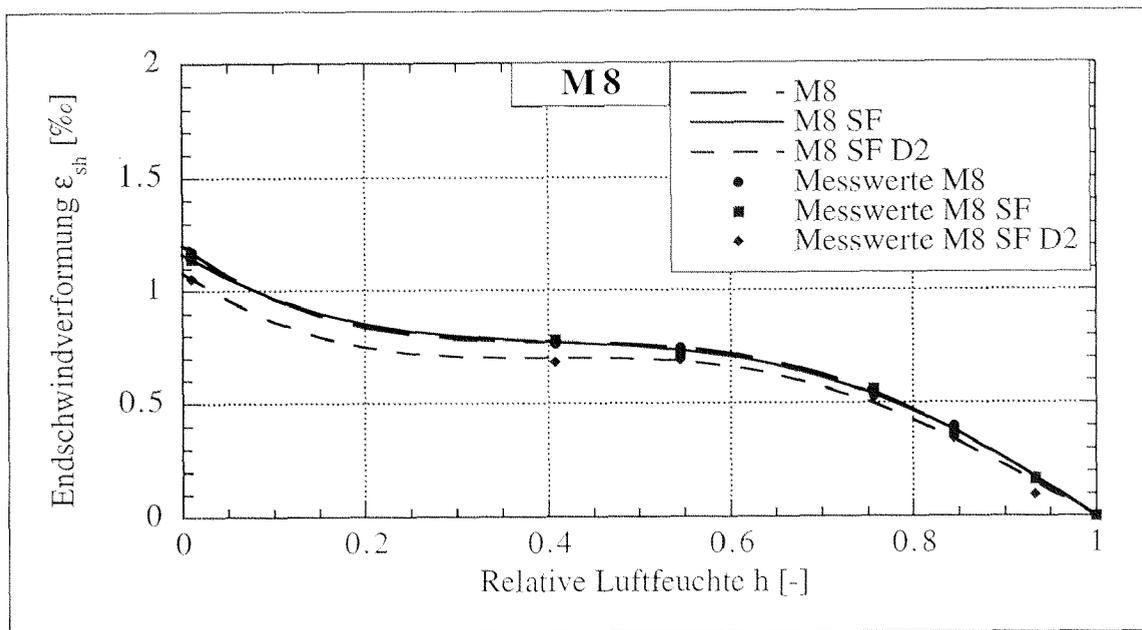


Abb. 5.5: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte bei der Versuchsreihe M8

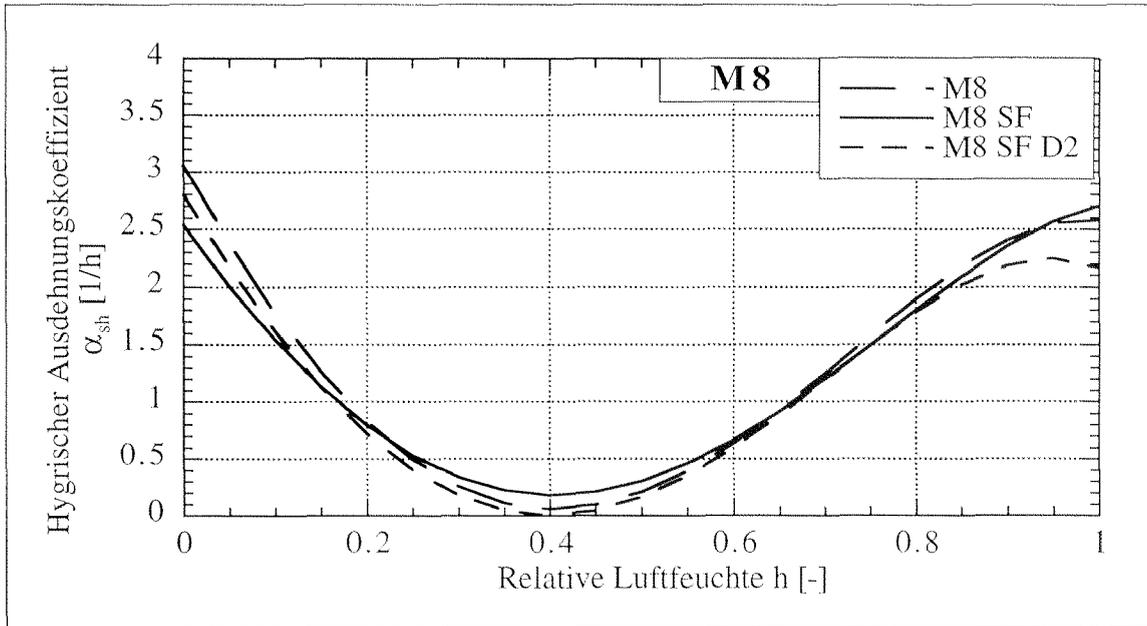


Abb. 5.6: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M8

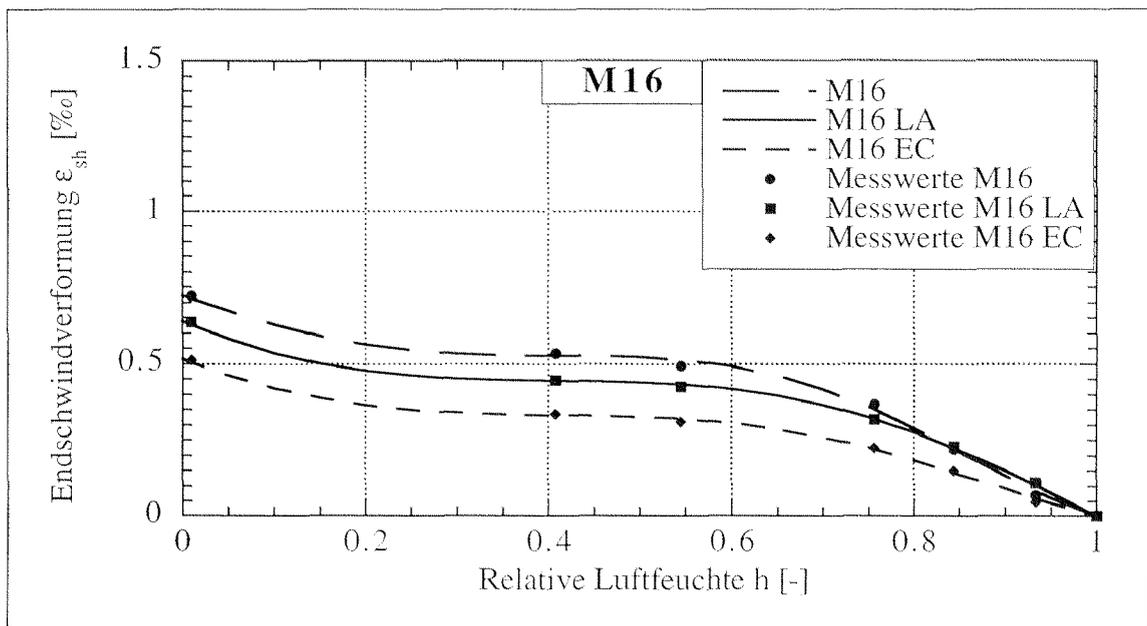


Abb. 5.7: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte bei der Versuchsreihe M16

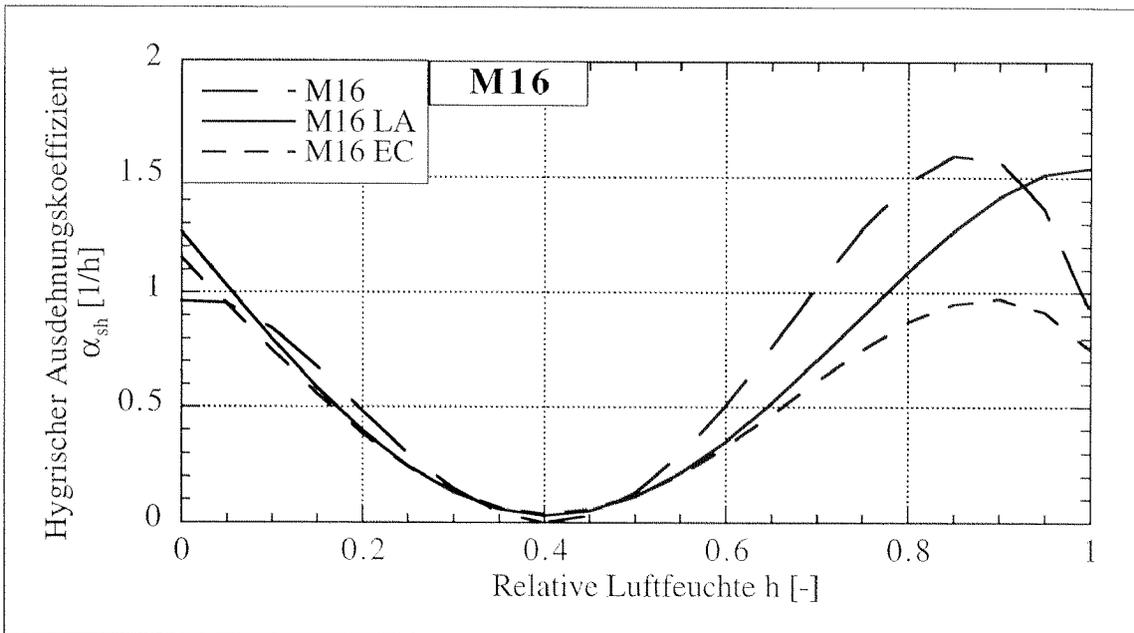


Abb. 5.8: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M16

Aus den Abbildungen 5.1 bis 5.8 ist deutlich sichtbar, dass Schwindreduktionsmittel eine schwindreduzierende Wirkung besitzen. Diese schwindreduzierende Wirkung nimmt mit tieferen relativen Luftfeuchten zu. Bei einer relativen Luftfeuchte von 60% beträgt die Reduktion der Endschwindwerte je nach Dosierung und nach Produkt zwischen 25% und 40%. Somit wird die hydrisch bedingte Belastung in einem Instandsetzungs- und Schutzsystem auch um 25% bis 40% reduziert. Es ist zu vermuten, dass bei tieferen relativen Luftfeuchten, der schwindreduzierende Effekt noch deutlicher wird. An dieser Stelle soll darauf hingewiesen werden, dass die doppelte Menge eines schwindreduzierenden Zusatzmittels eine Zunahme um 40% bis 60% der schwindreduzierenden Wirkung zur Folge hat. Jedoch fällt diese Steigerung nicht doppelt so hoch aus. Die hier verwendeten Hochleistungsverflüssiger hatten keinen Einfluss auf die Effekte der Schwindreduktionsmittel bei zementgebundenen Werkstoffen. Das Verringern der Belastung hat nicht notwendigerweise die Bedeutung, dass die Rissbildung in der Beschichtung vermieden wird. Jedoch kann mit der Zugabe der schwindreduzierenden Zusatzmittel die rissefreie Lebensdauer einer Beschichtung verlängert werden [Trau 99]. Die Frage nach der Rissbildung in einer mit schwindreduzierenden Zusatzmittel versehenen Beschichtung lässt sich nur im Zusammenspiel mit den bruchmechanischen Eigenschaften der Beschichtung in einer numerischen Analyse klären.

Die Betonmischung M16 LA zeigte auch eine geringere Schwindneigung als die Mischung M16, was auf den geringen Anteil der Alkalien K_2O und Na_2O im Zement zurückzuführen ist. Hingegen lässt sich durch den Zusatz von Stahlfasern keine Reduktion des Schwindens bewirken, wie aus den Ergebnissen der Versuchserie M8 zu sehen ist. Der schwindreduzierende Effekt der Zusatzmittel ist in Kombination mit den Stahlfasern eher bescheiden ausgefallen. Aus diesen Ergebnissen geht ebenfalls hervor, dass eine andere Möglichkeit zur Reduzierung der Schwindneigung der Beschichtungen darin besteht, dass die Zementsteinmenge auf das absolute Mindestmass verringert wird. Die Zunahme des hydrischen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh} ist mit zunehmendem Zementgehalt in den Beschichtungssystemen deutlich zu sehen.

Tab. 5.1: Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M4 0.5 D0, M4 0.5 D1, M4 0.5 D2

M 4 0.5	M4 0.5 D0		M4 0.5 D1		M4 0.5 D2	
r.F. [%]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]
0 %	2.36	-	1.73	-	1.57	-
60 %	1.03	5.72	0.75	4.82	0.68	8.77
75 %	0.83	10.19	0.63	5.94	0.57	11.91
85 %	0.40	6.56	0.37	7.75	0.35	9.69
93 %	0.06	3.23	0.05	7.17	0.06	5.15

Tab. 5.2: Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M4 0.4 D0, M4 0.4 D1, M4 0.4 D2

M4 0.4	M4 0.4 D0		M4 0.4 D1		M4 0.4 D2	
r.F. [%]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]
0 %	2.01	-	1.92	-	1.25	-
60 %	0.74	2.77	0.72	4.6	0.58	3.35
75 %	0.64	3.59	0.60	5.27	0.50	5.03
85 %	0.36	2.79	0.35	5.03	0.30	5.94
93 %	0.02	0.20	0.02	0.40	0.01	0.30

Tab. 5.3: Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M8, M8 SF, M8 SF D2

M8	M8		M8 SF		M8 SF D2	
r.F. [%]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [%c]	$\tau_{1/2}$ [t- τ]
0 %	1.17	-	1.14	-	1.05	-
40%	0.77	6.91	0.78	9.73	0.68	11.80
60 %	0.75	8.74	0.71	11.67	0.69	16.45
75 %	0.54	8.08	0.56	14.19	0.52	15.76
85 %	0.40	4.23	0.37	8.31	0.35	14.33
95%	0.17	0.70	0.17	2.33	0.10	7.53

Tab. 5.4: Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M16, M16 LA, M16 EC

M16	M16		M16 LA		M16 EC	
r.F. [%]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [‰]	$\tau_{1/2}$ [t-τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [‰]	$\tau_{1/2}$ [t-τ]	$\varepsilon_{sh\infty}$ [‰]	$\tau_{1/2}$ [t-τ]
0 %	0.72	-	0.64	-	0.51	-
40%	0.53	15.04	0.45	11.16	0.33	26.52
60 %	0.49	17.20	0.43	14.86	0.31	39.75
75 %	0.37	21.21	0.32	17.51	0.23	42.10
85 %	0.22	13.18	0.23	9.65	0.15	32.51
93 %	0.07	2.82	0.11	4.11	0.05	30.84

Tab. 5.5: Funktionaler Zusammenhang der hygrischen Verformung ε_{sh} und des hygrischen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh}

	$\varepsilon_{sh} [\%]$	$\alpha_{sh} [h^{-1}] \cdot 10^{-3}$
M4 0.5 D0	$32.40 \cdot h^5 - 72.46 \cdot h^4 + 46.35 \cdot h^3 - 3.12 \cdot h^2 - 5.58 \cdot h + 2.41$	$-161.98 \cdot h^4 + 289.85 \cdot h^3 - 139.06 \cdot h^2 + 6.25 \cdot h + 5.58$
M4 0.5 D1	$19.65 \cdot h^5 - 45.90 \cdot h^4 + 30.64 \cdot h^3 - 2.07 \cdot h^2 - 4.09 \cdot h + 1.77$	$-98.25 \cdot h^4 + 183.61 \cdot h^3 - 91.93 \cdot h^2 + 4.15 \cdot h + 4.09$
M4 0.5 D2	$15.35 \cdot h^5 - 31.27 \cdot h^4 + 14.16 \cdot h^3 + 4.93 \cdot h^2 - 4.79 \cdot h + 1.62$	$-76.73 \cdot h^4 + 125.08 \cdot h^3 - 42.48 \cdot h^2 - 9.85 \cdot h + 4.79$
M4 0.4 D0	$7.81 \cdot h^5 - 13.17 \cdot h^4 - 3.16 \cdot h^3 + 14.06 \cdot h^2 - 7.55 \cdot h + 2.01$	$-39.07 \cdot h^4 + 52.68 \cdot h^3 + 9.47 \cdot h^2 - 28.12 \cdot h + 7.55$
M4 0.4 D1	$10.15 \cdot h^5 - 19.51 \cdot h^4 + 3.42 \cdot h^3 + 10.85 \cdot h^2 - 6.83 \cdot h + 1.92$	$-50.77 \cdot h^4 + 78.05 \cdot h^3 - 10.26 \cdot h^2 - 27.70 \cdot h + 6.83$
M4 0.4 D2	$4.38 \cdot h^5 - 7.61 \cdot h^4 - 1.76 \cdot h^3 - 7.86 \cdot h^2 - 4.12 \cdot h + 1.26$	$-21.89 \cdot h^4 + 30.42 \cdot h^3 + 5.29 \cdot h^2 - 15.71 \cdot h + 4.13$
M8	$3.00 \cdot h^5 - 3.99 \cdot h^4 - 4.24 \cdot h^3 + 7.09 \cdot h^2 - 3.06 \cdot h + 1.20$	$-14.99 \cdot h^4 + 15.97 \cdot h^3 + 12.73 \cdot h^2 - 14.18 \cdot h + 3.06$
M8 SF	$2.24 \cdot h^5 - 3.26 \cdot h^4 - 3.10 \cdot h^3 + 5.49 \cdot h^2 - 2.53 \cdot h + 1.17$	$-11.20 \cdot h^4 + 13.05 \cdot h^3 + 9.29 \cdot h^2 - 10.97 \cdot h + 2.53$
M8 SF D2	$3.53 \cdot h^5 - 5.09 \cdot h^4 - 3.22 \cdot h^3 + 6.49 \cdot h^2 - 2.80 \cdot h + 1.08$	$-17.66 \cdot h^4 + 20.34 \cdot h^3 + 9.67 \cdot h^2 - 12.99 \cdot h + 2.80$
M16	$7.77 \cdot h^5 - 16.76 \cdot h^4 + 9.77 \cdot h^3 - 0.54 \cdot h^2 - 0.96 \cdot h + 0.73$	$-38.84 \cdot h^4 + 67.03 \cdot h^3 - 29.32 \cdot h^2 + 1.72 \cdot h + 0.64$
M16 LA	$2.32 \cdot h^5 - 4.44 \cdot h^4 + 0.39 \cdot h^3 + 2.36 \cdot h^2 - 1.26 \cdot h + 0.64$	$-11.61 \cdot h^4 + 17.76 \cdot h^3 - 1.16 \cdot h^2 - 4.71 \cdot h + 1.26$
M16 EC	$2.95 \cdot h^5 - 5.49 \cdot h^4 + 1.25 \cdot h^3 + 1.92 \cdot h^2 - 1.15 \cdot h + 0.52$	$-14.77 \cdot h^4 + 21.97 \cdot h^3 - 3.76 \cdot h^2 - 3.84 \cdot h + 1.15$

5.1.2 Ergebnisse der Austrocknungsuntersuchungen

Die Messungen der Wasserverluste der unterschiedlichen Mörtel- und Betonmischungen bei den unterschiedlichen Klimata führen zu den folgenden Ergebnissen. Damit ein exakter Vergleich möglich ist, werden die hygrischen Diffusionskoeffizienten $D(h)$ und die Desorptionsisothermen der unterschiedlichen Beschichtungen in einer Abbildung aufgetragen. In dieser Darstellung sind die Konzentrationen im hygrischen Gleichgewicht als Funktion der relativen Luftfeuchtigkeit angegeben. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 5.9 bis 5.16 und in den Tabellen 5.6 bis 5.10 dargestellt.

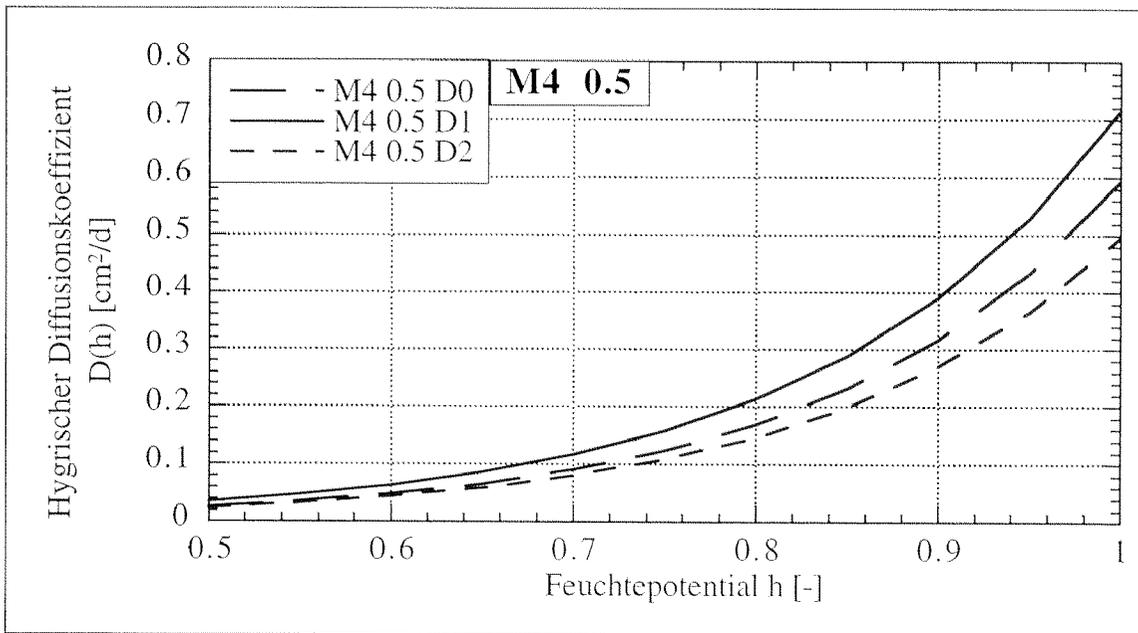


Abb. 5.9: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M4 0.5 als Funktion des Feuchtpotentiales h

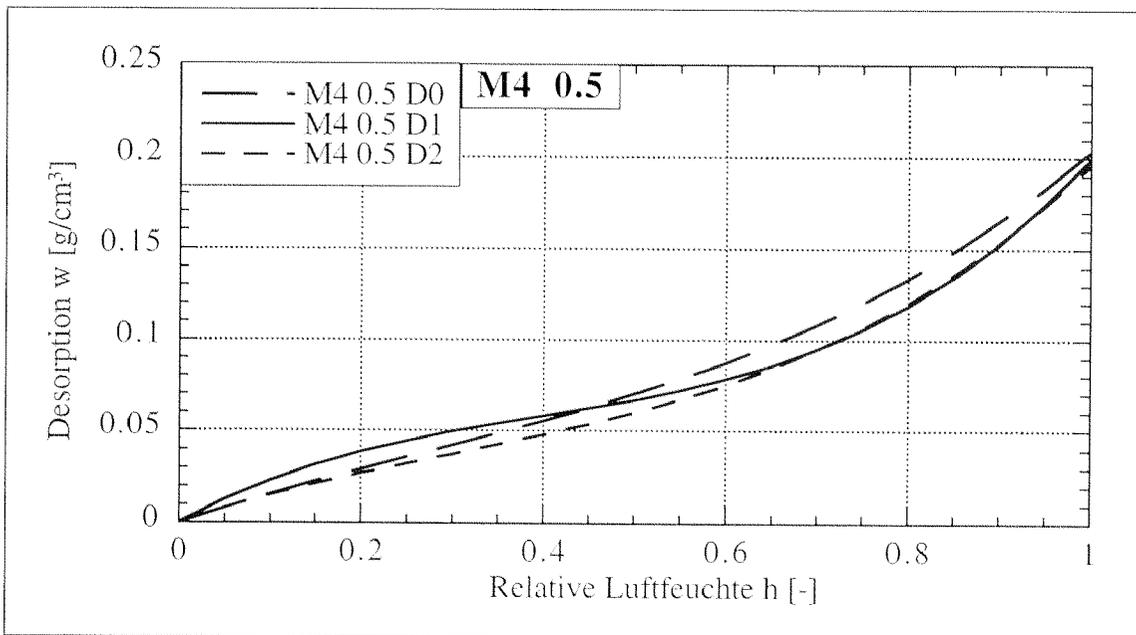


Abb. 5.10: Desorptionsisotherme der Versuchserie M4 0.5

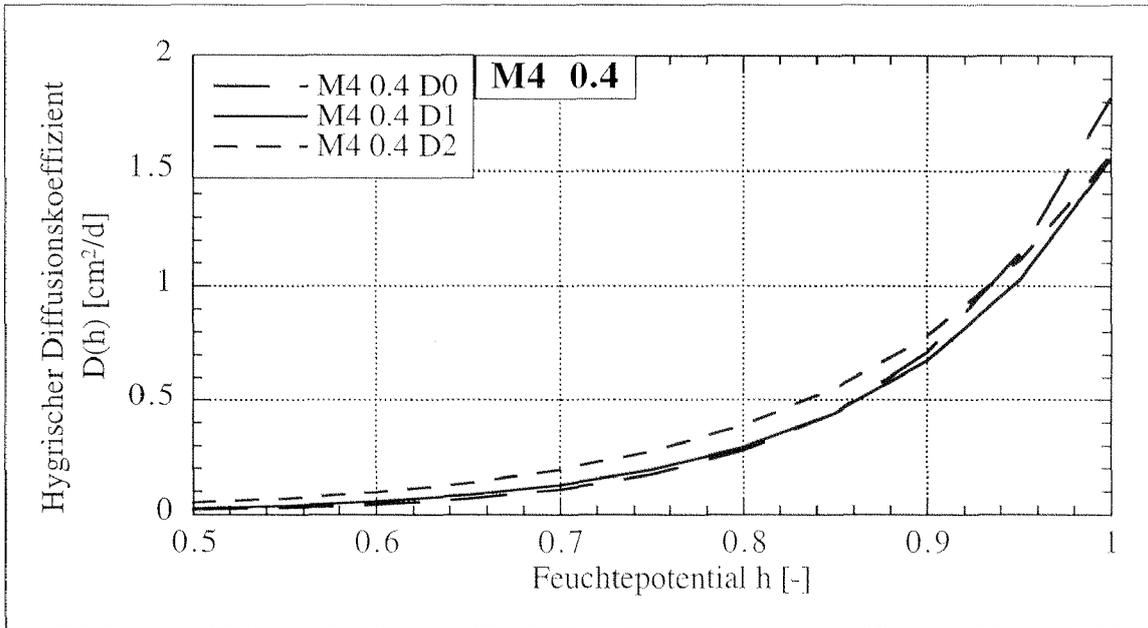


Abb. 5.11: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M4 0.4 als Funktion des Feuchtpotentials h

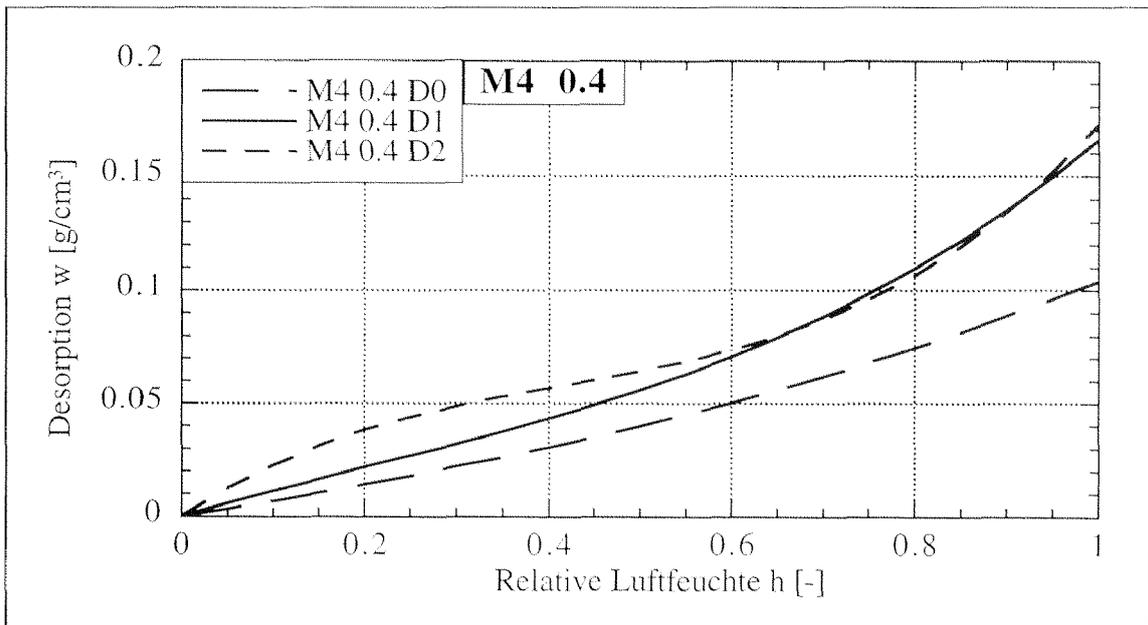


Abb. 5.12: Desorptionsisotherme der Versuchserie M4 0.4

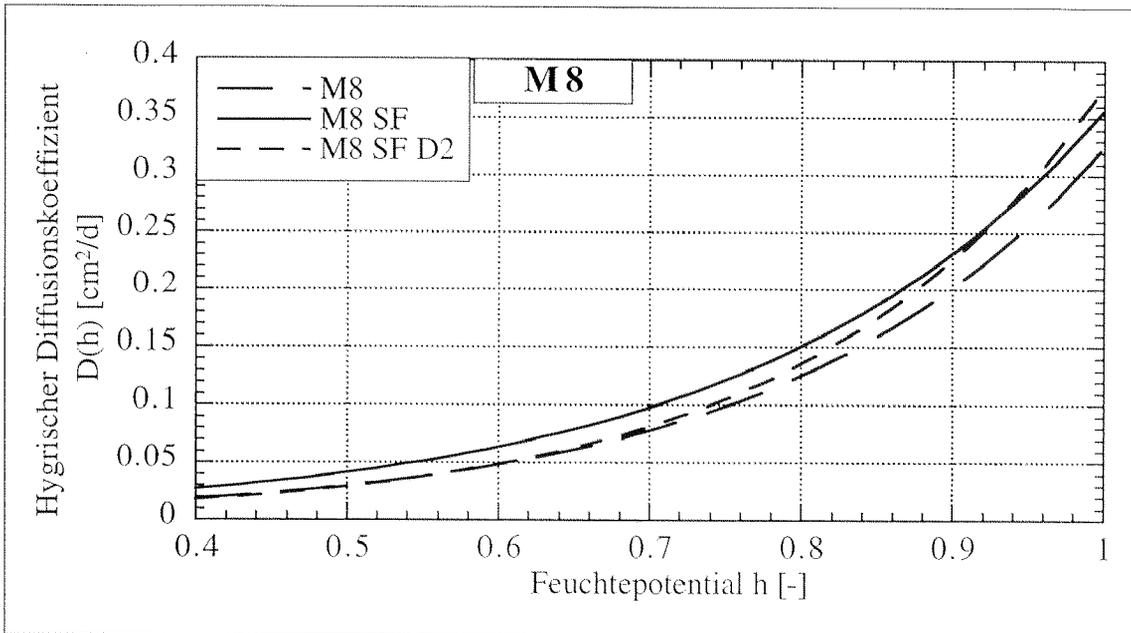


Abb. 5.13: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M8 als Funktion des Feuchtpotentials h

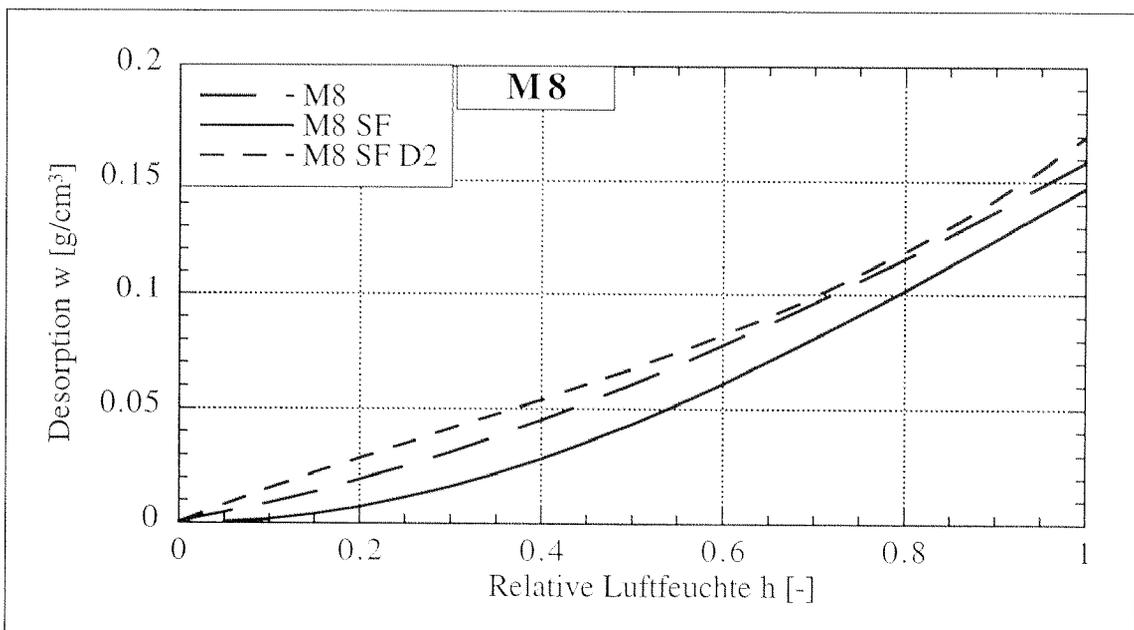


Abb. 5.14: Desorptionsisotherme der Versuchserie M8

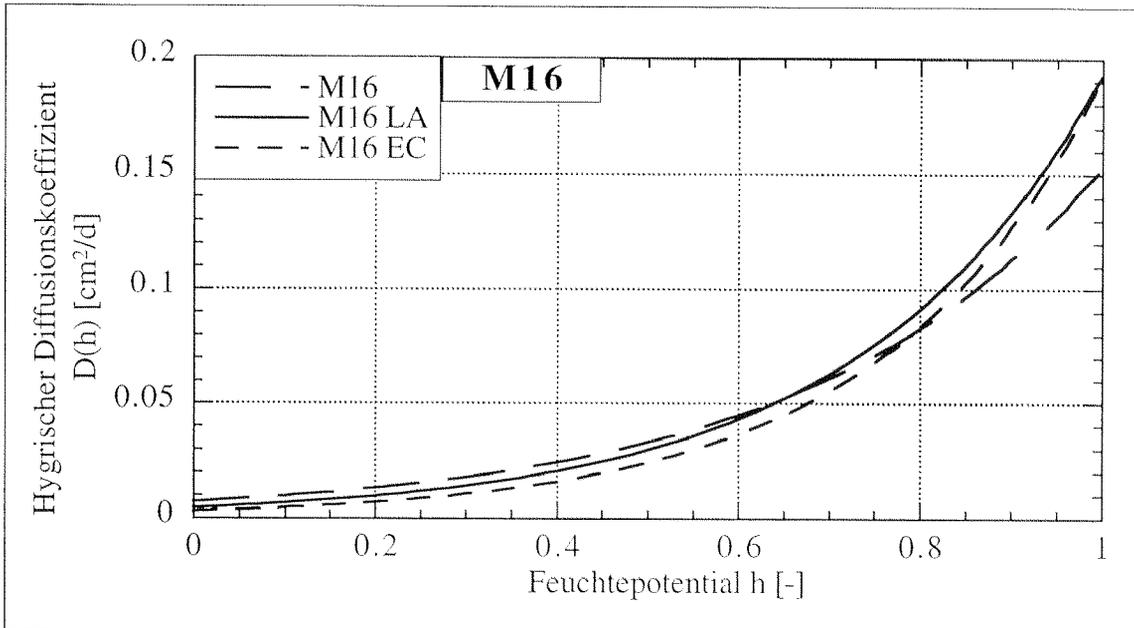


Abb. 5.15: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M16 als Funktion des Feuchtepotentials h

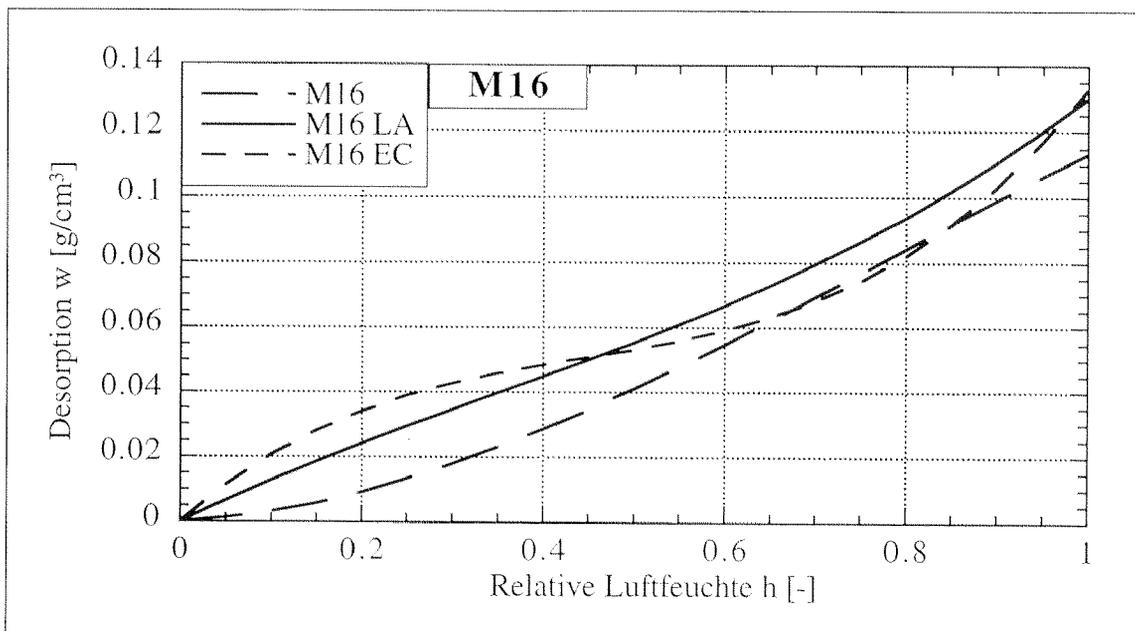


Abb. 5.16: Desorptionsisotherme der Versuchserie M16

In der Abbildung 5.16 sieht man, dass die Mörtelmischungen mit dem Betonzusatzmittel mehr Wasser an die Umgebung abgeben. Dabei spielen die Dosiermengen des Zusatzmittels keine Rolle. Die Mörtelmischungen mit dem Zusatzmittel haben bei gleichzeitiger Reduktion des Schwindmasses eine grössere Wasserabgabe als die Mörtelmischung ohne Zusatzmittel. Dadurch dass die Hydratation des Wassers mit dem Klinkermineral C_3A durch das Schwindreduktionsmittel gehemmt wird, befindet sich mehr freies Wasser im offenen Porensystem. Somit wird der erhöhte Wasserverlust bei den Mörtel mit dem Schwindreduktionszusatzmittel ersichtlich. Das bei der Mischung M4 verwendete

schwindreduzierende Zusatzmittel hat die Tendenz, den Diffusionskoeffizienten $D(h)$ bei hohen Feuchtepotentialen abzusenken. Bei der Versuchserie der Mischung M16 ist dieser Einfluss nicht zu sehen. Demnach scheint dieser Einfluss massgeblich bei hohen Zementsteingehalten aufzutreten. Wie bei der Versuchserie M8 zu sehen ist, hat die Zugabe von Stahlfasern keinen Einfluss auf den Diffusionskoeffizienten $D(h)$.

Tab. 5.6: Wasserverlust und Feuchtegehalt von M4 0.5 D0, M4 0.5 D1, M4 0.5 D2

M4 0.5	M4 0.5 D0		M4 0.5 D1		M4 0.5 D2	
r.F. [%]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]
0 %	0.205	0.000	0.201	0.000	0.198	0.000
60 %	0.120	0.412	0.124	0.386	0.123	0.378
75 %	0.086	0.582	0.094	0.533	0.091	0.540
85 %	0.054	0.738	0.067	0.667	0.061	0.691
93 %	0.009	0.954	0.011	0.943	0.011	0.944

Tab. 5.7: Wasserverlust und Feuchtegehalt von M4 0.4 D0, M4 0.4 D1, M4 0.4 D2

M4 0.4	M4 0.4 D0		M4 0.4 D1		M4 0.4 D2	
r.F. [%]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]
0 %	0.161	0.000	0.169	0.000	0.176	0.000
60 %	0.091	0.434	0.098	0.418	0.102	0.420
75 %	0.063	0.607	0.071	0.581	0.081	0.542
85 %	0.039	0.758	0.046	0.730	0.055	0.690
93 %	0.010	0.936	0.011	0.933	0.013	0.928

Tab. 5.8: Wasserverlust und Feuchtegehalt von M8, M8 SF, M8 SF D2

M8	M8		M8 SF		M8 SF D2	
r.F. [%]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]
0 %	0.155	0.000	0.144	0.000	0.166	0.000
43 %	0.102	0.343	0.110	0.235	0.106	0.363
56 %	0.091	0.414	0.093	0.355	0.095	0.430
75 %	0.047	0.694	0.054	0.625	0.056	0.664
85 %	0.032	0.790	0.034	0.765	0.041	0.753
93 %	0.005	0.969	0.008	0.946	0.010	0.940

Tab. 5.9: Wasserverlust und Feuchtegehalt von M16, M16 LA, M16 EC

M16	M16		M16 LA		M16 EC	
r.F. [%]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]	Δm [g/cm ³]	w [g/cm ³]
0 %	0.112	0.000	0.131	0.000	0.134	0.000
43 %	0.080	0.287	0.085	0.353	0.085	0.363
56 %	0.063	0.435	0.068	0.481	0.077	0.426
75 %	0.036	0.680	0.042	0.679	0.058	0.565
85 %	0.022	0.802	0.034	0.742	0.046	0.660
93 %	0.006	0.950	0.015	0.886	0.025	0.814

Tab. 5.10: Funktionaler Zusammenhang der relative Feuchte und der Desorptionsisotherme w(h) sowie dem Diffusionskoeffizienten D(h)

Bezeichnung	w(h) [g/cm ³]	D(h) [cm ² /d]
M4 0.5 D0	$0.179 \cdot h^3 - 0.142 \cdot h^2 + 0.166 \cdot h$	$1.06 \cdot 10^{-6} + 1.09 \cdot 10^{-3} \cdot e^{6.301 \cdot h}$
M4 0.5 D1	$0.408 \cdot h^3 - 0.481 \cdot h^2 + 0.272 \cdot h$	$1.62 \cdot 10^{-6} + 1.65 \cdot 10^{-3} \cdot e^{6.071 \cdot h}$
M4 0.5 D2	$0.251 \cdot h^3 - 0.223 \cdot h^2 + 0.168 \cdot h$	$1.06 \cdot 10^{-6} + 1.11 \cdot 10^{-3} \cdot e^{6.098 \cdot h}$
M4 0.4 D0	$0.021 \cdot h^3 + 0.072 \cdot h^2 + 0.066 \cdot h$	$1.04 \cdot 10^{-6} + 1.44 \cdot 10^{-4} \cdot e^{9.441 \cdot h}$
M4 0.4 D1	$0.120 \cdot h^3 - 0.072 \cdot h^2 + 0.117 \cdot h$	$1.47 \cdot 10^{-6} + 3.50 \cdot 10^{-4} \cdot e^{8.397 \cdot h}$
M4 0.4 D2	$0.366 \cdot h^3 - 0.461 \cdot h^2 + 0.268 \cdot h$	$1.08 \cdot 10^{-6} + 1.43 \cdot 10^{-4} \cdot e^{6.997 \cdot h}$
M8	$-0.017 \cdot h^3 + 0.102 \cdot h^2 - 0.074 \cdot h$	$1.00 \cdot 10^{-5} + 2.72 \cdot 10^{-3} \cdot e^{4.784 \cdot h}$
M8 SF	$-0.067 \cdot h^3 + 0.222 \cdot h^2 - 0.008 \cdot h$	$1.25 \cdot 10^{-6} + 4.73 \cdot 10^{-3} \cdot e^{4.323 \cdot h}$
M8 SF D2	$0.118 \cdot h^3 - 0.187 \cdot h^2 + 0.158 \cdot h$	$1.58 \cdot 10^{-6} + 2.22 \cdot 10^{-3} \cdot e^{5.135 \cdot h}$
M16	$-0.074 \cdot h^3 + 0.174 \cdot h^2 - 0.014 \cdot h$	$5.02 \cdot 10^{-8} + 7.06 \cdot 10^{-6} \cdot e^{3.08 \cdot h}$
M16 LA	$0.085 \cdot h^3 - 0.089 \cdot h^2 + 0.134 \cdot h$	$9.35 \cdot 10^{-7} + 4.52 \cdot 10^{-3} \cdot e^{3.76 \cdot h}$
M16 EC	$0.330 \cdot h^3 - 0.443 \cdot h^2 + 0.245 \cdot h$	$1.82 \cdot 10^{-6} + 3.01 \cdot 10^{-6} \cdot e^{4.16 \cdot h}$

5.2 Bruchmechanische Kenngrößen der untersuchten Mörtel und Betone

In den folgenden Kapiteln werden die Ergebnisse der bruchmechanischen Untersuchungen grafisch nur noch unter der Form des Dehnungsentfestigungsdiagrammes angegeben. Mit der Angabe des numerischen Wertes des E-Moduls erübrigt sich die jeweilige Darstellung des Spannungsdehnungsdiagrammes. Die Ergebnisse der bruchmechanischen Untersuchungen der einzelnen Beschichtungen sind in der Tabelle 5.11 bis Tabelle 5.13 und den Abbildungen 5.17 und 5.19 zusammengefasst.

Die Beschichtungen der Versuchserien M8 SF sowie M8 SF D2 konnten bruchmechanisch nicht untersucht werden. Die Ursache hierfür liegt in der Wirkungsweise der Stahlfasern im Beton. In der Abbildung 5.18 ist deutlich zu sehen, dass sich beim Keilspaltversuch der Versuchserie M8 SF mit einem Alter von 28 Tagen der absteigende Ast anders als beim Normalbeton ausbildet. Das Aufreißen von Stahlfaserbeton an der schwächsten Stellen entspricht in erster Näherung dem des Normalbetons. Der Unterschied aber liegt bei der Rissüberbrückung beider Materialien. Während beim Normalbeton die Rissüberbrückung durch den Zementstein und den Zuschlag verrichtet werden soll, wird bei Stahlfaserbeton die Rissüberbrückung durch die Stahlfasern entsprechend der Abbildung 3.16 übernommen. Aus der Abbildung 5.18 ist ebenfalls zu sehen, dass sich auch bei grossen Dehnungen die Kraft nur noch von den Fasern aufgenommen wird.

Tab. 5.11: Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserien nach 7 Tagen

Bezeichnung	Bruchmechanische Kenngrößen nach 7 Tage					
	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	s_1 [N/mm ²]	w_1 [mm]	w_2 [mm]
M16	118.76	35'000	1.85	0.517	0.0447	0.253
M16 LA	106.60	35'000	2.19	0.461	0.0297	0.273
M16 EC	115.32	35'000	1.86	0.320	0.0297	0.274
M8	88.56	32'000	2.55	0.365	0.0335	0.251
M4 0.5 D0	59.23	22'500	2.14	0.494	0.0253	0.121
M4 0.5 D1	49.88	24'000	2.35	0.362	0.0213	0.126
M4 0.5 D2	46.49	23'000	2.29	0.353	0.0223	0.112
M4 0.4 D0	58.91	24'000	2.51	0.424	0.0244	0.127
M4 0.4 D1	52.31	24'000	2.36	0.435	0.0232	0.118
M4 0.4 D2	46.16	23'000	2.30	0.408	0.0187	0.115

Tab. 5.12: Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserien nach 28 Tagen

Bezeichnung	Bruchmechanische Kenngrößen nach 28 Tage					
	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	s_1 [N/mm ²]	w_1 [mm]	w_2 [mm]
M16	144.73	37'000	2.79	0.612	0.0412	0.224
M16 LA	155.21	37'000	3.00	0.810	0.0341	0.201
M16 EC	144.30	37'000	2.39	0.743	0.0293	0.214
M8	114.26	32'000	2.40	0.638	0.0435	0.196
M4 0.5 D0	58.31	28'000	2.39	0.448	0.0284	0.107
M4 0.5 D1	59.78	28'000	2.51	0.423	0.0271	0.117
M4 0.5 D2	55.98	26'000	2.44	0.374	0.0292	0.129
M4 0.4 D0	56.05	24'000	2.53	0.305	0.0298	0.126
M4 0.4 D1	56.19	28'000	2.52	0.384	0.0251	0.122
M4 0.4 D2	48.70	24'000	2.47	0.457	0.0200	0.103

Tab. 5.13: Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserien nach 90 Tagen

Bezeichnung	Bruchmechanische Kenngrößen nach 90 Tage					
	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_t [N/mm ²]	s_1 [N/mm ²]	w_1 [mm]	w_2 [mm]
M16	156.68	40'000	3.44	0.879	0.0349	0.176
M16 LA	142.42	40'000	3.60	0.776	0.0283	0.197
M16 EC	119.96	40'000	2.89	0.716	0.0279	0.167
M8	142.09	35'000	3.61	0.659	0.0366	0.230
M4 0.5 D0	65.23	28'000	3.21	0.403	0.0248	0.106
M4 0.5 D1	62.21	30'000	2.66	0.473	0.0253	0.109
M4 0.5 D2	51.14	26'000	2.53	0.399	0.0218	0.125
M4 0.4 D0	61.55	28'000	3.26	0.459	0.0211	0.123
M4 0.4 D1	55.58	28'000	3.05	0.399	0.0212	0.117
M4 0.4 D2	61.15	28'000	2.87	0.402	0.0235	0.127

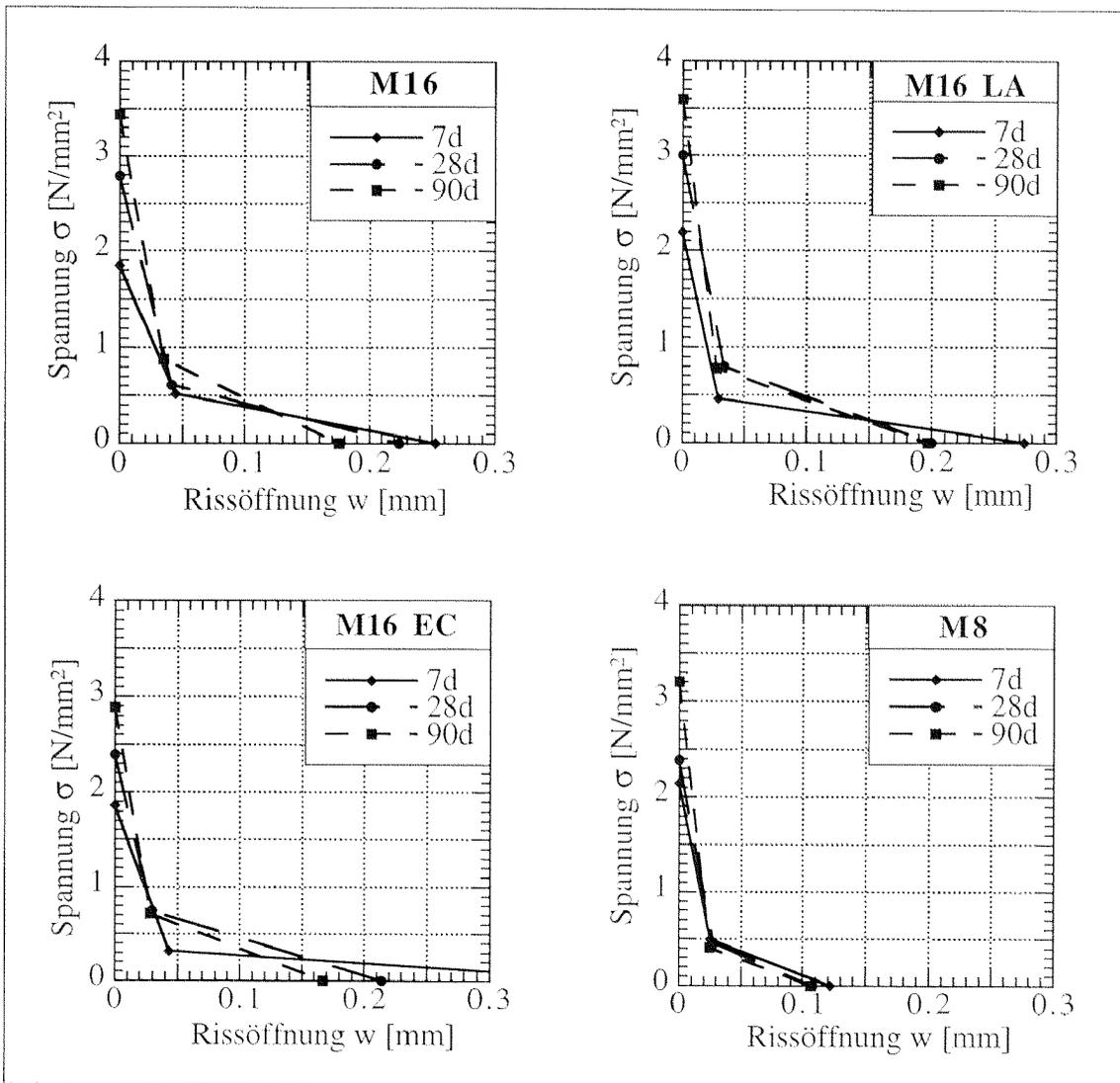


Abb. 5.17: Bruchmechanischen Ergebnisse der Versuchserien M16 und M8

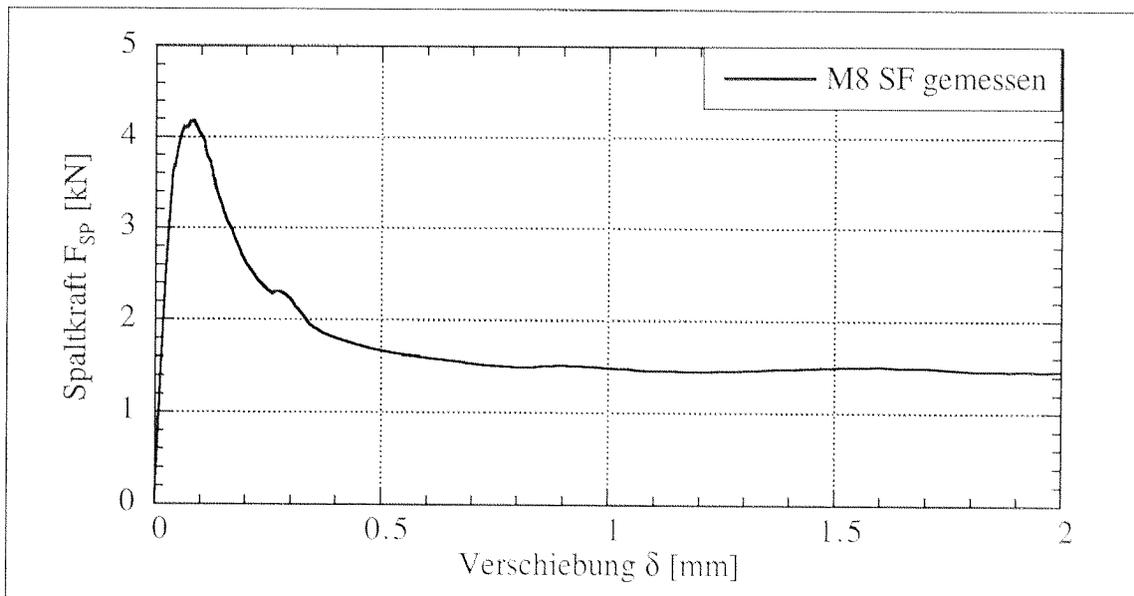


Abb. 5.18: Lastverschiebungsdiagramm eines Keilspaltversuches der Messserie M8 SF

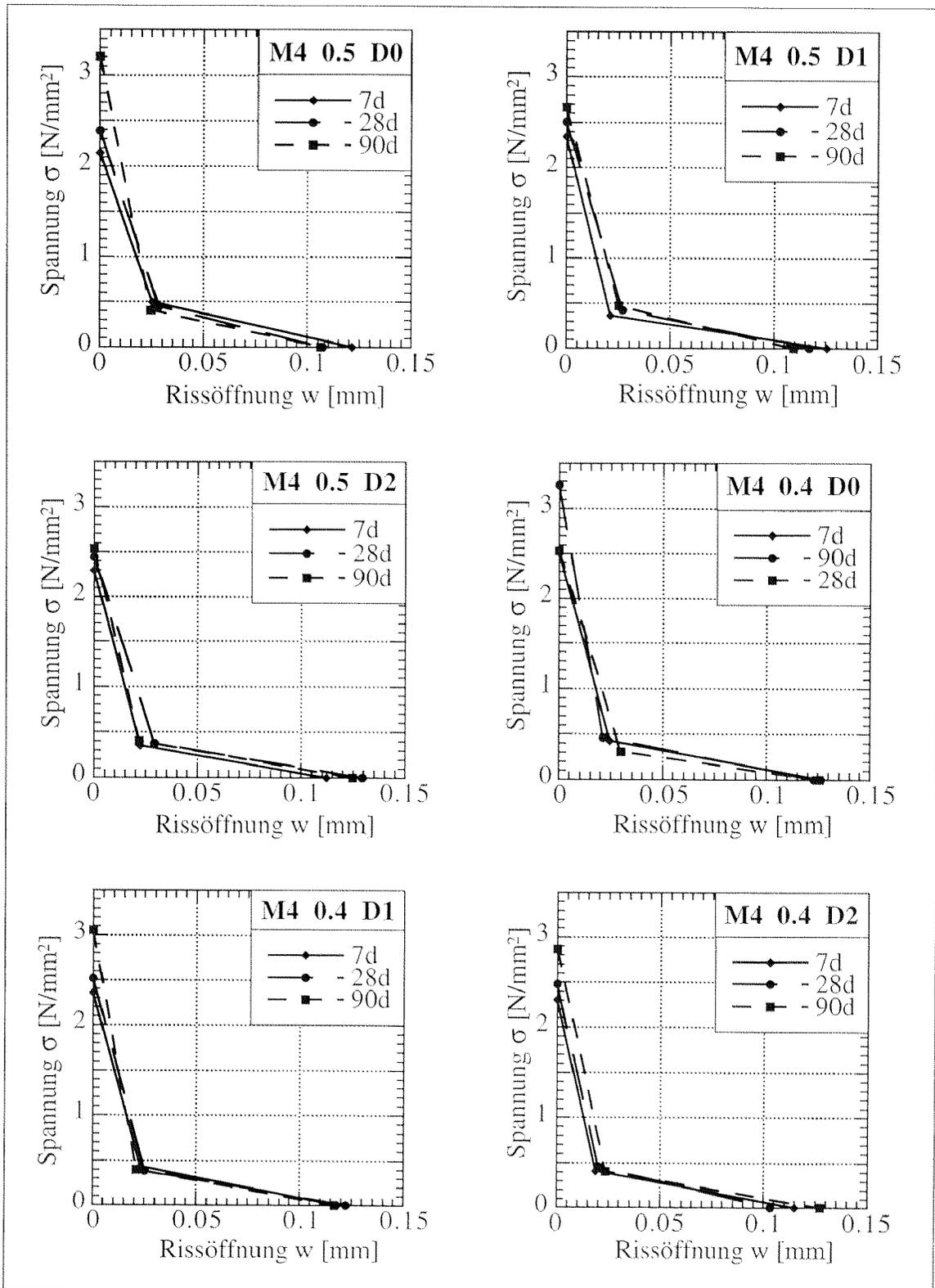


Abb. 5.19: Grafische Darstellung der bruchmechanischen Ergebnisse der Versuchserien M4 0.5 und M4 0.4 bei unterschiedlichem Alter

Die spezifische Bruchenergie G_f , der E-Modul, die Zugfestigkeit f_t und die Dehnungsentfestigungsparameter s_1 , w_1 , w_2 der unterschiedlichen Beschichtungen sind entsprechend den Vorgaben der RILEM Technical Recommendation AAC 13.1 [RILE 92] bestimmt worden. Betrachtet man die Ergebnisse der gemessenen Bruchenergie, so stellt man fest, dass die Werte mit zunehmendem Gehalt an Schwindreduktionsmittel abnehmen. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass die gemessenen Werte nahe beieinander liegen. Die aus der numerischen Berechnung ermittelten Zugfestigkeiten bestätigen die Tendenz des Festigkeitsverlustes mit zunehmendem Gehalt an Schwindreduktionsmittel. Die Mörtel der Serie M4 0.5 und M4 0.4 mit dem Schwindreduktionsmittel in jungem Alter besitzen eine leicht höhere Zugfestigkeit. Demzufolge besitzen diese Mörtel auch ein spröderes Verhalten zu diesem Zeitpunkt gegenüber dem Mörtel ohne Schwindreduktionsmittel. Bei einem Alter von 28 Tagen haben die drei Mörtel nahezu ein gleichwertiges Verhalten. Die rissüberbrückenden Mechanismen sind bei den Mörtel mit dem Schwindreduktionsmittel etwas ausgeprägter. Der Mörtel ohne Schwindreduktionsmittel hat bei einem Alter von 90 Tagen ein spröderes Verhalten als die Mörtel mit dem Schwindreduktionsmittel. Dieses Verhalten wird durch eine höhere Zugfestigkeit und eine geringere Rissöffnung w_2 beschrieben.

Die Beigabe von Stahlfasern zu einer Beschichtung erhöht die spezifische Bruchenergie G_f wesentlich. Wie bereits erwähnt, ist diese Steigerung der Bruchenergie durch das Rissüberbrückungsverhalten des Stahlfaserbetons zu erklären. Die Rissentstehung sowie das Aufreissen in der schwächsten Stelle verlaufen ähnlich wie bei Normalbeton. Bei der Rissüberbrückung beim Stahlfaserbeton läuft nur noch über den sehr duktilen Stahl, was dann sehr grosse Rissüberbrückungen zulässt. Bei den Ergebnissen der Versuchserie M16 und M8 kann festgestellt werden, dass das Verhalten der Beschichtung mit zunehmendem Alter spröder wird. Bei der Versuchserie M16 können in bezug auf die Wirkung der schwindreduzierenden Mittel näherungsweise die gleichen Schlussfolgerungen gezogen werden wie bei der Versuchserie M4.

5.3 Beanspruchung normal zur grenzflächennahen Zone

5.3.1 Duktilität und Alterung der grenzflächennahen Zone

In der Versuchsserie bezüglich des Verhaltens der grenzflächennahen Zone, welche im Verlauf der weiteren Untersuchungen als Referenz diente, sind die Probekörper näherungsweise so hergestellt worden wie bei den Vorversuchen. Der Unterschied zu den Vorversuchen lag beim verwendeten Typ Untergrundbeton und Beschichtung sowie dem Rauigkeitsgrad des Untergrundes. Bei Untergrundbeton und der Beschichtung handelt es sich um die zementgebundenen Werkstoffe, die im Kapitel 4 und 5 eingehend beschrieben worden sind. Da die Beschichtung M16 für die Referenz zum Einsatz kam, ist für die Proben der grenzflächennahen Zone die Bezeichnung UGB/M16 gewählt worden. Die bruchmechanischen Eigenschaften der grenzflächennahen Zone konnten entsprechend den Vorgaben der Ergebnisse der Vorversuche bestimmt werden und sind in der Tabelle 5.14 und der Abbildung 5.20 angegeben.

Tab. 5.14: Bruchmechanische Ergebnisse der grenzflächennahen Zone der Referenz

Bezeichnung	Bruchmechanische Kenngrößen der grenzflächennahen Zone					
	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16 7T	74.95	35'000	2.14	0.272	0.0344	0.283
UGB/M16 28T	116.05	36'500	2.45	0.450	0.0433	0.280
UGB/M16 90T	150.15	40'000	2.86	0.391	0.0642	0.296

Die von Petersson [Pete 81] eingeführte charakteristische Länge l_{ch} kann als Mass für die Duktilität von zementgebundenen Werkstoffen eingesetzt werden. Aufgrund der numerischen Auswertung des Keilspaltversuches für die Probekörper kann die charakteristische Länge l_{ch} ebenfalls der grenzflächennahen Zone ermittelt werden und mit derjenigen des reinen Werkstoffes verglichen werden.

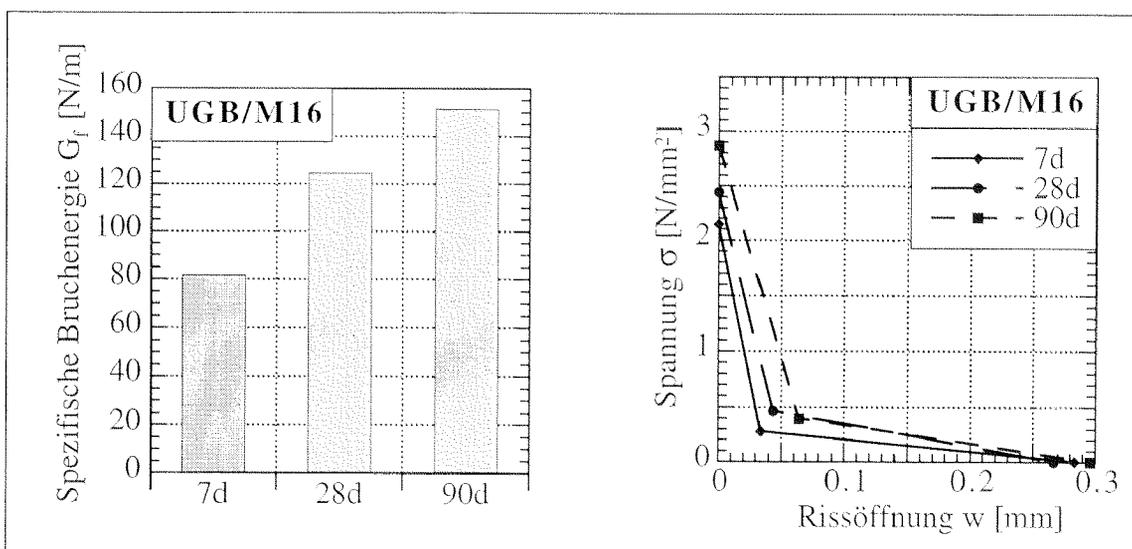


Abb. 5.20: Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchsserie UGB/M16

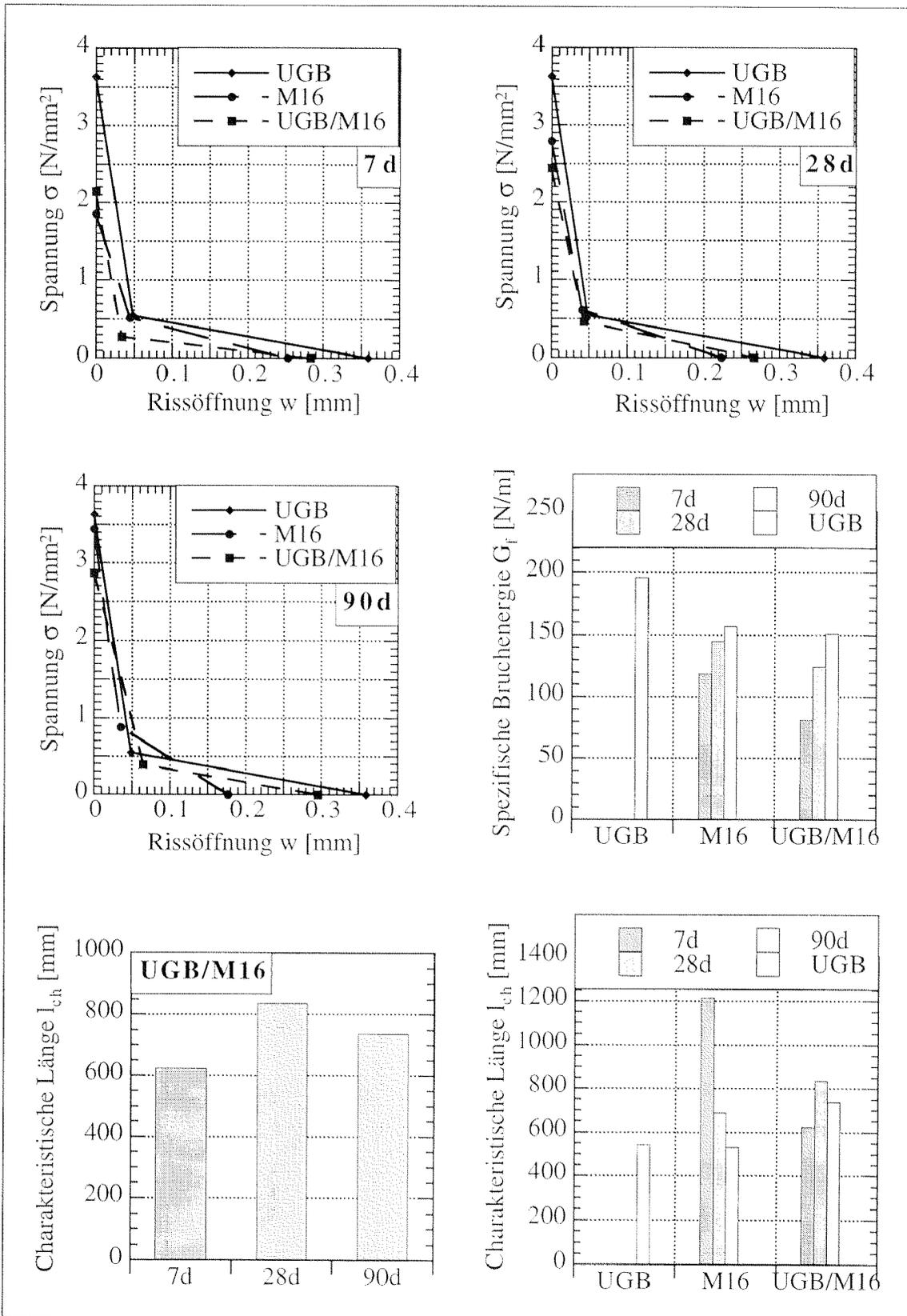


Abb. 5.21: Vergleich der bruchmechanischen Ergebnisse der Beschichtung, des Untergrundbetons und der grenzflächennahe Zone

Aus dem Vergleich der Ergebnisse bezüglich der spezifischen Bruchenergie G_f , der Haftzugfestigkeit f_{ft} des Entfestigungsverhaltens und der Duktilität der grenzflächennahen Zone können die folgenden Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung nimmt mit zunehmendem Alter zu.
- Die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung bei einem Alter von 90 Tagen nach der Applikation der Beschichtung auf dem Betonuntergrund erreicht näherungsweise die gleichen Werte wie diejenige der gleichaltrigen Beschichtung.
- Mit zunehmendem Alter ist die Zugfestigkeit f_t der Beschichtung höher als die Haftzugfestigkeit f_{ft} der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung, jedoch ist das Rissüberbrückungsvermögen bei der grenzflächennahen Zone ausgeprägter als bei der Beschichtung.
- Während die Duktilität der Beschichtung mit zunehmendem Alter stark abnimmt, bleibt sie in der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung quasi konstant.
- Ab einem Alter von 28 Tagen nach der Applikation der Beschichtung auf dem Betonuntergrund ist die Duktilität der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung höher als diejenige der Beschichtung und des Untergrundbetons.

5.3.2 Art der Beschichtung

- Grösstkorn der Beschichtung

Ziel der Untersuchung bezüglich des Grösstkorns war es festzustellen, welchen Einfluss das Grösstkorn mit der entsprechenden Granulometrie auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone hat. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der Tabelle 5.15 und der Abbildung 5.22 angegeben.

Tab. 5.15: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung

Bruchmechanische Kenngrössen nach 7 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	81.63	36'500	2.14	0.272	0.0340	0.283
UGB/M8	88.05	35'500	1.87	0.314	0.0400	0.294
UGB/M4 0.5	101.33	35'500	2.17	0.415	0.0450	0.213
Bruchmechanische Kenngrössen nach 28 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	124.52	36'500	2.44	0.462	0.0434	0.266
UGB/M8	106.29	35'500	2.28	0.318	0.0371	0.376
UGB/M4 0.5	127.84	35'500	2.22	0.465	0.0641	0.258
Bruchmechanische Kenngrössen nach 90 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	151.30	40'000	2.86	0.391	0.0644	0.296
UGB/M8	118.49	35'500	2.39	0.414	0.0463	0.285
UGB/M4 0.5	150.24	35'500	2.30	0.586	0.0616	0.259

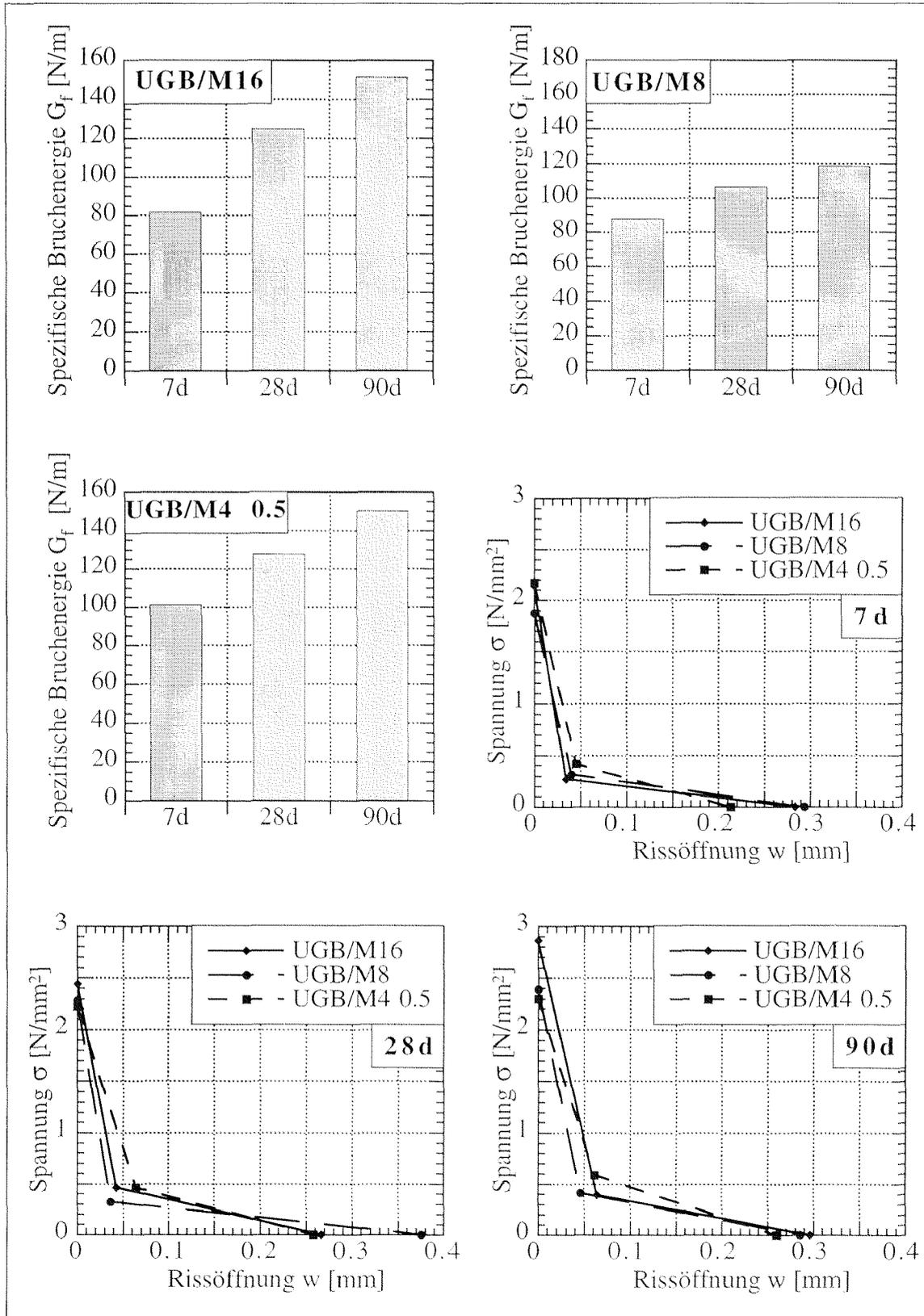


Abb. 5.22: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone

Aus den Ergebnissen ist zu sehen, dass die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächen-nahen Zone beim Auftragen von Beschichtungen mit einem Grösstkorn von 16 mm und 4 mm näherungsweise gleich ist. Bei der Verwendung eines Grösstkorns von 8 mm nimmt die spezifische Bruchenergie G_f weniger zu, als beim Gebrauch des Grösstkorns 16 oder 4 mm. Es ist zu vermuten, dass bei der Verwendung eines 8 mm Grösstkorn der Verzahnungseffekt und eine nicht ideale Packungsdichte der Zuschläge in der grenzflächennahen Zone die Ursache für die geringere spezifische Bruchenergie ist. Auffallend ist ausserdem, dass unter der Verwendung der Beschichtung mit einem Grösstkorn von 4 mm das Aufreissen und das Entfestigen in der grenzflächennahen Zone langsamer abläuft als beim Gebrauch der Beschichtungen mit dem Grösstkorn von 16 mm. Andererseits ist das Rissüberbrückungsvermögen dabei weniger ausgeprägt.

- Verwendung von schwindreduzierenden Mittel in der Beschichtung

Schwindreduzierende Zusatzmittel verringern den Eigenspannungszustand im Instandsetzungs- und Schutzsystem. Das Ziel der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von schwindreduzierenden Zusatzmittel in Beschichtungen auf die grenzflächen-nahen Zone war es festzustellen, ob die Zugabe dieser Zusatzmittel die Haftung der Beschichtung auf dem Betonuntergrund beeinflusst. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 5.15 und der Tabelle 5.16 angegeben.

Tab. 5.16: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von schwindreduzierenden Zusatzmittel in Beschichtungen auf die grenzflächennahen Zone

Bruchmechanische Kenngrößen nach 7 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{II} [N/mm ²]	$s_{1,I}$ [N/mm ²]	$w_{1,I}$ [mm]	$w_{2,I}$ [mm]
UGB/M16	81.63	36'500	2.14	0.272	0.0340	0.283
UGB/M4 0.5 D0	101.33	35'500	2.17	0.415	0.0450	0.213
UGB/M4 0.5 D2	101.72	35'500	1.97	0.374	0.0488	0.268
Bruchmechanische Kenngrößen nach 28 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{II} [N/mm ²]	$s_{1,I}$ [N/mm ²]	$w_{1,I}$ [mm]	$w_{2,I}$ [mm]
UGB/M16	124.52	36'500	2.44	0.462	0.0434	0.266
UGB/M4 0.5 D0	127.84	35'500	2.22	0.465	0.0641	0.258
UGB/M4 0.5 D2	130.20	35'500	2.05	0.518	0.0612	0.243
Bruchmechanische Kenngrößen nach 90 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{II} [N/mm ²]	$s_{1,I}$ [N/mm ²]	$w_{1,I}$ [mm]	$w_{2,I}$ [mm]
UGB/M16	151.30	40'000	2.86	0.391	0.0644	0.296
UGB/M4 0.5 D0	150.24	35'500	2.30	0.586	0.0616	0.259
UGB/M4 0.5 D2	148.97	35'500	2.33	0.480	0.0657	0.276

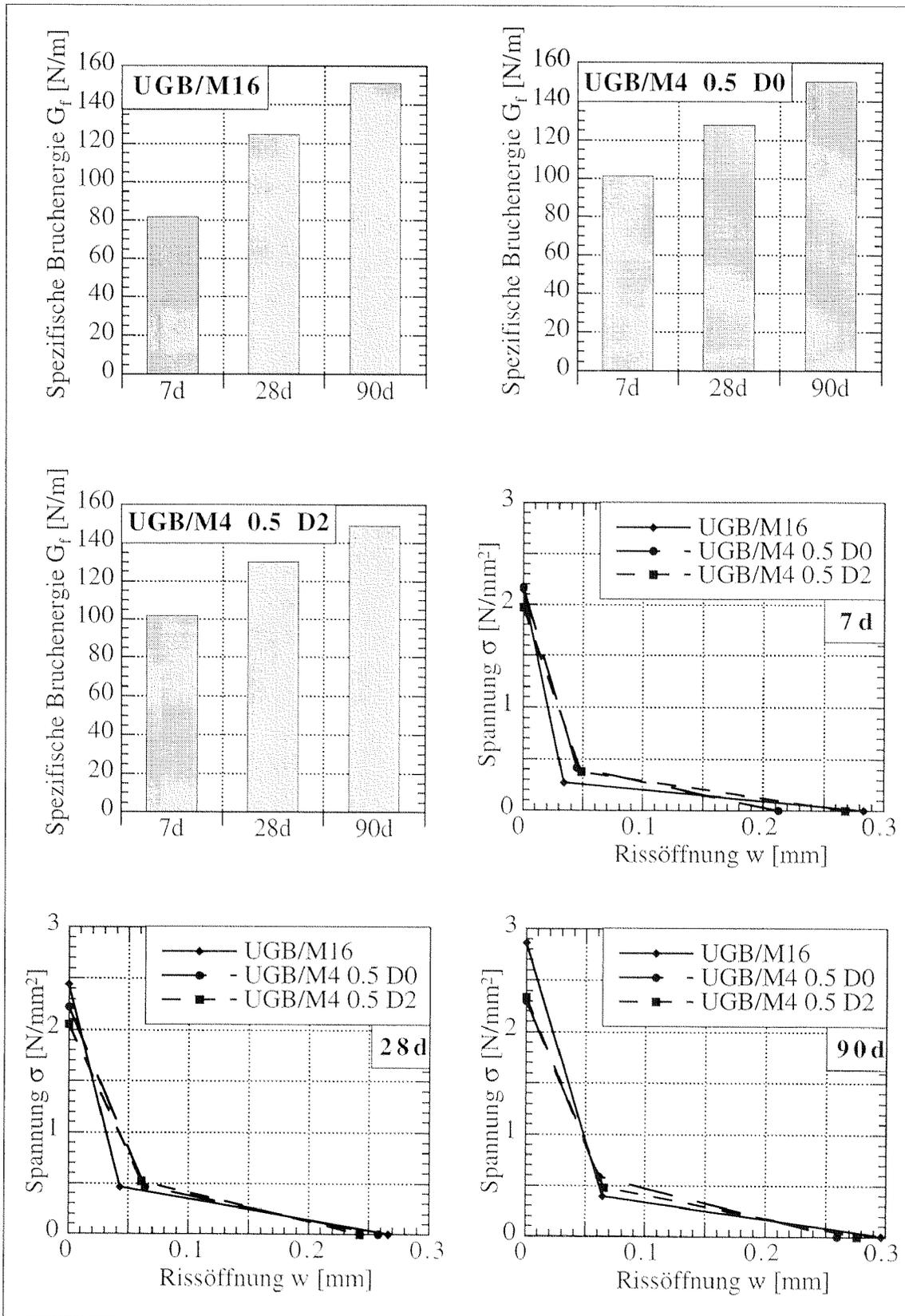


Abb. 5.23: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von schwindreduzierenden Zusatzmittel in Beschichtungen auf die grenzflächennahe Zone

Die Zugabe von den verwendeten schwindreduzierenden Zusatzmitteln in den Beschichtungen hat keine Auswirkungen auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone. Sowohl die spezifische Bruchenergie G_f als auch die Dehnungsentfestigung der grenzflächennahen Zone sind bei den Probekörpern mit und ohne Schwindreduziermitteln näherungsweise identisch. Die Bedeutung für ein Instandsetzungs- und Schutzsystem liegt darin, dass die Beanspruchung des Systems durch die Verwendung von Schwindreduziermitteln stark vermindert wird, ohne dass die Haftung auf dem Betonuntergrund beeinträchtigt wird. Die Verwendung von schwindreduzierenden Mitteln kann also eine Steigerung der Lebensdauer eines Instandsetzungs- und Schutzsystem bedeuten.

- Verwendung von Stahlfasern in der Beschichtung

Die Zugabe von Stahlfasern in eine Beschichtungen steigern den Risswiderstand und das Rissüberbrückungsvermögen der Beschichtung im Instandsetzungs- und Schutzsystem. Das Ziel der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von Stahlfasern in Beschichtungen auf die grenzflächennahen Zone war es festzustellen, ob die Zugabe der Fasern neben der Verstärkung der Beschichtung die Haftung der Beschichtung auf dem Betonuntergrund beeinflusst. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 5.16 und der Tabelle 5.17 angegeben.

Tab. 5.17: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von Stahlfasern in Beschichtungen auf die grenzflächennahen Zone

Bruchmechanische Kenngrößen nach 7 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	81.63	36'500	2.14	0.272	0.0340	0.283
UGB/M8	88.05	35'500	1.87	0.314	0.0400	0.294
UGB/M8 SF	123.90	35'500	1.58	0.386	0.0469	0.450
Bruchmechanische Kenngrößen nach 28 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	124.52	36'500	2.44	0.462	0.0434	0.266
UGB/M8	106.29	35'500	2.28	0.318	0.0371	0.376
UGB/M8 SF	151.72	35'500	1.72	0.368	0.0605	0.542
Bruchmechanische Kenngrößen nach 90 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	151.30	40'000	2.86	0.391	0.0644	0.296
UGB/M8	118.49	35'500	2.39	0.414	0.0463	0.285
UGB/M8 SF	149.32	35'500	2.07	0.353	0.0565	0.514

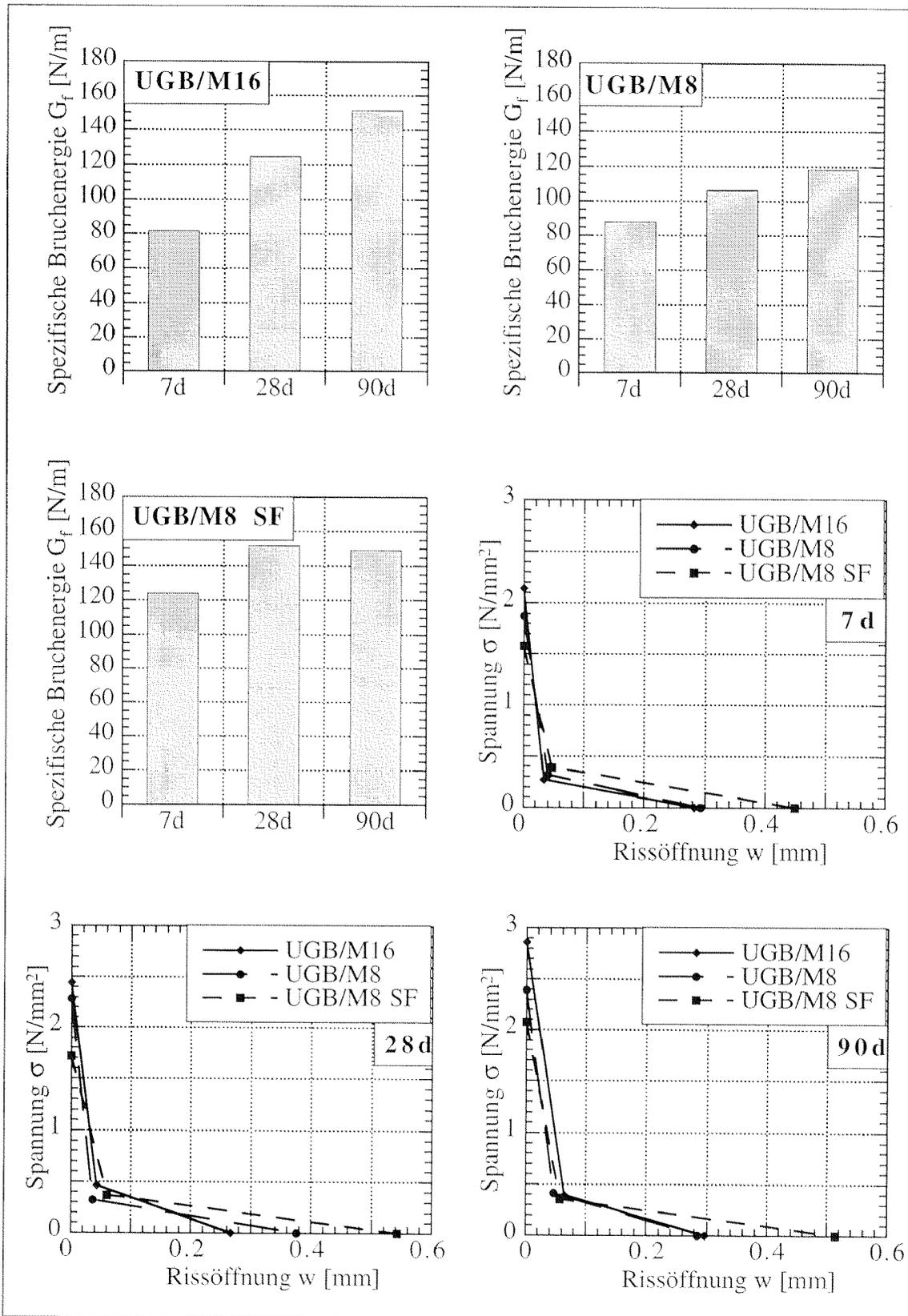


Abb. 5.24: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von Stahlfasern in Beschichtungen auf die grenzflächennahe Zone

Die Zugabe von Stahlfasern in die Beschichtung steigert nicht nur das Rissüberbrückungsvermögen der Beschichtung selbst, sondern auch diejenige der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes wesentlich. Die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächennahen Zone wird je nach Alter um 30 bis 40% erhöht. Die höhere spezifische Bruchenergie G_f kommt vor allem durch eine Steigerung des Rissüberbrückungsvermögens zustande. In der Abbildung 5.24 ist deutlich zu sehen, dass der erste Ast des bilinearen Entfestigungsdiagrammes, der das Aufreissen in der schwächsten Stelle darstellt, bei allen angegebenen Untersuchungen näherungsweise identisch ist [Slow 95]. Der Unterschied zwischen den grenzflächennahen Zonen mit Stahlfasern und denjenigen ohne Faserzusatz macht sich erst bei dem zweiten Ast bemerkbar, der gemäss Slowik das Rissüberbrückungsvermögen kennzeichnet [Slow 95]. Die Steigerung des Rissüberbrückungsvermögens ist nur durch verstärkte Verzahnungseffekte zu erklären. Nach einer hygrischen Belastungszeit von 90 Tagen kann in der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems mit Stahlfasern bei einer Rissöffnung von 0.3 mm eine Normalspannung von 0.25 N/mm^2 übertragen werden. Die Haftung - zwar minimal - ist immer noch gewährleistet, während beim System ohne Fasern keine Haftung mehr vorhanden ist.

Stahlfasern in der Beschichtung können also die grenzflächennahe Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems verstärken. Die Verwendung von Stahlfasern empfiehlt sich auch für die Steigerung der Lebensdauer eines Instandsetzungs- und Schutzsystems. Sind Instandsetzungs- und Schutzsysteme der Witterung ausgesetzt und laufen dadurch Gefahr erneut geschädigt zu werden, können die Stahlfasern durch alkalibeständige Kunststofffasern ersetzt werden, da die mechanische Wirkungsweise der Kunststofffasern mit einem hohen E-Modul und einer genügend grosser Bruchdehnung die Gleiche ist wie diejenige der Stahlfasern.

5.3.3 Rauigkeit des Betonuntergrundes

- Bestimmung der Rauigkeit des Untergrundbetons

Um den Einfluss der Oberflächenrauigkeit des Betonuntergrundes auf das bruchmechanische Verhalten der grenzflächennahen Zone zu untersuchen, wurden vier unterschiedliche Rauigkeitsstufen mit Hilfe der Wasserhochdruckstrahlmethode am gleichen Betonuntergrund hergestellt. Damit unterschiedliche Rauigkeitsstufen erreicht werden konnten, sind unterschiedliche Druckstufen beim Abtrag der Betonoberfläche des Untergrundes appliziert worden. Vor dem Auftrag der Beschichtung auf dem Betonuntergrund wurde die Oberflächenrauigkeit mit Hilfe der unter dem Kapitel 4.5 beschriebenen Apparatur aufgenommen. Die Ergebnisse der Rauigkeitsaufnahme sind mit den Rauigkeitsbestimmungsverfahren der Sandflächenmethode [Kauf 71] und der maximalen Profilkuppenhöhe R_p [Schä 96] verglichen worden und sind in der Tabelle 5.18 und den Abbildungen 5.25 und 5.27 dargestellt.

Tab. 5.18: Bezeichnung der unterschiedlichen Rauigkeitsstufen

Bezeichnung	R1	R2	R3	Referenz
Rauigkeitsstufe	schwach	mittel	stark	mittelstark
mittlere Rauhtiefe R_m [mm]	0.370	2.230	6.207	3.434
Sandfleckmethode R [mm]	0.444	2.949	9.116	4.905
max. Profilkuppenhöhe R_p [mm]	0.371	2.236	6.223	3.462

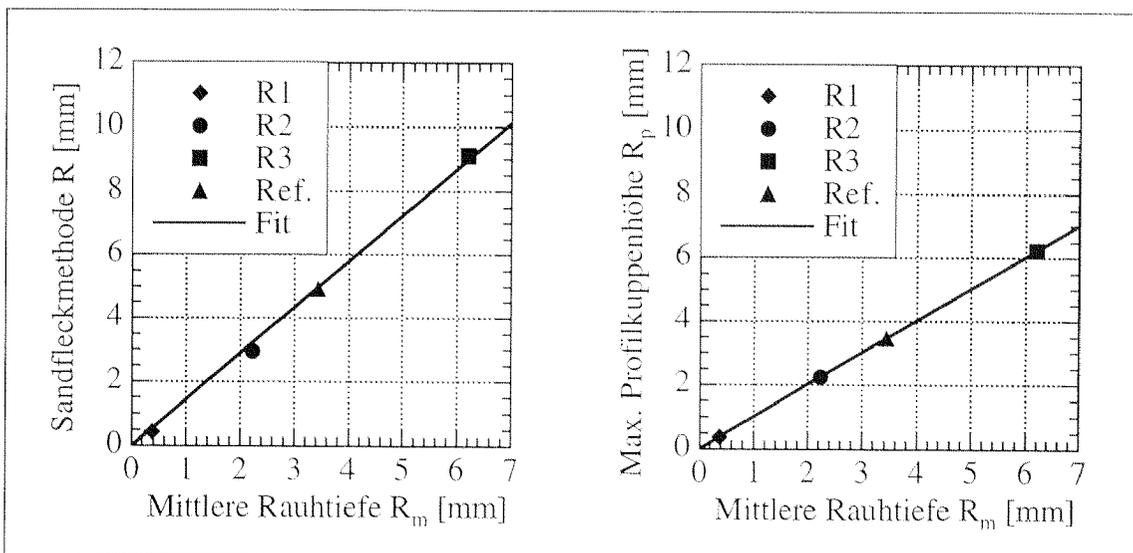


Abb. 5.25: Vergleich der unterschiedlichen Rauigkeitsbestimmungsverfahren

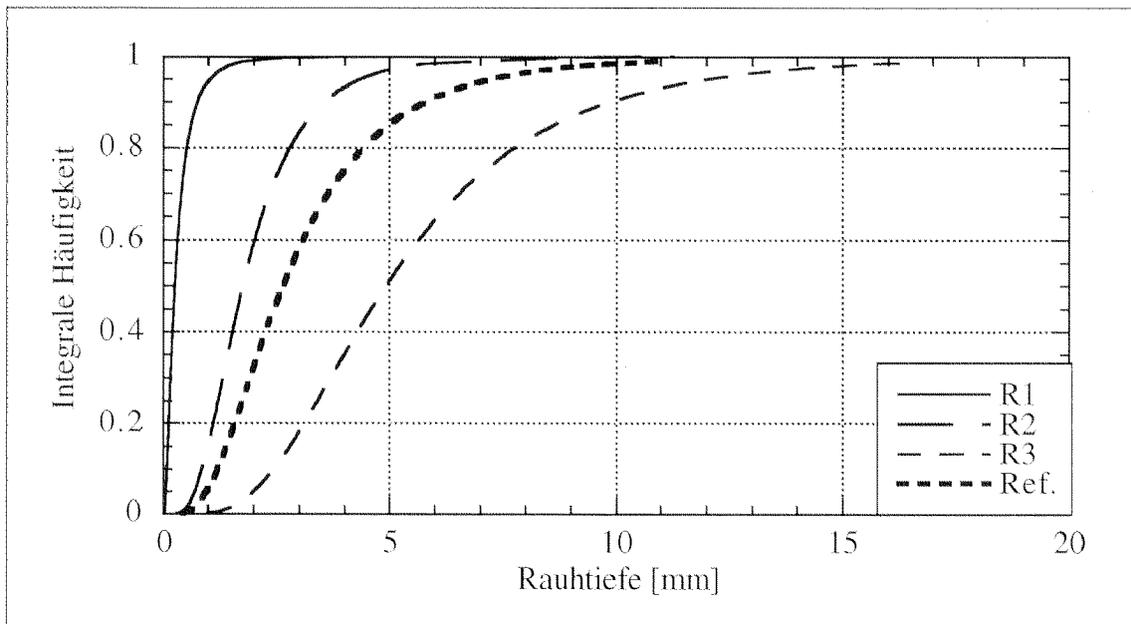


Abb. 5.26: Integrale Häufigkeitsverteilung der Rauhtiefe der unterschiedlich vorbehandelten Untergrundbetone

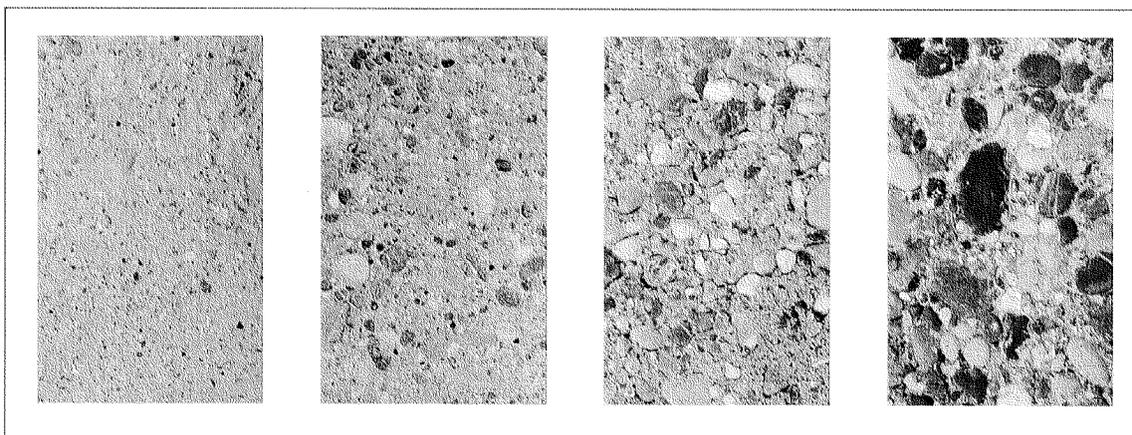


Abb. 5.27: Unterschiedliche Rauheitsstufen R1, R2, Ref, R3 (von links nach rechts)

Aus dem Vergleich der unterschiedlichen Rauheitsbestimmungsverfahren geht hervor, dass es zwischen der mittleren Rauhtiefe R_m , die mit Hilfe des oben beschriebenen Verfahrens bestimmt worden ist, und der maximalen Profilkuppenhöhe R_p eine sehr gute Übereinstimmung gibt. Der Umrechnungsfaktor beträgt 1.004. Die mit Hilfe der Sandfleckmethode bestimmte Rauhtiefe R weicht jedoch stark von den beiden anderen Verfahren ab, die Rauhtiefen sind dabei mit einem Umrechnungsfaktor von 1.45 wesentlich höher. Die beiden ersten Verfahren sind gegenüber der Sandflächenmethode wegen der Anzahl Messpunkte präziser und liefern somit genauere Aussagen über die Untergrundbeschaffenheit. Bei Verwendung der Sandflächenmethode sollte unbedingt der Umrechnungsfaktor berücksichtigt werden. Bei einer geforderten mittleren Rauhtiefe von 3 mm für den optimalen Verbund im Instandsetzungs- und Schutzsystem beträgt die effektive mittlere Rauhtiefe nach der Sandflächenmethode lediglich 2 mm. Aus der Abbildung 5.29 kann man die Konsequenz der ungenügenden mittleren Rauhtiefe ablesen.

- Einfluss der Rauigkeit des Untergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Die Ergebnisse sind in der Abbildung 5.28 bis 5.30 und der Tabelle 5.19 angegeben.

Tab. 5.19: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Untergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Bruchmechanische Kenngrößen nach 7 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{II} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	81.63	36'500	2.14	0.272	0.0340	0.283
UGB/M16 R1	n.m.	n.m.	n.m.	n.m.	n.m.	n.m.
UGB/M16 R2	71.12	35'000	1.32	0.257	0.0251	0.202
UGB/M16 R3	112.45	35'000	1.98	0.564	0.0342	0.252

Bruchmechanische Kenngrößen nach 28 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{II} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	124.52	36'500	2.44	0.462	0.0434	0.283
UGB/M16 R1	58.15	36'500	1.52	0.214	0.0480	0.180
UGB/M16 R2	76.95	36'500	1.75	0.508	0.0561	0.279
UGB/M16 R3	120.02	36'500	1.97	0.541	0.0590	0.292

Bruchmechanische Kenngrößen nach 90 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{II} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	151.30	40'000	2.86	0.391	0.0644	0.296
UGB/M16 R1	53.69	36'500	1.76	0.116	0.0502	0.148
UGB/M16 R2	116.57	36'500	2.41	0.179	0.0708	0.281
UGB/M16 R3	143.63	36'500	1.89	0.268	0.0826	0.296

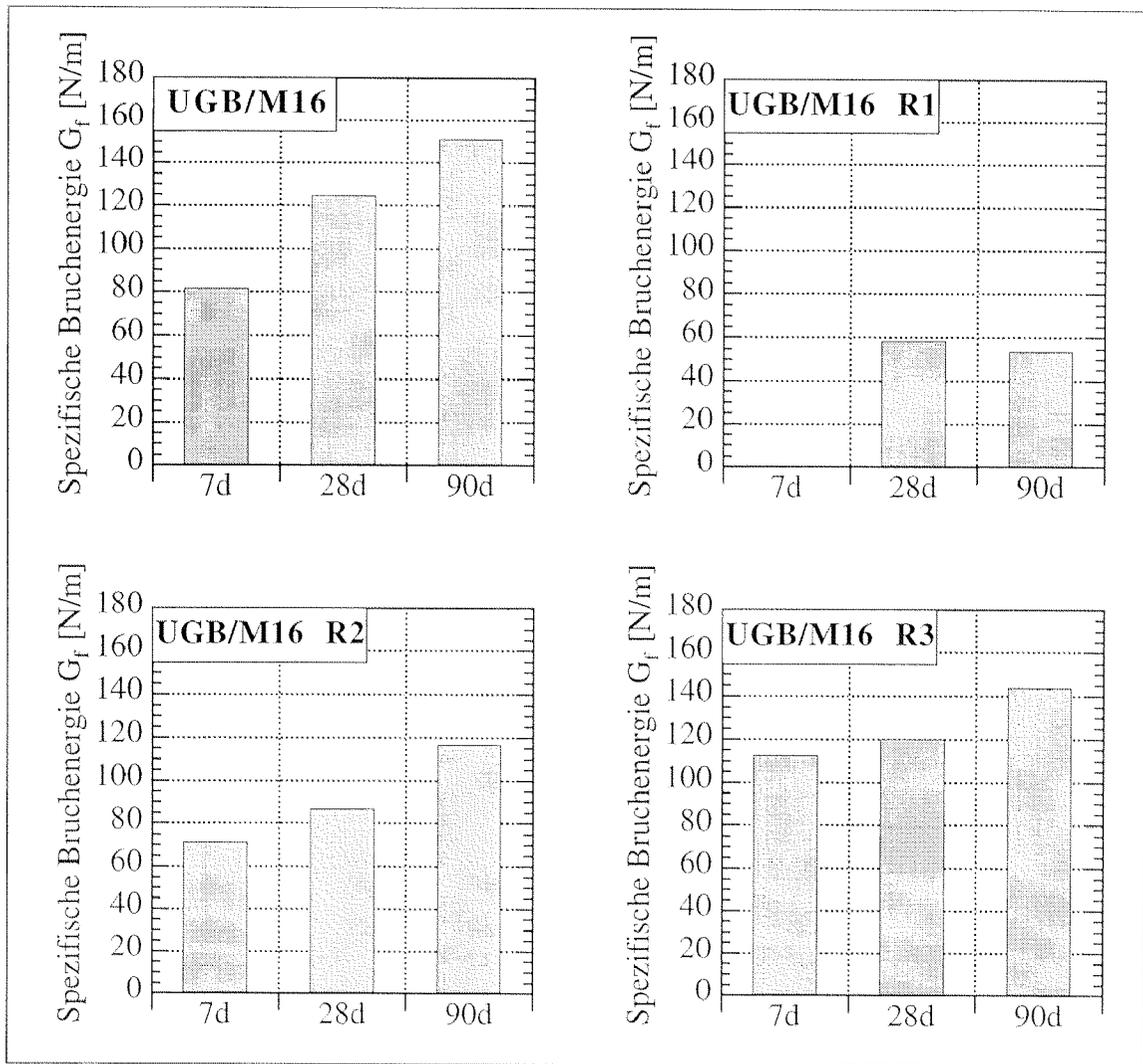


Abb. 5.28: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahe Zone

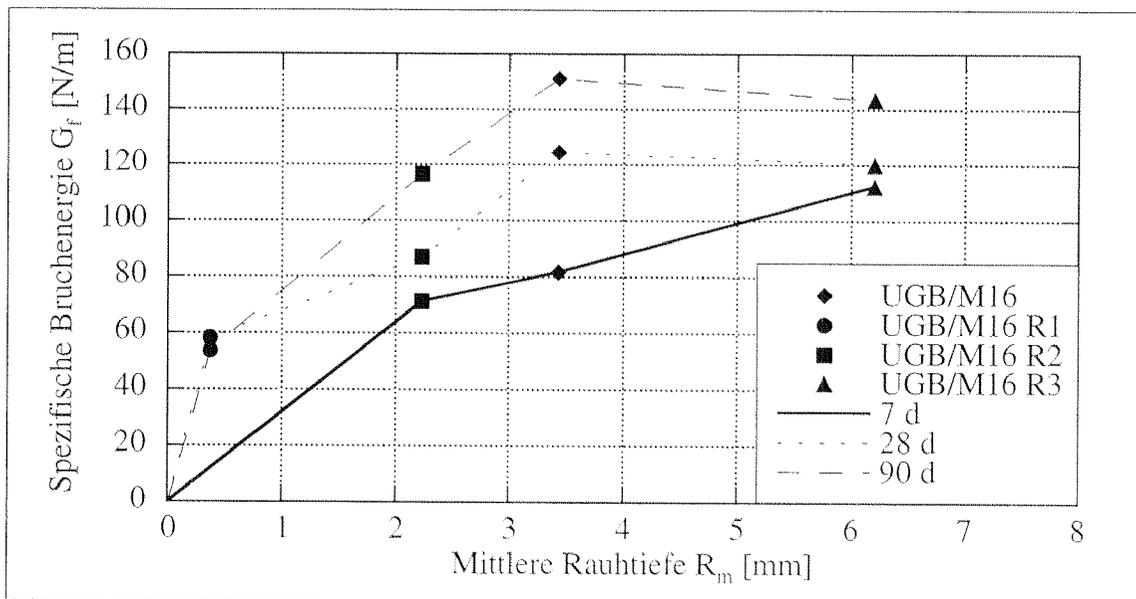


Abb. 5.29: Spezifische Bruchenergie G_f als Funktion der mittlere Rauhtiefe R_m

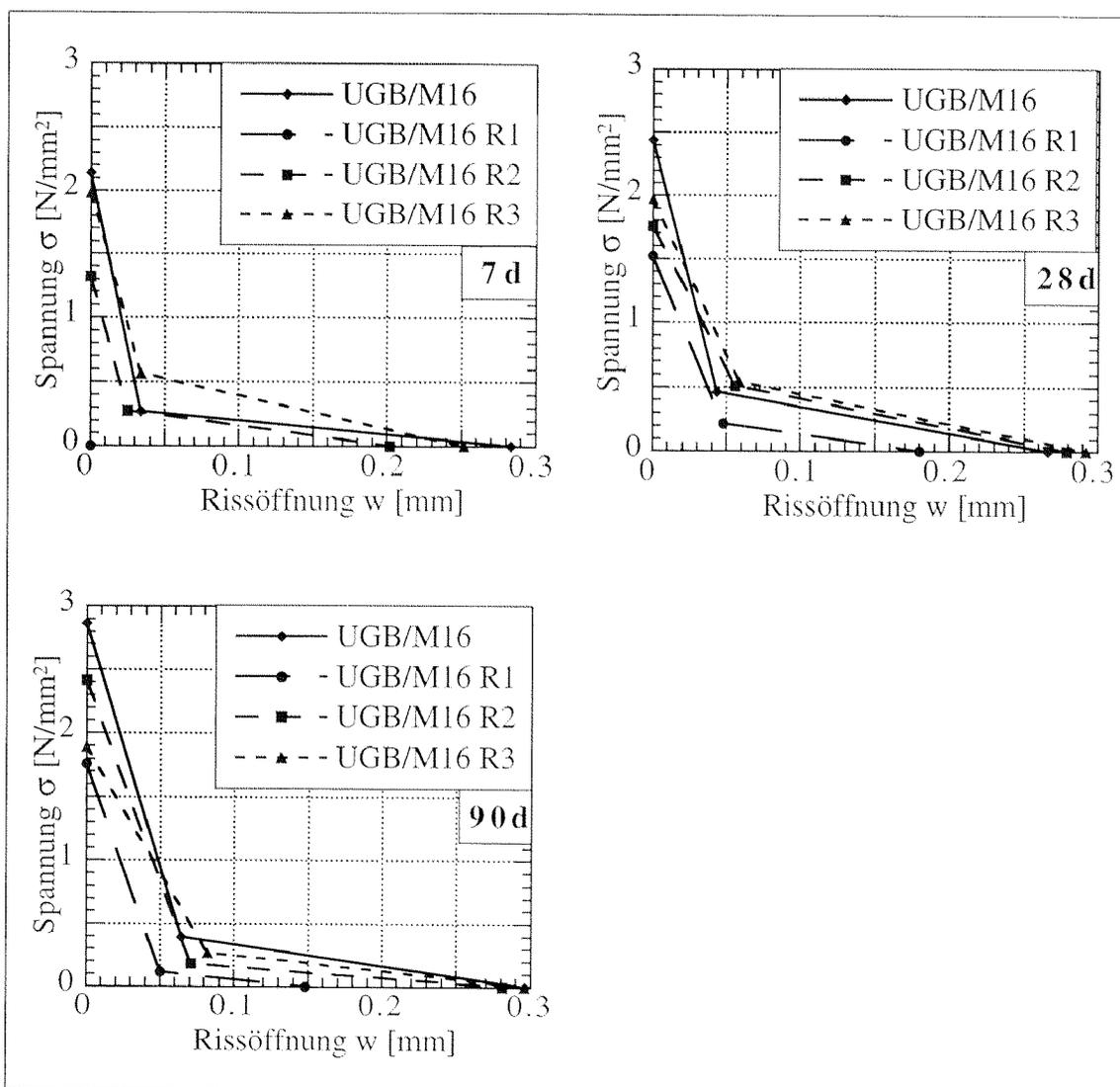


Abb. 5.30: Dehnungsentfestungsdiagramme der grenzflächennahen Zone bei unterschiedlichen Betonuntergrundrauigkeiten

Mit Hilfe eines eigens entwickelten Verfahrens zur Bestimmung und Quantifizierung der Oberflächenrauigkeit kann die mittlere Rauhtiefe, sowie die statistische Verteilung der Rauhtiefe der unterschiedlichen Rauigkeitsklassen bestimmt werden. Trägt man die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes als Funktion der mittleren Rauhtiefe zu unterschiedlichen Altersstufen auf, so kann man feststellen, dass die spezifische Bruchenergie G_f mit zunehmender mittlerer Rauhtiefe und der entsprechenden Rauhtiefenverteilung zunimmt. Dies ist auf den grösseren Verzahnungseffekt des stark aufgerauhten Betonuntergrundes zurückzuführen. Die Rauigkeitsstufe R1 erweist sich als zu schwach aufgerauht, dass diese Stufe praktisch nicht in Betracht gezogen werden kann.

Desweiterm ist die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächennahen Zone 28 Tage nach der Applikation der Beschichtung bei der Rauigkeitsstufe R3 (stark, mittlere Rauhtiefe von etwa 6 mm) näherungsweise die Gleiche als die der Beschichtung. Somit ergibt sich, dass es praktisch keinen Sinn macht, den Betonuntergrund stärker aufzurauhen. Aus dem Dehnungsentfestungsdiagramm der Untersuchung der unterschiedlichen

Rauhigkeitsstufen 28 Tage nach Applikation der Beschichtung geht hervor, dass die höhere Haftzugfestigkeit zwischen dem Betonuntergrund und der Beschichtung bei der mittelstarken Rauhigkeitsstufe, d.h. Referenz, erreicht wird. Allerdings wird bei dieser Rauhigkeitsstufe das Aufreißen der ersten Schwachstelle in der grenzflächennahen Zone bei zunehmender Dehnung schneller vorangehen als bei den anderen Rauhigkeitsstufen. Die rissüberbrückenden Mechanismen der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems sind ab einer Rauhtiefe von etwa 2 mm näherungsweise die gleichen.

Bei der Betrachtung der zeitlichen Entwicklung der bruchmechanischen Werkstoffkenngrößen bei den unterschiedlichen Rauhigkeitsstufen des Betonuntergrundes fällt auf, dass bei der Rauhigkeitsstufe R2, R3 und Referenz das Verhalten der grenzflächennahen Zone mit zunehmendem Alter duktiler wird. Dieses Verhalten steht im Gegensatz zum zeitlichen Verhalten der bruchmechanischen Kenngrößen der Beschichtung, die mit zunehmendem Alter ein spröderes Verhalten besitzt. Bei der Rauhigkeitsstufe der Referenz, d.h. bei einer mittleren Rauhtiefe von etwa 3.5 mm, wird bei der grenzflächennahen Zone mit zunehmendem Alter sowohl die Haftzugfestigkeit als auch das duktile Verhalten gesteigert [Trau 98]

5.3.4 Feuchtegehalt des Betonuntergrundes

- Bestimmung des Feuchtegehaltes des Untergrundes

Die Bestimmung des Feuchtegehaltes ist entsprechend den Vorgaben des Kapitels 4.5.3 bestimmt worden. Eine Beschreibung der unterschiedlich vorbereiteten Proben ist in der Tabelle 5.20 gegeben.

Tab. 5.20: Bezeichnung und Bestimmung des Wassereindringkoeffizienten A zur Charakterisierung der unterschiedlichen Feuchtigkeitszustände des Untergrundbetons

Bezeichnung	Vorbehandlung des Untergrundes	A [kg/m ² ·√h]
Referenz	Lagerung bei 75% r.F., vor dem Auftrag wurde der Untergrund vorgehäst und trocknen lassen bis die Oberfläche mattfeucht war. Die Proben der anderen Versuchserien sind gleichermassen vorbehandelt worden. Lagerungsdauer: 2 Monate	0.061
W	Lagerung unter Wasser bis zum Auftrag der neuen Beschichtung, so dass die Probekörper nährungsweise wassergesättigt waren. Ziel war es den genauen Einfluss der Wassersättigung des Untergrundes zu ermitteln. Lagerungsdauer: 2 Monate	0.005
N	Lagerung unter Wasser, vor dem Auftrag der neuen Beschichtung ohne Vornässung ist die Untergrundoberfläche solange getrocknet, bis dass die verdampfte Wassermenge nährungsweise der durch die Kapillarität aufgenommene Wassermenge beim Auftrag gleich ist.	0.101
F	Lagerung bei 75% r.F. bis zum Auftrag der neuen Beschichtung ohne Vornässung. Ziel war es über den Vergleich mit der Referenz den genauen Einfluss des Vornässens bei gleicher Austrocknung zu ermitteln. Lagerungsdauer: 2 Monate	0.073
T	Lagerung bei 45% r. F. bis zum Auftrag der neuen Beschichtung ohne Vornässung. Ziel war es den genauen Einfluss der starken Austrocknung des Untergrundes zu ermitteln. Lagerungsdauer: 2 Monate	0.142

- Einfluss des Feuchtegehaltes der Untergrundes

Die Ergebnisse sind in der Abbildung 5.30 bis 5.32 und der Tabelle 5.21 angegeben.

Tab. 5.21: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Feuchtegehaltes des Untergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Bruchmechanische Kenngrößen nach 7 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	81.63	35'000	2.14	0.272	0.0340	0.283
UGB/M16 W	83.46	35'000	1.83	0.423	0.0371	0.213
UGB/M16 N	95.46	35'000	1.97	0.330	0.0399	0.323
UGB/M16 F	95.98	35'000	2.32	0.447	0.0355	0.229
UGB/M16 T	84.07	35'000	2.38	0.332	0.0302	0.257
Bruchmechanische Kenngrößen nach 28 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	124.52	36'500	2.44	0.462	0.0434	0.266
UGB/M16 W	88.63	35'000	1.95	0.404	0.0334	0.253
UGB/M16 N	117.84	35'000	1.79	0.464	0.0599	0.232
UGB/M16 F	135.64	35'000	2.52	0.510	0.0436	0.310
UGB/M16 T	141.27	35'000	2.43	0.654	0.0398	0.284
Bruchmechanische Kenngrößen nach 90 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	151.30	40'000	2.86	0.391	0.0644	0.296
UGB/M16 W	127.15	35'000	2.68	0.574	0.0415	0.216
UGB/M16 N	132.16	35'000	2.24	0.609	0.0440	0.254
UGB/M16 F	155.95	35'000	2.83	0.720	0.0466	0.228
UGB/M16 T	144.09	35'000	2.77	0.430	0.0461	0.350

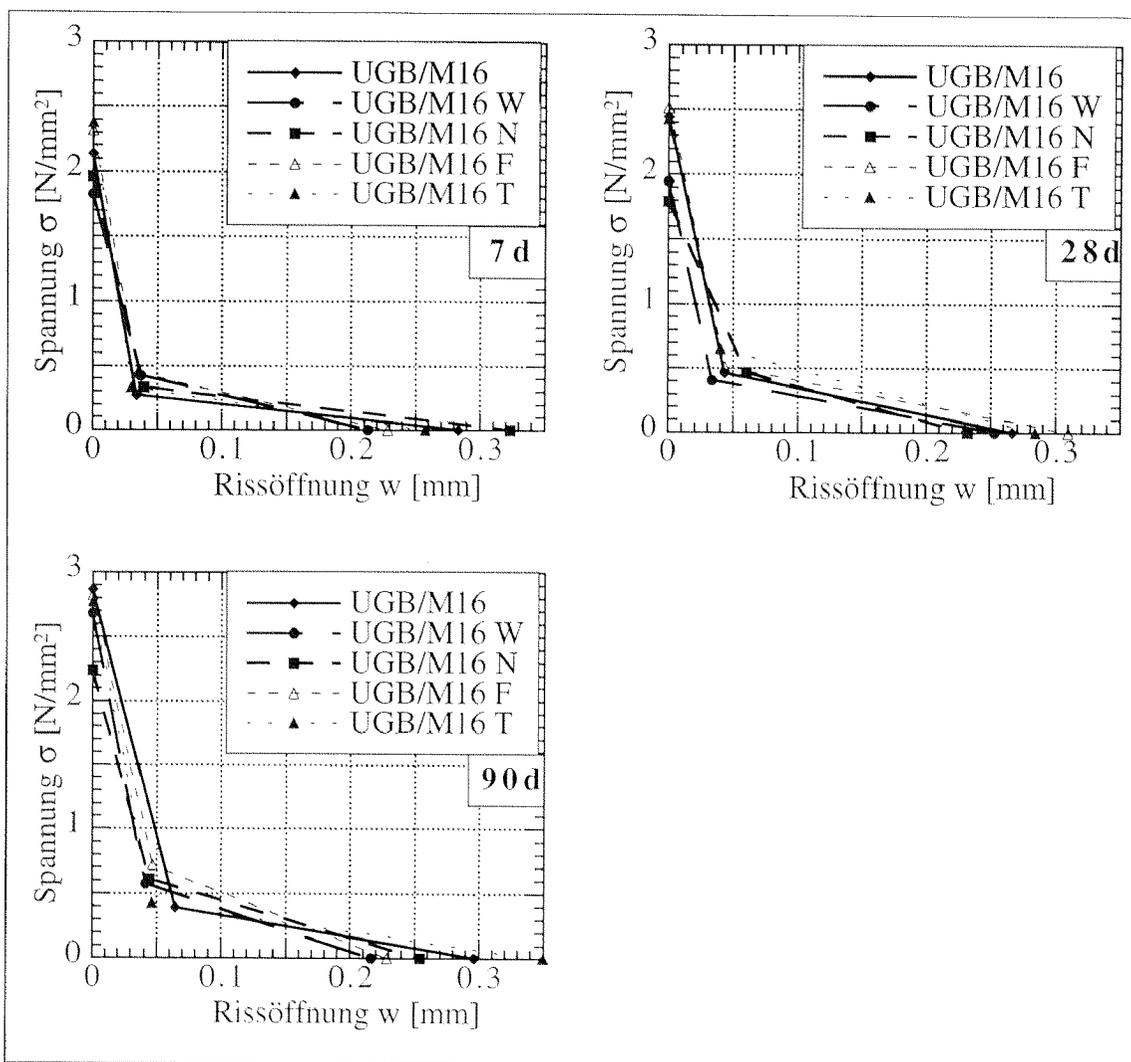


Abb. 5.31: Dehnungsentfestigungsdiagramme der grenzflächennahen Zone bei unterschiedlichen Betonuntergrundfeuchtegehalten

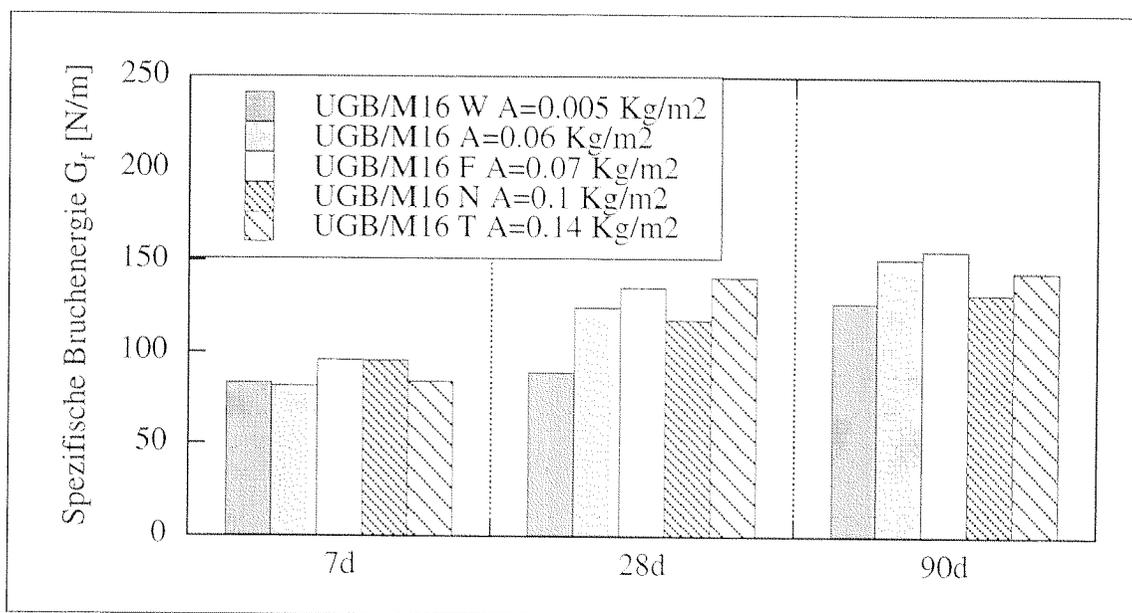


Abb. 5.32: Spezifische Bruchenergie G_f als Funktion des Aufnahmekoeffizienten A

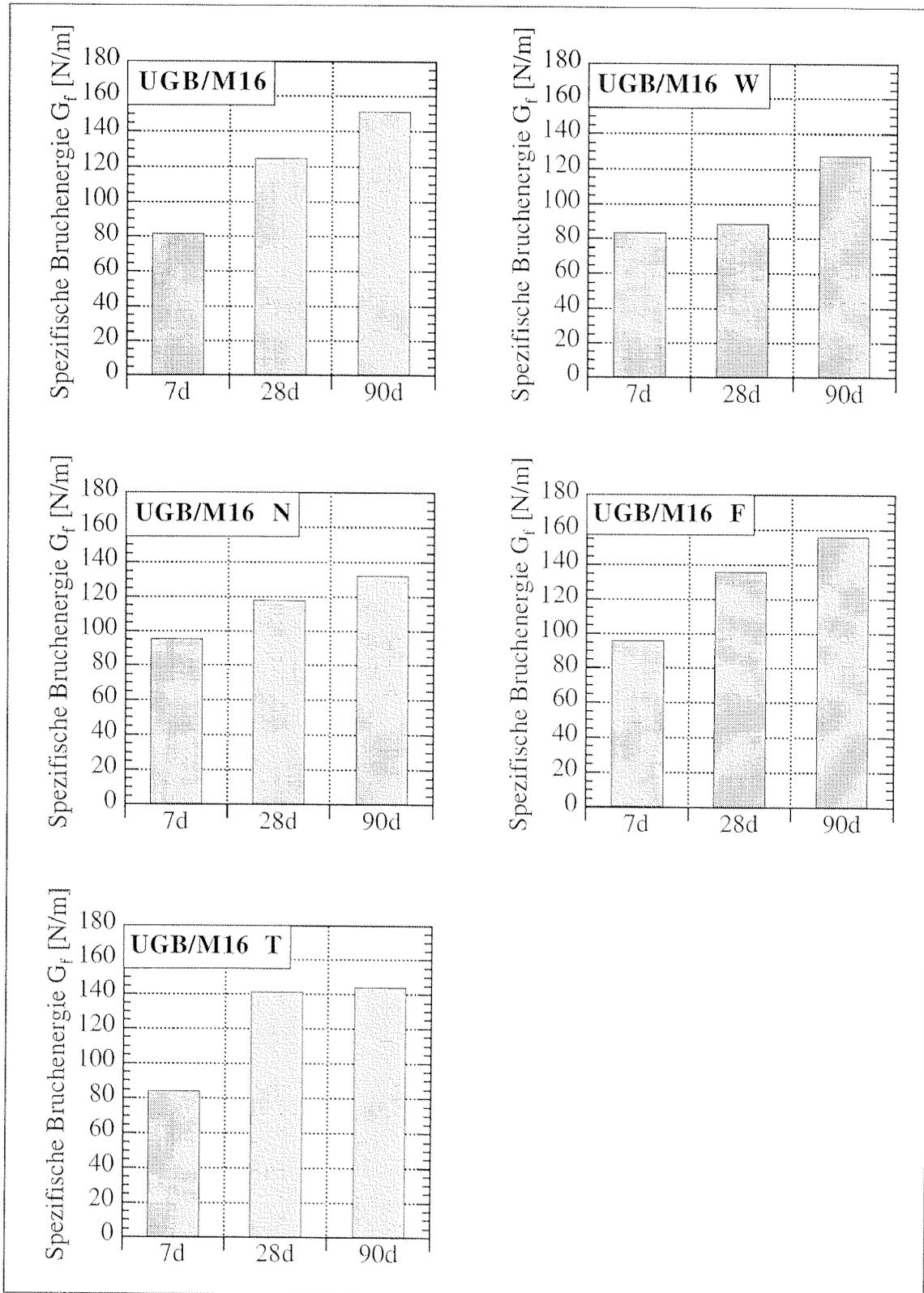


Abb. 5.33: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Feuchtegehaltes des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahe Zone

Aus den Ergebnissen der Untersuchungen bezüglich des Feuchtegehaltes geht hervor, dass es zwischen den unterschiedlich vorbehandelten Untergrundflächen kaum Unterschiede gibt. Bei den Proben, die bei 75% r.F. gelagert waren, ist der Unterschied mit und ohne Vornässung sehr gering. Die spezifische Bruchenergie G_f ist bei den Proben ohne Vornässung lediglich etwas grösser, die Dehnungsentfestigung ist näherungsweise identisch. Der wassergesättigte oder zu nasse (Proben N) Untergrund führt zu einer leichten Reduktion des Haftvermögens einer neuen Beschichtung auf dem Untergrund. Bei den Ergebnissen ist eine geringere spezifische Bruchenergie G_f mit einem verminderten Entfestigungsverhalten zu sehen. Ist das Porensystem des Untergrundes durch Wasser gefüllt, so kann kein weiteres mit Zementpartikeln behaftetes Wasser eindringen. Ein trockener Untergrund führt entgegen der Erwartungen zu keinem Abfall des Haftvermögens. Allerdings sollte bei der Berücksichtigung des Wasseraufnahmekoeffizienten A für die Beschreibung des Feuchtegehaltes darauf hingewiesen werden, dass der Koeffizient A sehr stark von der Porosität und der Dichtigkeit des Untergrundbetons abhängt. Bei einem sehr dichten und wenig porösen Untergrundbeton scheinen die kurzen äusseren klimatischen Bedingungen einen sehr geringen Einfluss auf den Feuchtegehalt zu haben, da der Wasseraufnahmekoeffizient A in diesem Fall sehr wenig variiert.

Für die Betrachtungen des Einflusses des Feuchtegehaltes auf das Haftvermögen sollte neben dem Wasseraufnahmekoeffizienten A auch Grössen wie der kapillare Anteil der Porosität und die Permeabilität hinzugezogen werden, um im Vorfeld eines Aufbringens eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes abklären zu können, ob ein Untergrundbeton viel oder wenig Wasser in einer bestimmten Zeit kapillar aufnehmen kann.

5.3.5 Verwendung einer Haftbrücke

- Zusammensetzung der Haftbrücken

Um den Einfluss der Haftbrücken auf das bruchmechanische Verhalten der grenzflächen-nahen Zone zu untersuchen, sind drei unterschiedliche Haftbrücken zu Einsatz gekommen. Die Bezeichnung sowie die Hauptkomponenten der eingesetzten Haftbrücke sind in Tabelle 5.22 aufgeführt. Die Haftbrücken wurden entsprechend den Angaben der Hersteller angemacht und nach den von den Herstellern angegebenen Applikationszeiten mit einem mittelharten Pinsel auf den vorbehandelten Untergrundbeton eingebürstet. Anschliessend wurde die Beschichtung nass in nass aufgetragen.

Tab. 5.22: Bezeichnung und Hauptkomponenten der verwendeten Haftbrücken

Bezeichnung	Hauptkomponenten (Angaben der Hersteller)
A	Zementgebundenes, epoxidharzvergütetes 3-Komponenten-Beschichtungsmaterial für den Armierungsschutz sowie als Haftbrücke
K	Zementmörtel bestehend aus Zement, Sand, Verflüssiger, Wasser und Polymerdispersion auf Acrylbasis mit 50% Feststoffanteilen
Z	zementgebundene Haftbrücke bestehend aus Zement, Sand, Verflüssiger und Wasser

- Einfluss der Haftbrücken

Die Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone sind in der Abbildung 5.34 und 5.35 und der Tabelle 5.23 angegeben.

Tab. 5.23: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Bruchmechanische Kenngrössen nach 7 Tagen					
	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{t1} [N/mm ²]	$s_{1,1}$ [N/mm ²]	$w_{1,1}$ [mm]	$w_{2,1}$ [mm]
UGB/M16	81.63	36'500	2.14	0.272	0.0340	0.283
UGB/ M16 A	100.16	35'000	2.18	0.308	0.0417	0.311
UGB/ M16 K	109.26	35'000	2.25	0.325	0.0507	0.297
UGB/ M16 Z	120.32	35'000	2.11	0.273	0.0625	0.335

Bruchmechanische Kenngrößen nach 28 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{ft} [N/mm ²]	$s_{1,l}$ [N/mm ²]	$w_{1,l}$ [mm]	$w_{2,l}$ [mm]
UGB/M16	124.52	36'500	2.44	0.462	0.0434	0.283
UGB/ M16 A	153.10	35'000	2.10	0.499	0.0656	0.321
UGB/ M16 K	166.96	35'000	2.08	0.486	0.0897	0.325
UGB/ M16 Z	159.42	35'000	1.97	0.416	0.0844	0.376

Bruchmechanische Kenngrößen nach 90 Tagen						
Bezeichnung	G_f [N/m]	E [N/mm ²]	f_{ft} [N/mm ²]	$s_{1,l}$ [N/mm ²]	$w_{1,l}$ [mm]	$w_{2,l}$ [mm]
UGB/M16	151.30	40'000	2.86	0.391	0.0644	0.296
UGB/ M16 A	158.32	35'000	2.45	0.475	0.0664	0.343
UGB/ M16 K	162.43	35'000	2.58	0.376	0.0797	0.301
UGB/ M16 Z	163.80	35'000	2.57	0.438	0.0664	0.343

Die spezifische Bruchenergie G_f der grenzflächennahen Zone mit einer Haftbrücke ist bei einem Alter von 90 Tagen näherungsweise die Gleiche als die der Beschichtung. Bei einem Alter von 28 Tagen nach der Applikation der Beschichtung ist sie sogar höher als die der Beschichtung selbst. Somit ergibt sich, dass der Einsatz von Haftbrücken vor allem in jungem Alter die bruchmechanischen Eigenschaften steigern kann. Aus den Dehnungsentfestigungsdiagrammen der Untersuchung mit Alter von 28 Tagen geht hervor, dass das Aufreißen der ersten Schwachstelle in der grenzflächennahen Zone ohne Haftbrücke bei zunehmender Dehnung schneller vorangeht als bei den grenzflächennahen Zone mit einer Haftbrücke. Diese Tatsache ist beim Prüfungsalter von 90 Tagen nach der Applikation der Beschichtung nicht mehr der Fall. Die rissüberbrückenden Mechanismen der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes werden ebenfalls durch den Einsatz von Haftbrücken geringfügig verstärkt.

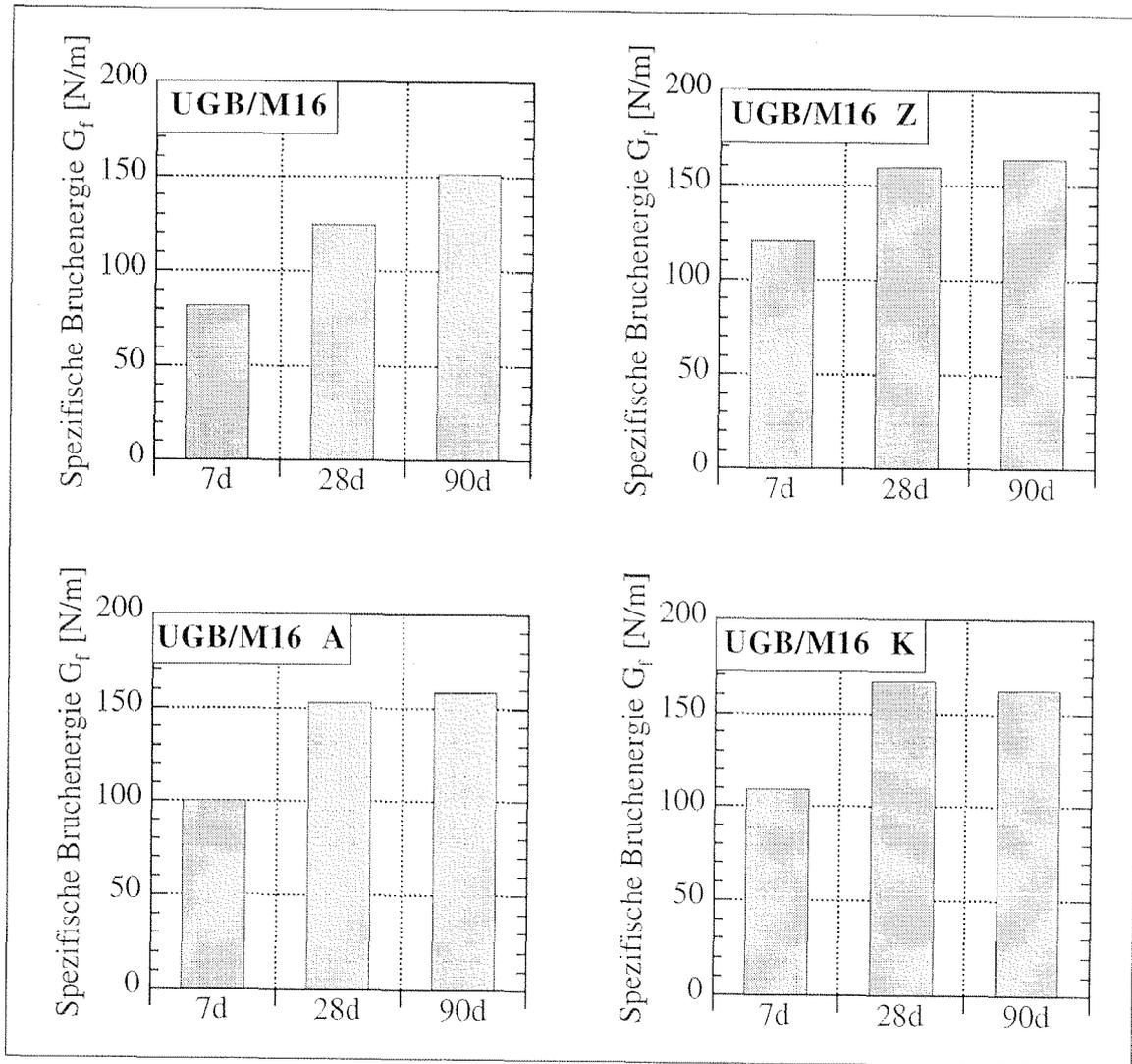


Abb. 5.34: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Verwendung einer Haftbrücke auf die grenzflächennahe Zone

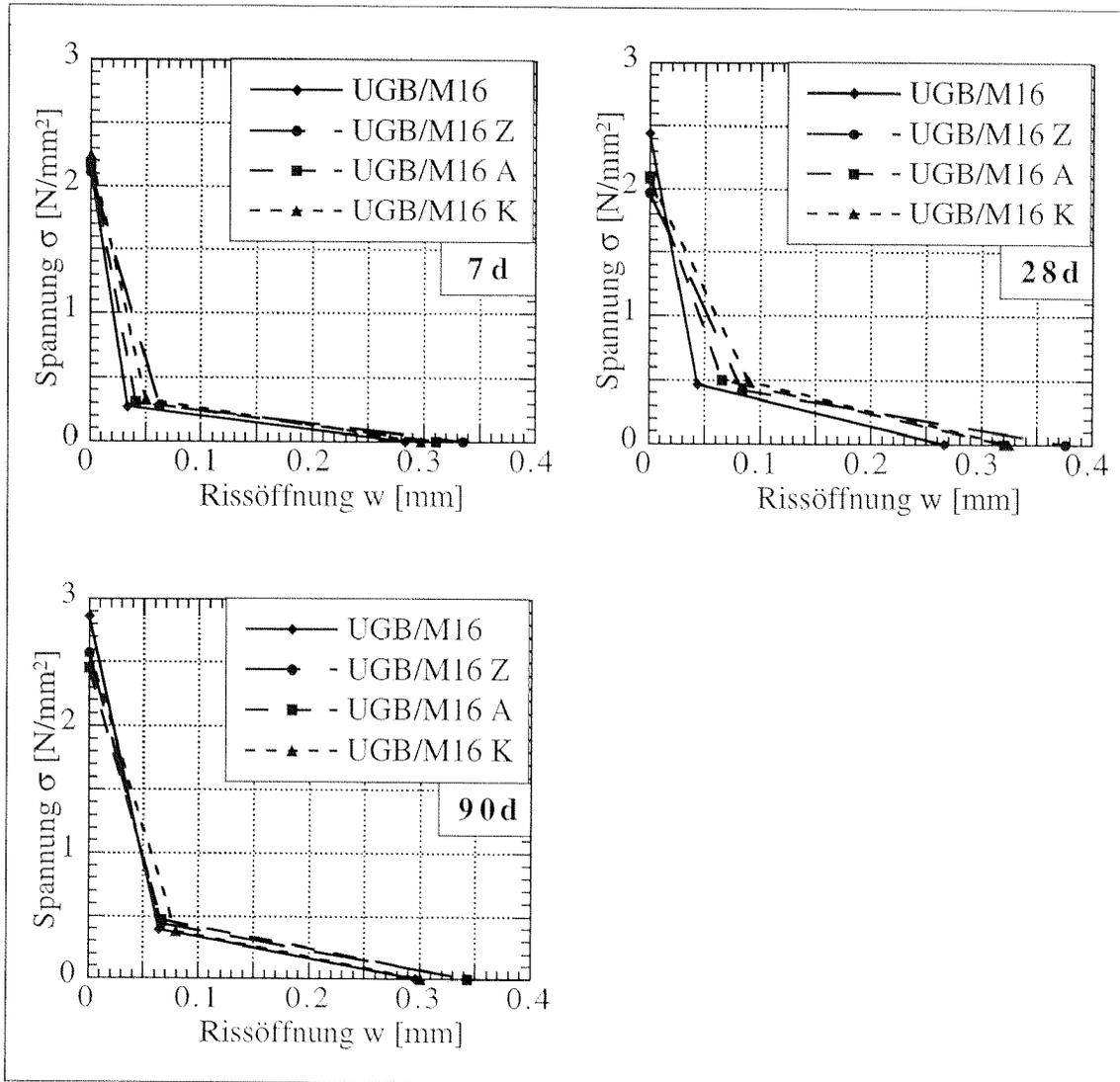


Abb. 5.35: Dehnungsentfestigungsdiagramme der grenzflächennahen Zone bei der Verwendung unterschiedlicher Haftbrücken

5.4 Schubbeanspruchung der grenzflächennahen Zone

5.4.1 Einleitung

Da sich bei den Ergebnissen der Normalbeanspruchung der grenzflächennahen Zone sich gezeigt hat, dass der Einfluss schwindreduzierender Mittel und der Feuchtegehalt des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone sehr gering ist, sind diese Versuchsserien bei der Untersuchung der Schubbeanspruchung nicht berücksichtigt worden. Bei allen anderen Untersuchungen sind 6 Probekörper pro Versuchserie geprüft worden. Dabei hat sich auch herausgestellt, dass das Probekörperalter kaum einen Einfluss auf die Ergebnisse hat.

5.4.2 Art der Beschichtung

- Grösstkorn der Beschichtung

Ziel dieser Untersuchung war es festzustellen, welchen Einfluss das Grösstkorn mit der entsprechenden Granulometrie auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone unter Schubbeanspruchung hat. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der Abbildung 5.36 und 5.37 und der Tabelle 5.24, 5.25 und 5.26 angegeben.

Tab. 5.24: Bruchmechanische und mechanische Kenngrössen der Versuchsserie bezüglich des Grösstkorns der Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Bruchmechanische und mechanische Kenngrössen				
	G_r^{II} [N/m]	ν [-]	G [N/mm ²]	τ_{cl} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
UGB/M16	545.92 ± 164.22	0.178 ± 0.022	15'642.00 ± 1'646.13	5.95 ± 1.09	36'865.91 ± 3'320.46
UGB/M8	430.97 ± 61.80	0.149 ± 0.019	15'119.46 ± 1'013.21	4.86 ± 0.93	34'732.92 ± 2'441.94
UGB/M4	426.17 ± 95.79	0.160 ± 0.015	14'704.93 ± 939.58	5.21 ± 0.67	34'128.04 ± 2'372.68

Tab. 5.25: Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächennahen Zone bei der Versuchsserie bezüglich des Grösstkorns der Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

	Funktion
UGB/M16	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 27,97 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 36,90 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 32,90 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M8	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 12,41 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 + 41,74 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 7,78 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M4	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 6,39 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 + 23,97 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 5,66 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$

Tab. 5.26: Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung auf die grenzflächennahe Zone

Bezeichnung	Parameter der Funktion p		
	Y	R_m	s_m
UGB/M16	1.0015	3.4336	2.3115
UGB/M8	1.0908	3.4336	2.3115
UGB/M4	0.8910	3.4336	2.3115

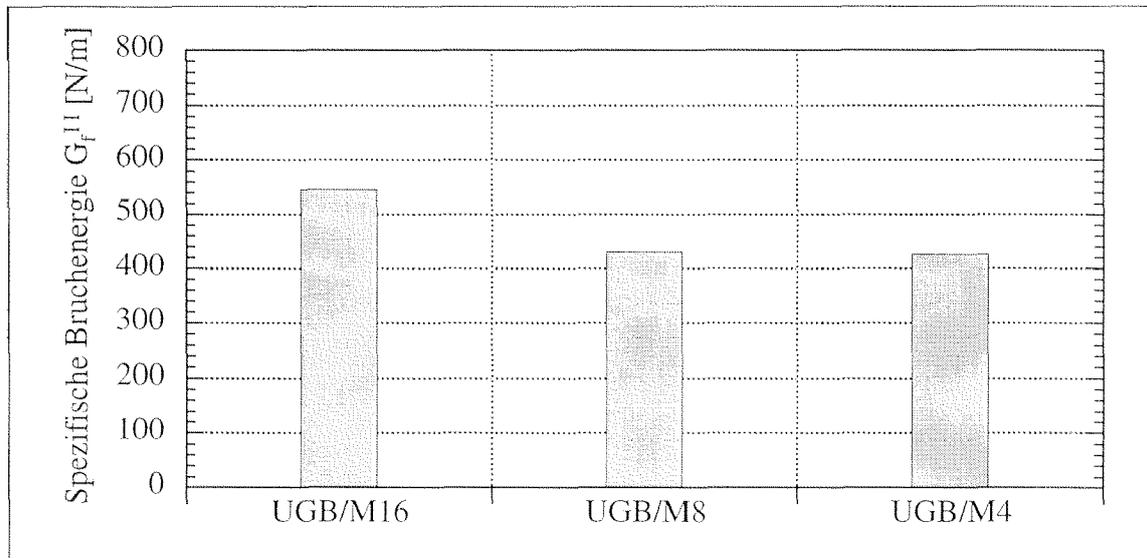


Abb. 5.36: Spezifische Bruchenergie G_f^{II} der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung auf die grenzflächennahe Zone

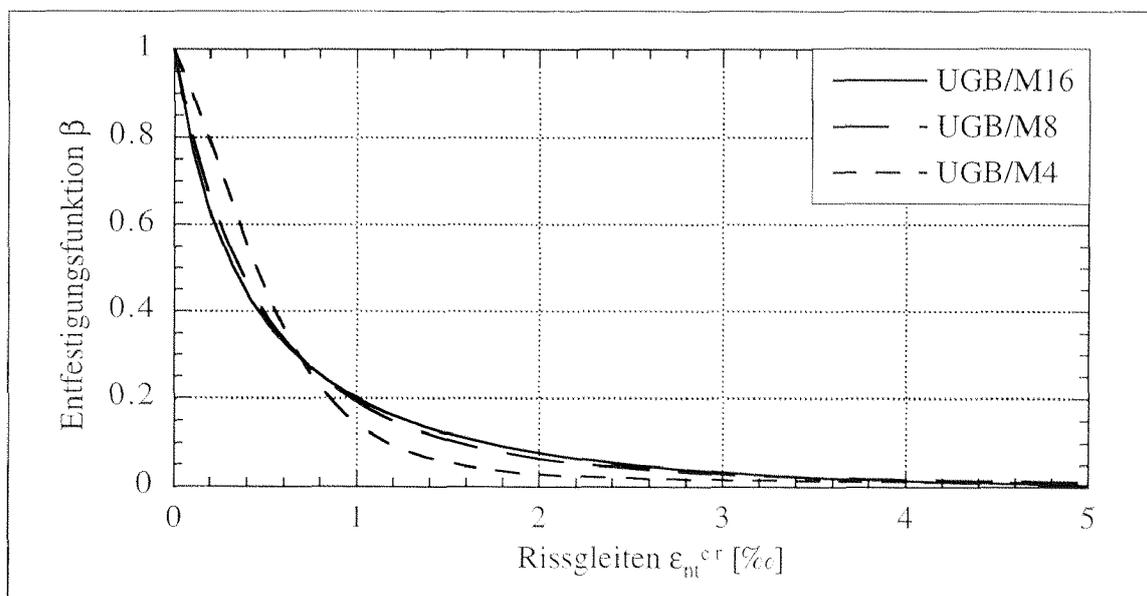


Abb. 5.37: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung auf die grenzflächennahe Zone

Aus den Ergebnissen ist zu sehen, dass die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone beim Auftragen von Beschichtungen mit einem Grösstkorn von 16 mm wesentlich höher ist, als bei den Instandsetzungs- und Schutzsystemen mit Beschichtungen bei Verwendung von einem Grösstkorn von 8 mm resp. 4 mm. Es ist anzunehmen, dass das höhere Grösstkorn eine bessere mechanische Verzahnung bei der gleichen Untergrundrauigkeit aufweist. Mit zunehmendem Grösstkorn nimmt auch der G-Modul zu, während die Poisson'sche Querdehnzahl ν nur leicht variiert. Die Entfestigung ist bei Verwendung von Beschichtungen mit einem Grösstkorn von 16 und 8 mm näherungsweise die Gleiche, der Unterschied im Verhalten zwischen beiden Systemen liegt bei der höheren Haftschubfestigkeit τ_{cf} . Auffallend ist auch, dass unter der Verwendung der Beschichtung mit einem Grösstkorn von 4 mm das Aufreissen und das Entfestigen durch Rissgleiten in der grenzflächennahen Zone langsamer abläuft als beim Gebrauch der Beschichtungen mit dem Grösstkorn von 16 mm resp. 8 mm.

- Verwendung von Stahlfasern in der Beschichtung

Das Ziel der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von Stahlfasern in Beschichtungen auf die grenzflächennahen Zone war es festzustellen, ob die Zugabe der Fasern neben der Verstärkung der Beschichtung die Haftung der Beschichtung auf dem Betonuntergrund beeinflusst. Die Ergebnisse sind in der Abbildung 5.38 und 5.39 und der Tabelle 5.27, 5.28 und 5.29 angegeben.

Tab. 5.27: Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchserie bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen				
	G_f^{II} [N/m]	ν [-]	G [N/mm ²]	τ_{cl} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
UGB/M16	545.92 ± 164.22	0.178 ± 0.022	15'642.00 ± 1'646.13	5.95 ± 1.09	36'865.91 ± 3'320.46
UGB/M8	430.97 ± 61.80	0.149 ± 0.019	15'119.46 ± 1'013.21	4.86 ± 0.93	34'732.92 ± 2'441.94
UGB/M8 SF	1'008.65 ± 465.87	0.157 ± 0.022	15'521.55 ± 1'379.36	5.81 ± 0.98	34'128.04 ± 3'597.58

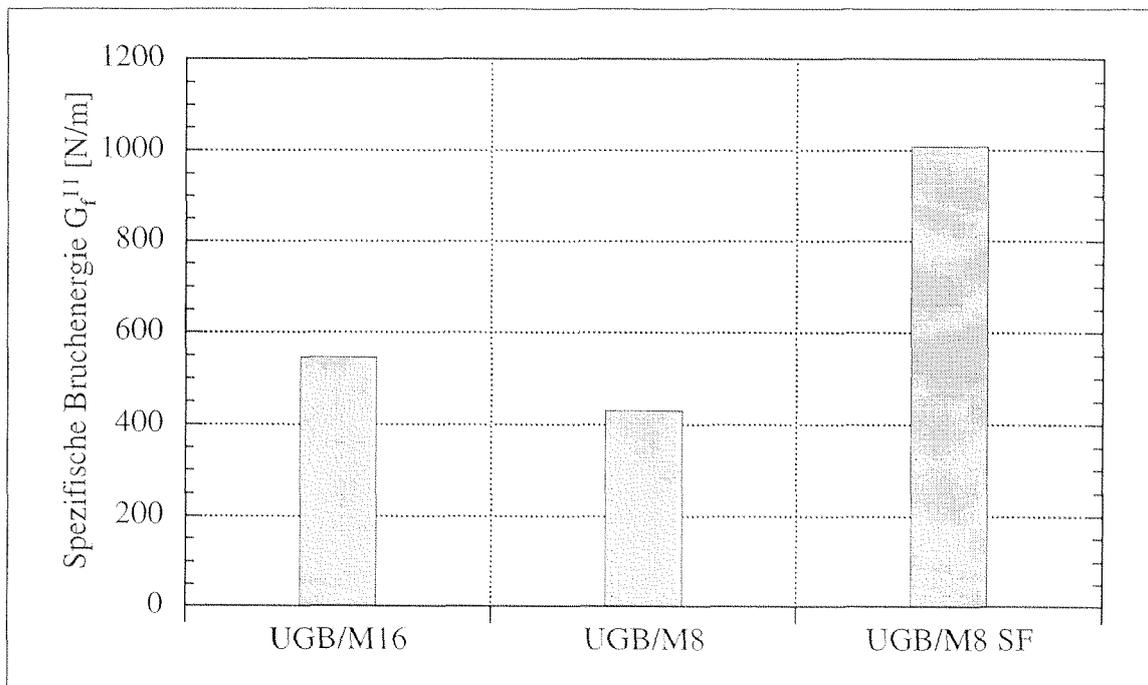


Abb. 5.38: Spezifische Bruchenergie G_f^{II} der Untersuchungen über die Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

Tab. 5.28: Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächennahen Zone bei der Versuchserie bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

	Funktion
UGB/M16	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 27,97 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 36,49 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 32,90 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M8	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 12,41 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 + 41,74 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 7,78 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M8 SF	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 2,09 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 3,07 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 12,11 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$

Tab. 5.29: Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Parameter der Funktion p		
	Y	R _m	S _m
UGB/M16	1.0015	3.4336	2.3115
UGB/M8	1.0908	3.4336	2.3115
UGB/M8 SF	1.7976	3.4336	2.3115

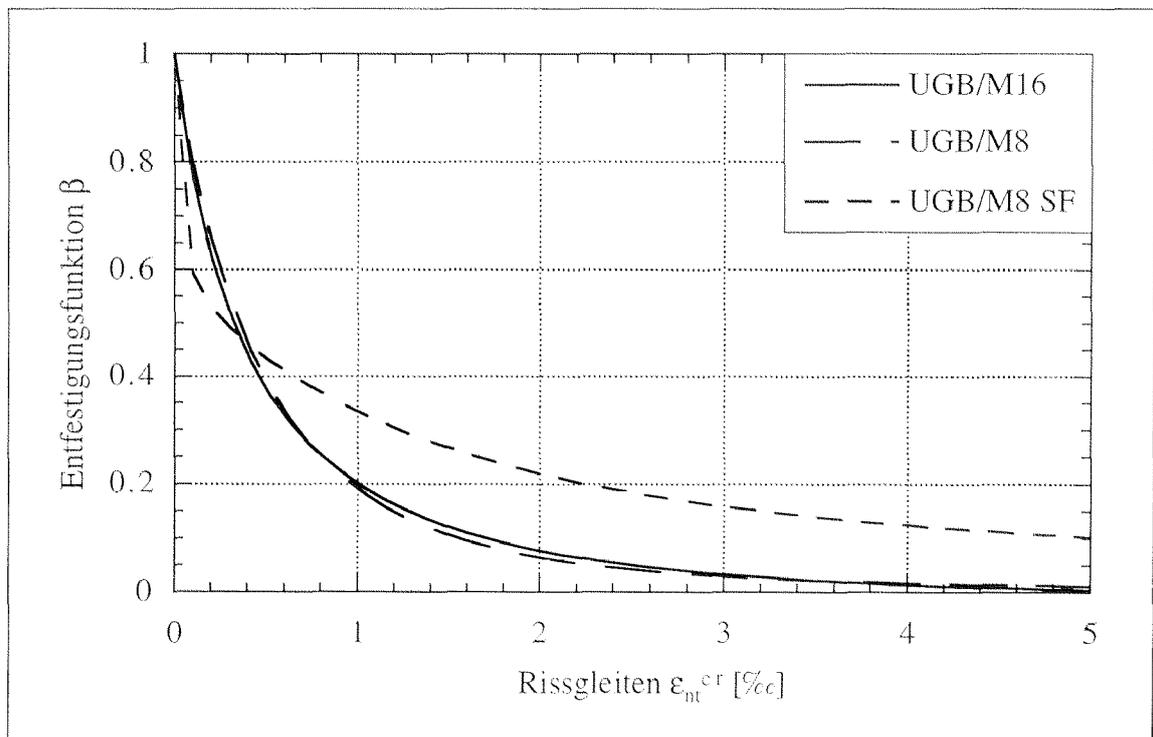


Abb. 5.39: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone

Wie schon bei den Ergebnissen bei der Betrachtung der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung zu erkennen war, wird durch die Zugabe von Stahlfasern in die Beschichtung die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes unter Schubbelastung wesentlich gesteigert. Durch die Stahlfasern in der Beschichtung wird die mechanische Verzahnung der grenzflächennahe Zone bei gleichbleibender Untergrundrauigkeit dermassen verstärkt, dass die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone verdoppelt wird. Daneben werden der G-Modul und die Haftschubfestigkeit gegenüber dem System ohne Stahlfasernzugabe verbessert.

Bei der Analyse des Entfestigungsverhalten ist deutlich zu sehen, dass das Aufreißen der grenzflächennahen Zone bei Verwendung einer Beschichtung mit Stahlfasern wesentlich schneller stattfindet. Jedoch wird beim Aktivieren der Stahlfasern die Entfestigung durch Rissgleiten so stark gebremst, dass bei einer Schubverformung von 5‰ immer noch eine Haftspannung in der grenzflächennahen Zone vorhanden ist, während beim System ohne Stahlfasern der Verbund lose ist.

5.4.3 Rauigkeit des Betonuntergrundes

Die Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone sind in der Abbildung 5.40 und 5.41 und der Tabelle 5.30, 5.31 und 5.32 angegeben. Die Versuchserie UGB/M16 R1 konnten nicht geprüft werden, da der Verbund so schwach war, dass die Entfestigung der grenzflächennahen Zone nicht zustandekam. Die Proben gingen jeweils beim Erreichen der Haftschubfestigkeit schlagartig zu Bruch.

Tab. 5.30: Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchserie bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen				
	G_f^{II} [N/m]	ν [-]	G [N/mm ²]	τ_{cl} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
UGB/M16	545.92 ± 164.22	0.178 ± 0.022	15'642.00 ± 1'646.13	5.95 ± 1.09	36'865.91 ± 3'320.46
UGB/M16 R2	322.87 ± 39.17	0.184 ± 0.071	13'671.44 ± 957.85	4.18 ± 0.52	32'364.65 ± 2'045.75
UGB/M16 R3	454.08 ± 107.88	0.168 ± 0.044	14'191.17 ± 1'024.80	4.72 ± 0.85	33'149.27 ± 2'933.37

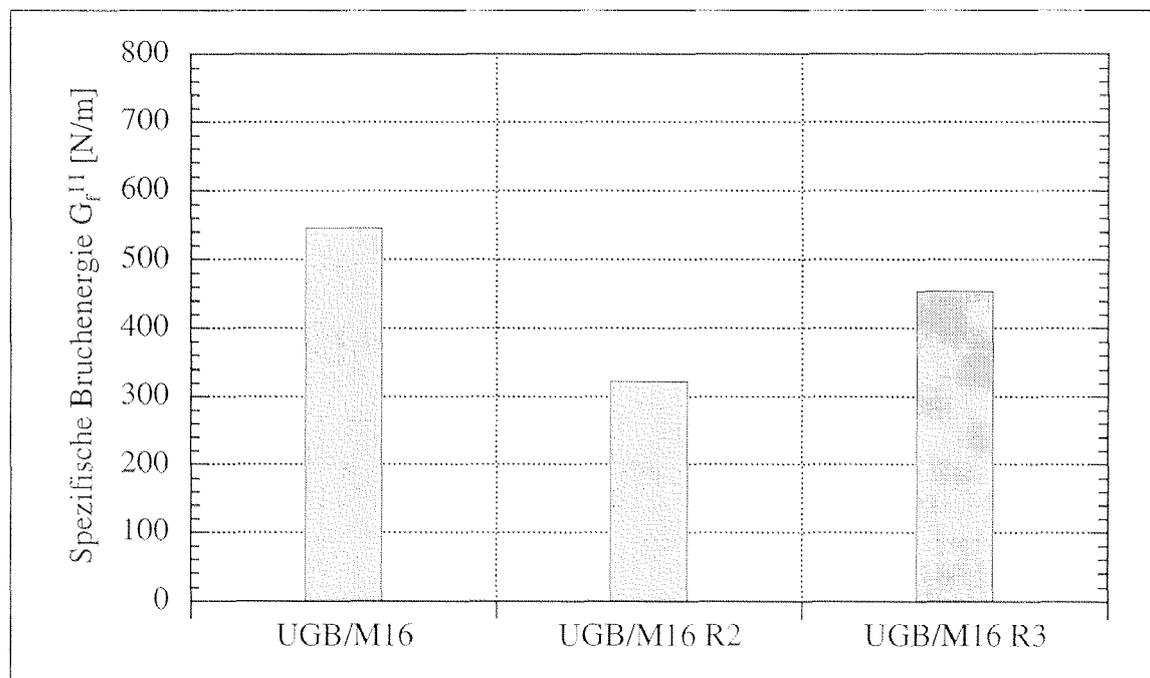


Abb. 5.40: Spezifische Bruchenergie G_f^{II} der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Tab. 5.31: Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächen-nahen Zone bei der Versuchserie bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone

	Funktion
UGB/M16	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 27,97 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 36,49 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 32,90 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M16 R2	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 11,68 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 11,09 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 15,35 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M16 R3	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 23,16 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 10,85 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 13,37 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$

Tab. 5.32: Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Parameter der Funktion p		
	Y	R _m	s _m
UGB/M16	1.0015	3.4336	2.3115
UGB/M16 R2	1.0141	2.2305	1.3263
UGB/M16 R3	0.7593	6.2034	3.6382

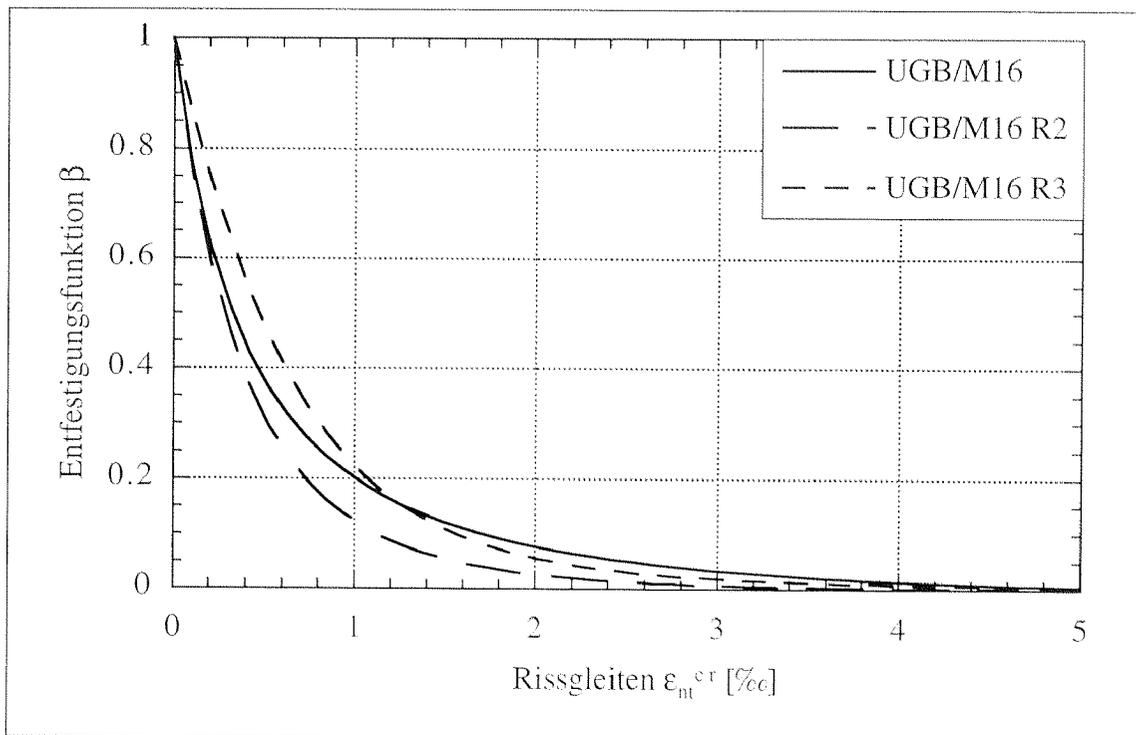


Abb. 5.41: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone

Die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone unter Schubbelastung ist beim Rauheitsgrad der Referenz am höchsten. Auch hier wird die Vermutung bestätigt, dass ein zu starkes Aufrauen des Betonuntergrundes zu einer Schwächung des Untergrundes führt. Ist der Betonuntergrund zu stark aufgeraut, wie es bei der Stufe R3 der Fall ist, führt dies neben einer geringeren spezifischen Bruchenergie G_f^{II} zu einer kleineren Haftschubfestigkeit τ_{cl} sowie einem kleineren G-Modul. Das gleiche Fazit gilt im Fall der zu schwach aufgerauten Betonuntergrundoberflächen beim Rauheitsgrad R2, wobei hier die Ursache des geringeren Verbundes nicht bei der Schwächung des Untergrundes liegt, sondern bei der ungenügenden mechanischen Verzahnung. Diese Verzahnung wird durch die Rauhtiefen und vor allem durch die entsprechende Rauhtiefenverteilung bestimmt. Um einen optimalen Verbund durch die oberflächentechnologische Massnahme des Aufrauens des Untergrundes mittels Wasserhöchstdruckstrahlen zu erreichen, sollte die mittlere Rauhtiefe mit der entsprechenden Rautiefenverteilung zwischen 3 und 4 mm liegen.

Betrachtet man die Entfestigung der grenzflächennahen Zonen der Instandsetzungs- und Schutzsysteme mit unterschiedlichen Rauheitsstufen, so stellt man fest, dass sie bei der Stufe R2 schneller stattfindet als bei der Referenzstufe. Dies ist ein weiterer Hinweis auf die ungenügende mechanische Verzahnung. Bei der Stufe R3 entfestigt sich die grenzflächennahen Zone langsamer als bei der Referenzstufe, was auf eine bessere Verzahnung hinweist. Leider ist der Verbund durch die geringere Schubhaftspannung τ_{cl} und den geringeren G-Modul vorgeschwächt, so dass die bessere Verzahnung im Endeffekt nicht zum Tragen kommt.

5.4.4 Verwendung einer Haftbrücke

Die Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone sind in der Abbildung 5.42 und 5.43 und der Tabelle 5.30 und 5.31 angegeben.

Tab. 5.33: Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchserie bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen				
	G_f^{II} [N/m]	ν [-]	G [N/mm ²]	τ_{cI} [N/mm ²]	E [N/mm ²]
UGB/M16	545.92 ± 164.22	0.178 ± 0.022	15'642.00 ± 1'646.13	5.95 ± 1.09	36'865.91 ± 3'320.46
UGB/M16 A	545.42 ± 166.19	0.150 ± 0.016	14'762.32 ± 623.04	5.71 ± 1.13	33'952.52 ± 1'579.32
UGB/M16 K	602.58 ± 281.95	0.162 ± 0.022	14'858.62 ± 1'884.82	5.41 ± 0.72	34'544.60 ± 4'650.27
UGB/M16 Z	692.15 ± 192.38	0.164 ± 0.049	15'769.60 ± 1'962.32	5.87 ± 0.62	36'703.93 ± 5'237.14

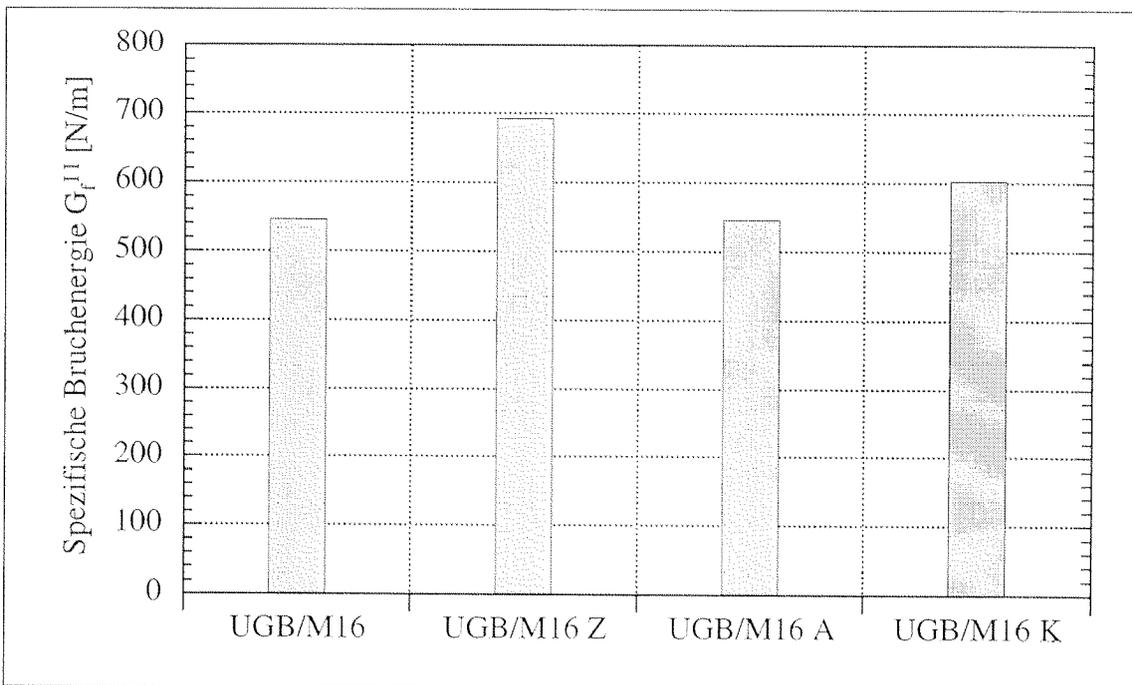


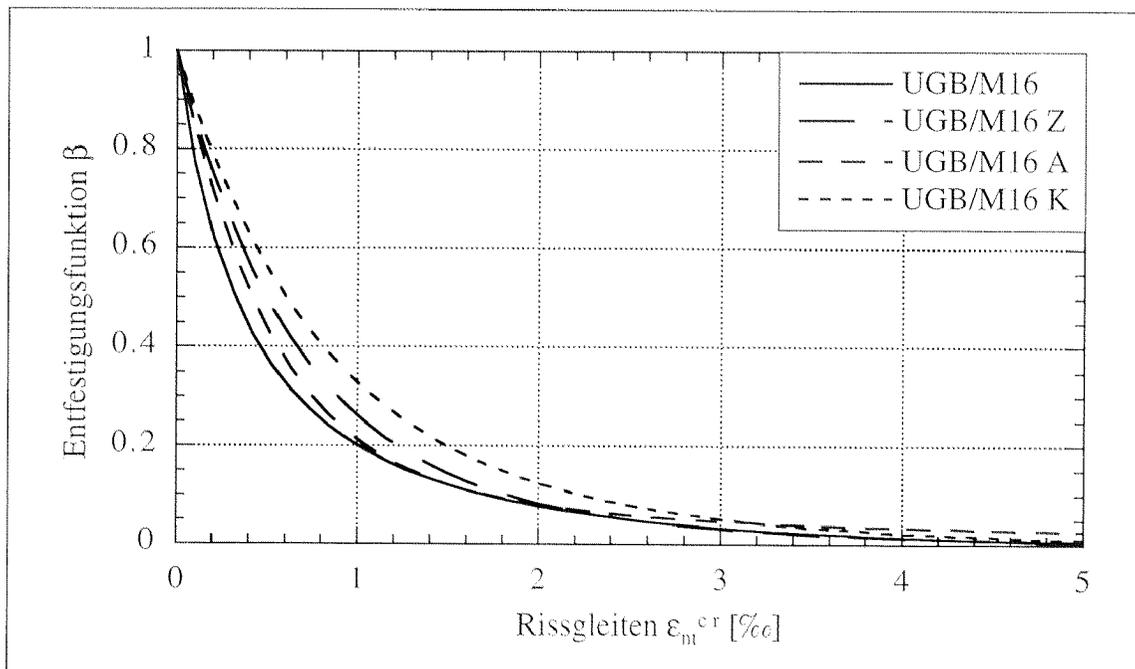
Abb. 5.42: Spezifische Bruchenergie G_f^{II} der Untersuchungen bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone

Tab. 5.34: Polynomfunktion der Versuchserie bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone

	Funktion
UGB/M16	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 27,97 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 36,49 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 32,90 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M16 A	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 11,78 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 + 11,45 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 8,27 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M16 K	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 11,40 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 10,69 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 19,14 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$
UGB/M16 Z	$\varepsilon_{nn}^{cr} = 12,60 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^3 - 18,09 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})^2 + 22,15 \cdot (\gamma_{nt}^{cr})$

Tab. 5.35: Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone

Bezeichnung	Parameter der Funktion p		
	Y	R _m	S _m
UGB/M16	1.0015	3.4336	2.3115
UGB/M16 A	1.0733	3.4336	2.3115
UGB/M16 K	1.2354	3.4336	2.3115
UGB/M16 Z	1.0099	3.4336	2.3115

Abb. 5.43: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone

Die spezifische Bruchenergie G_f^{II} der grenzflächennahen Zone mit einer Haftbrücke unter Schubbelastung wird durch die Verwendung der Haftbrücke gesteigert. Anders als bei den Ergebnissen der Beanspruchung der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung ist hier ein Unterschied festzustellen. Die reine zementgebundene Haftbrücke steigert das Haftvermögen wesentlich mehr als es die kunststoffvergüteten Haftbrücken tun. Die Haftschubfestigkeit τ_{c1} und der G-Modul liegen bei allen verwendeten Haftbrücken relativ nahe beieinander. Bei der Analyse des Entfestigungsverhaltens zeigt sich, dass die Entfestigung infolge Rissgleitens durch die Haftbrücken deutlich langsamer stattfindet als bei der grenzflächennahen Zone ohne Haftbrücke. Die Haftbrücke K besitzt ein weniger schnelles Entfestigungsverhalten, jedoch ein weniger ausgeprägtes Haftvermögen gegenüber der Haftbrücke Z infolge der geringeren Haftschubfestigkeit τ_{c1} und des geringeren G-Moduls.

6. Fallstudie: FE-Untersuchungen

6.1 Einleitung

In diesem Kapitel wird mit Hilfe eines am Institut für Baustoffe der ETH Zürich entwickelten numerischen Modells basierend auf dem DIANA FE-CODE gezeigt, wie die Lebensdauer der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystemverfahrens beurteilt werden kann [DIAN 96]. In diesem Modell sind die unter Kapitel 3 aufgeführten Werkstoffgesetze so implementiert, dass die numerische Simulation eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes der Realität näherungsweise entspricht. Eine detaillierte Beschreibung der Implementierung der Werkstoffgesetze ist in [Mart 99] angegeben. Das Modell wurde durch zahlreiche Überprüfungen validiert, so dass man mit der numerischen Simulation in der Lage ist, neben den Aussagen über das Haftvermögen einer grenzflächennahen Zone auch Aussagen über den Einfluss der grenzflächennahen Zone auf das gesamte Instandsetzungssystem zu machen. Über eine Parameterstudie besteht die Möglichkeit, dem Instandsetzungssystem die unterschiedlichen Einflüsse auf die grenzflächennahen Zone, wie unterschiedliche oberflächentechnologische Massnahmen, aufzuprägen. Dadurch können Kriterien für die Verbesserung der Lebensdauer der intakten grenzflächennahen Zone, und somit des gesamten Systems formuliert werden.

Zu diesem Zweck wurde ein zwei-dimensionales FE-Netz generiert. Das implementierte FE-Netz, welches ein Instandsetzungssystem schematisch darstellt, befindet sich in der Abbildung 6.1. Die Beschichtungsdicke beträgt 6 cm, der Untergrund ist 40 cm dick. Auf der linken Seite befindet sich eine Symmetrieachse, so dass die Gesamtlänge 4 m beträgt. In der Symmetrieachse sowie an der Unterseite des Untergrundes ist das System abgedichtet worden, da hier kein Feuchtigkeitsaustausch stattfindet. Bei dem hier gezeigten Beispiel wird das Instandsetzungs- und Schutzsystem lediglich einer hygrischen Belastung bei konstanter Temperatur unterzogen. Die Belastung erfolgt dadurch, dass man die neu aufgetragene Beschichtung nach einer Nachbehandlungszeit von 3 Tagen austrocknen lässt. Die Nachbehandlungszeit wird so simuliert, dass man der Beschichtung beim Zeitpunkt $t = \tau_0$ die mechanischen Eigenschaften mit einem Alter von 3 Tagen vorgibt. Die relative Luftfeuchte beträgt 60%.

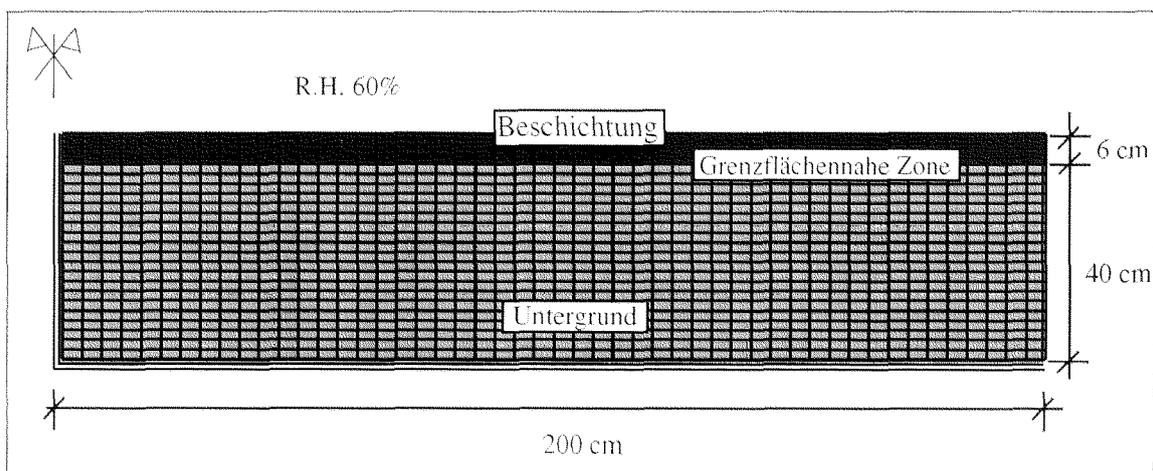


Abb. 6.1: Zwei-dimensionales FE-Netz des betrachteten Bauteiles mit den benutzten Abmessungen

6.2 Hygrische Belastung eines Instandsetzungs- und Schutzsystems

Für die numerische Simulation wurden die in den Kapiteln 4 und 5 angegebenen Ergebnisse der Untersuchungsreihe 'Untergrundbeton' für den Untergrund, 'M16' für die Beschichtung sowie 'M16/UGB' für die grenzflächennahe Zone eingegeben. Man hat in der Beschichtung keinen Betonstahl vorgesehen, um das Rechenbeispiel bewusst einfach zu halten. Als Anfangsbedingungen für die Bestimmung der Feuchtigkeitsverteilung wurde angenommen, dass sich der Untergrundbeton im hygrischen Gleichgewicht mit 80% relativer Feuchtigkeit befindet. Durch die Untergrundbehandlung mittels 'Hydrojetting' wird angenommen, dass der Untergrund Wasser durch kapillares Saugen aufgenommen hat. Dadurch wird die Feuchtigkeit in unmittelbarer Nähe zur grenzflächennahen Zone mit 100% Feuchtigkeit angenommen. Falls es zwischen dem 'Hydrojetting' der Untergrundoberfläche und der Applikation der neuen Beschichtung zum Austrocknen kommt, wird nach der Applikation der nährungsweise wassergesättigten Beschichtung durch das kapillare Saugen dem Untergrund wieder Wasser zugefügt, so dass das hygrische Gleichgewicht mit 100% Feuchtigkeit bis zum Beginn der Belastung durch das Austrocknen des gesamten Systems wieder hergestellt ist. Da es sich bei dieser Simulation nur um ein einfaches illustratives Beispiel geht, hat man den Einfluss vom Wind oder von direkten Sonneneinstrahlung nicht berücksichtigt. Bei der Berechnung eines realen Falles müssen beide Faktoren unbedingt berücksichtigt werden, da sie einen grossen Einfluss auf den Diffusionskoeffizient $D(h)$ und somit auf die Schwindverformung haben.

Die zeitabhängigen Feuchteprofile bei unterschiedlichen Zeitabständen der Belastung sind in der Abbildung 6.2 zu sehen. Aus dieser Darstellung ist zu sehen, dass die hygrische Belastung die Beschichtung, die grenzflächennahen Zone und den oberen Teil des Untergrundes bis zu einer Tiefe von 250 mm beeinträchtigt. Deutlich zu sehen ist auch, dass die Belastung mit der Zeit abnimmt, da sich das hygrische Gleichgewicht mit der Zeit einstellt. Demzufolge kann man davon ausgehen, dass sich bei einer hygrischen Belastung eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes die Beschichtung und die grenzflächennahen Zone im jungen Alter in einer für die Rissbildung kritischen Phase befinden.

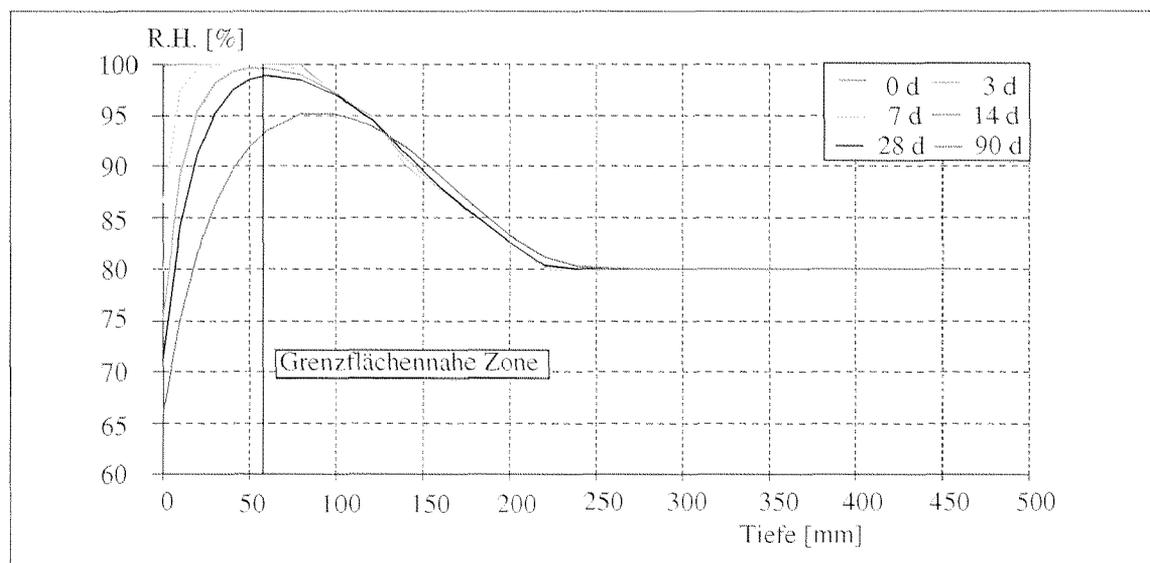


Abb. 6.2: Zeitabhängige Feuchteprofile bei unterschiedlichen Abständen der Belastung beim Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16

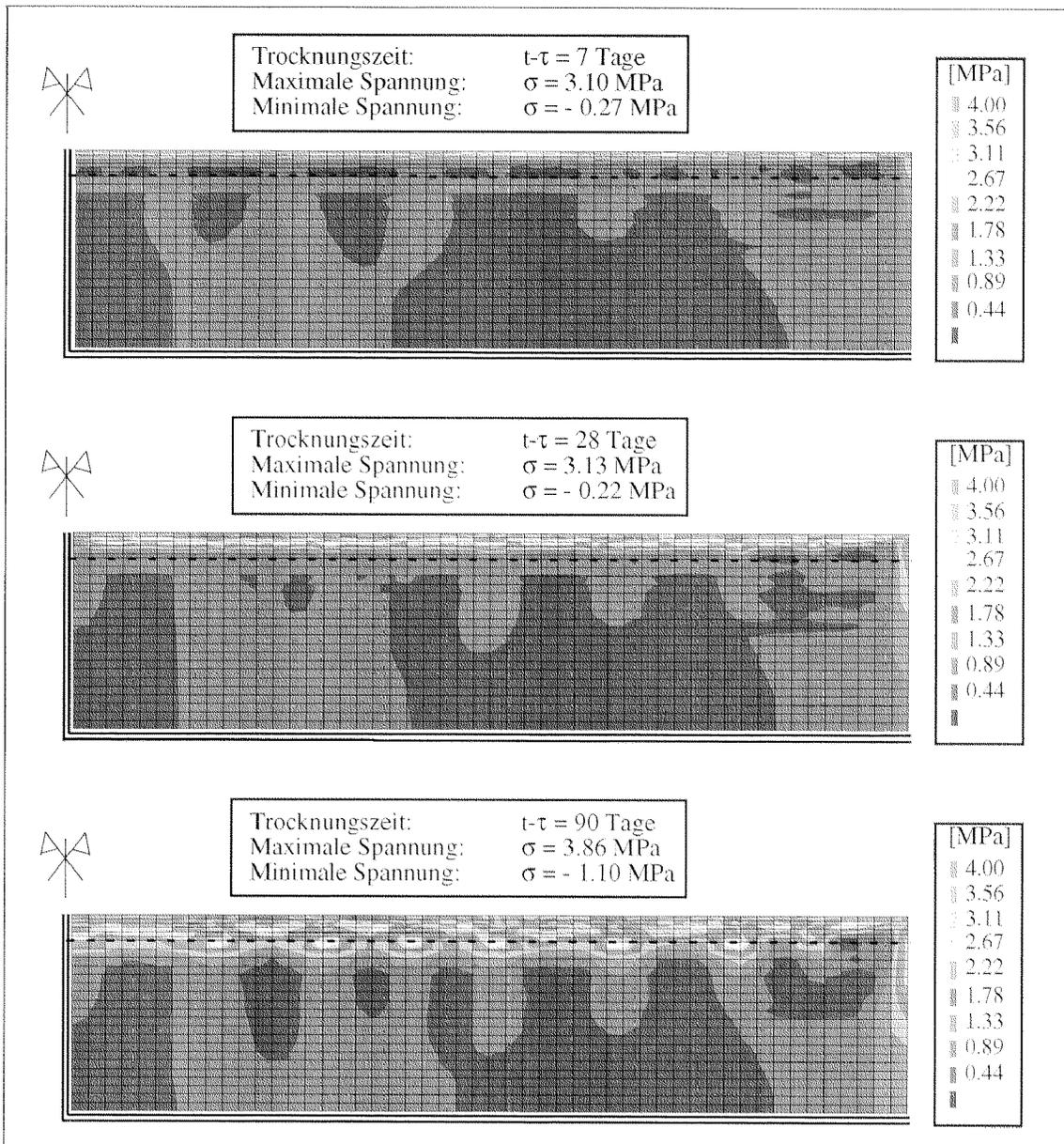


Abb. 6.3: Maximale Hauptspannungen des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 bei unterschiedlichen Belastungszeiten.

Der hygrische Gradient, der die differentiellen Schwindverformungen verursacht und somit für die Rissbildung verantwortlich ist, ist während dieser Phase sehr gross. Kommt es in dieser Phase zur Rissbildung in der Beschichtung, so hängt die Dauerhaftigkeit des Systems von der Rissöffnung ab. Man kann davon ausgehen, dass bei grossen Rissöffnungen die Risstiefen auch grösser sind als dies bei kleinen Rissen der Fall ist. Grössere Risstiefen ermöglichen den schnelleren Zugang von schadstoffbehaftetem Wasser zum Betonstahl. Dadurch kann die Korrosion des Stahles wieder beginnen. Im allgemeinen ist eine kleine Rissöffnung über eine grössere Anzahl von Rissen in der Beschichtung zu erreichen. Bei Ablösen der neuen Beschichtung vom Untergrund sieht die Dauerhaftigkeit des Systems anders aus, da hier der Schutz des Konstruktionsbetons verschwunden ist. In diesem Fall hat das Instandsetzungs- und Schutzsystem versagt, so dass die Dauerhaftigkeit des zu schützenden Bauteiles erneut hergestellt werden muss. Zusammenfassend gilt

für die Dauerhaftigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystemes die folgenden Kriterien:

- Keine Delamination der neuen Beschichtung vom Betonuntergrund
- Die Rissbildung in der Beschichtung ist zulässig, jedoch sollten die Rissöffnungen die maximal zulässige Rissöffnung $w = 0.3$ mm nicht überschreiten.

In der Abbildung 6.3 sind die durch die hygrische Belastung entstandenen maximalen Hauptspannungen bei unterschiedlichen Belastungszeiten zu sehen. Deutlich kann beobachtet werden, wie mit zunehmender Belastungszeit die höheren Spannungen mehr und mehr in das Bauteilinnere wandern und sich die Beschichtung nach Überschreiten der Zugfestigkeit entfestigt. Am freien Rand an der rechten Seite nimmt die Spannung mit

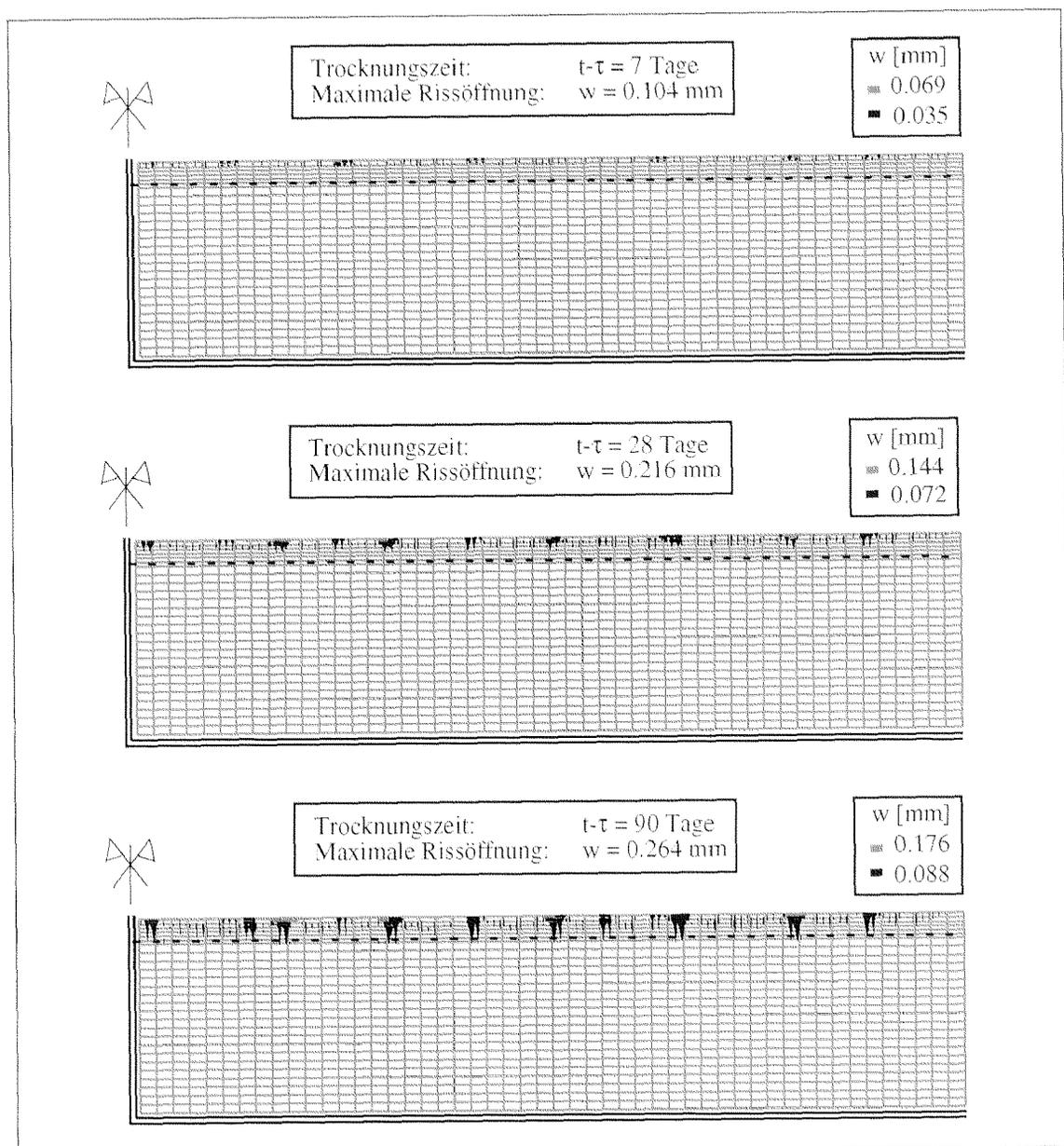


Abb. 6.4: Rissbildung im Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 bei unterschiedlichen Belastungszeiten

zunehmender Belastungszeit zu, jedoch ist die Haftzugfestigkeit noch nicht überschritten worden, da die hohen Spannungen sich lediglich am Rand befinden. Es ist also noch zu keinem Ablösen der neuen Beschichtung gekommen. Würde sich die grenzflächennahe Zone vom Untergrund ablösen, so würden die hohen Spannungen in das Bauteilinnere wandern. Die Aussage, dass es zu keinem Ablösen der Beschichtung gekommen ist, wird durch die Rissbilder der Abbildung 6.4 bestätigt. Man kann deutlich sehen, dass sich Risse infolge der Entfestigung in der Beschichtung bilden, die grenzflächennahe Zone am Rand bleibt jedoch intakt.

6.3 Beispiel der Parameterstudie: Einfluss der Untergrundrauigkeit

Um den Einfluss der Rauigkeit des Untergrundes auf das gesamte Instandsetzungs- und Schutzsystem beurteilen zu können, ist die numerische Simulation, so wie sie oben beschrieben worden ist, wiederholt worden. Dabei wurden nur die Eigenschaften der grenzflächennahen Zone geändert, indem die Ergebnisse der Versuchserie M16/UGB R2 implementiert wurden. Dementsprechend wurde das Verhalten einer grenzflächennahen Zone mit einem mittelstark aufgerauten und mit einer mittel aufgerauten Untergrundoberfläche verglichen. In den Abbildungen 6.5 und 6.6 sind die maximalen Hauptspannungen sowie die Rissbildung des Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 R2 zu sehen.

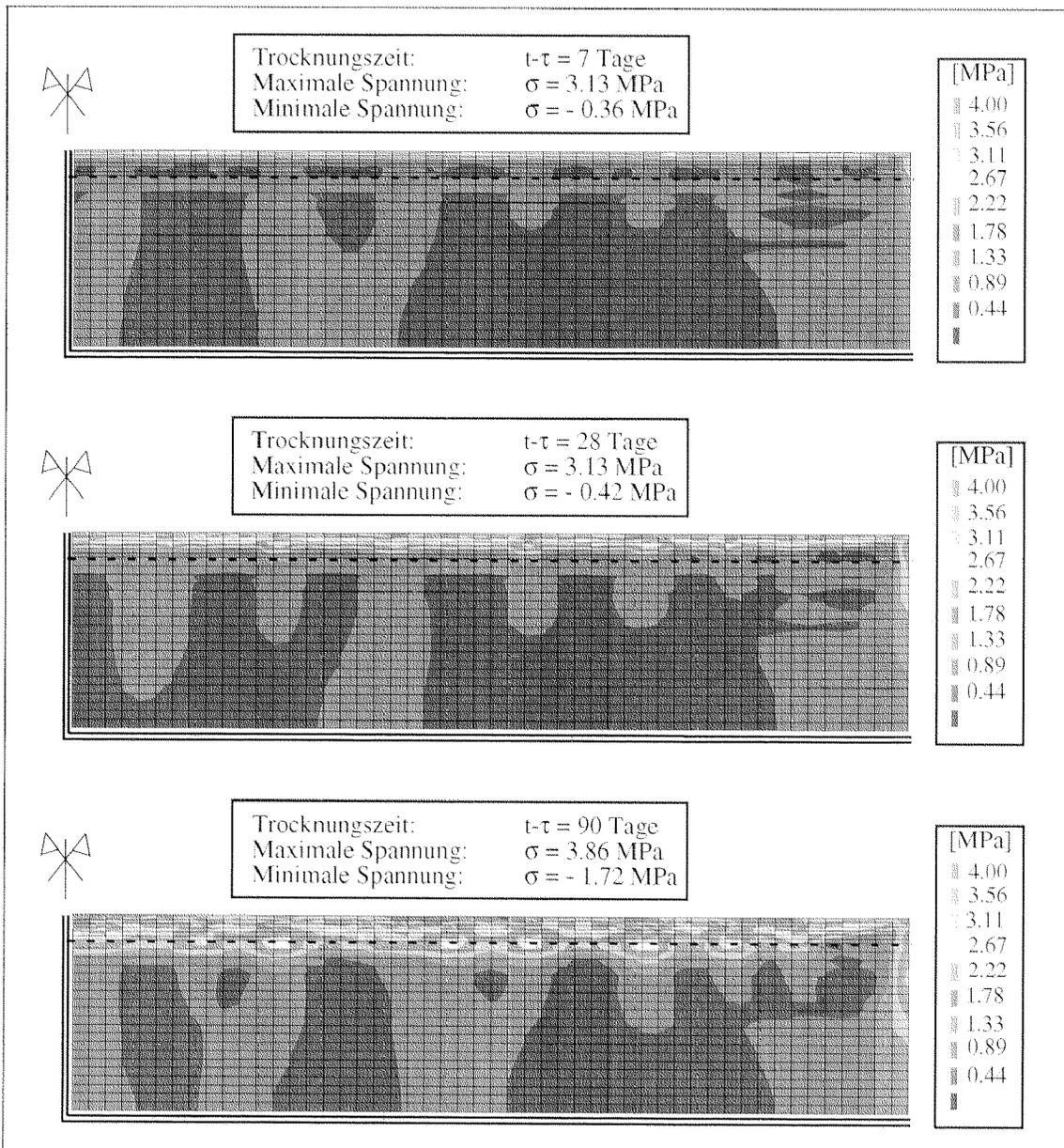


Abb. 6.5: Maximale Hauptspannungen des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 R2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten.

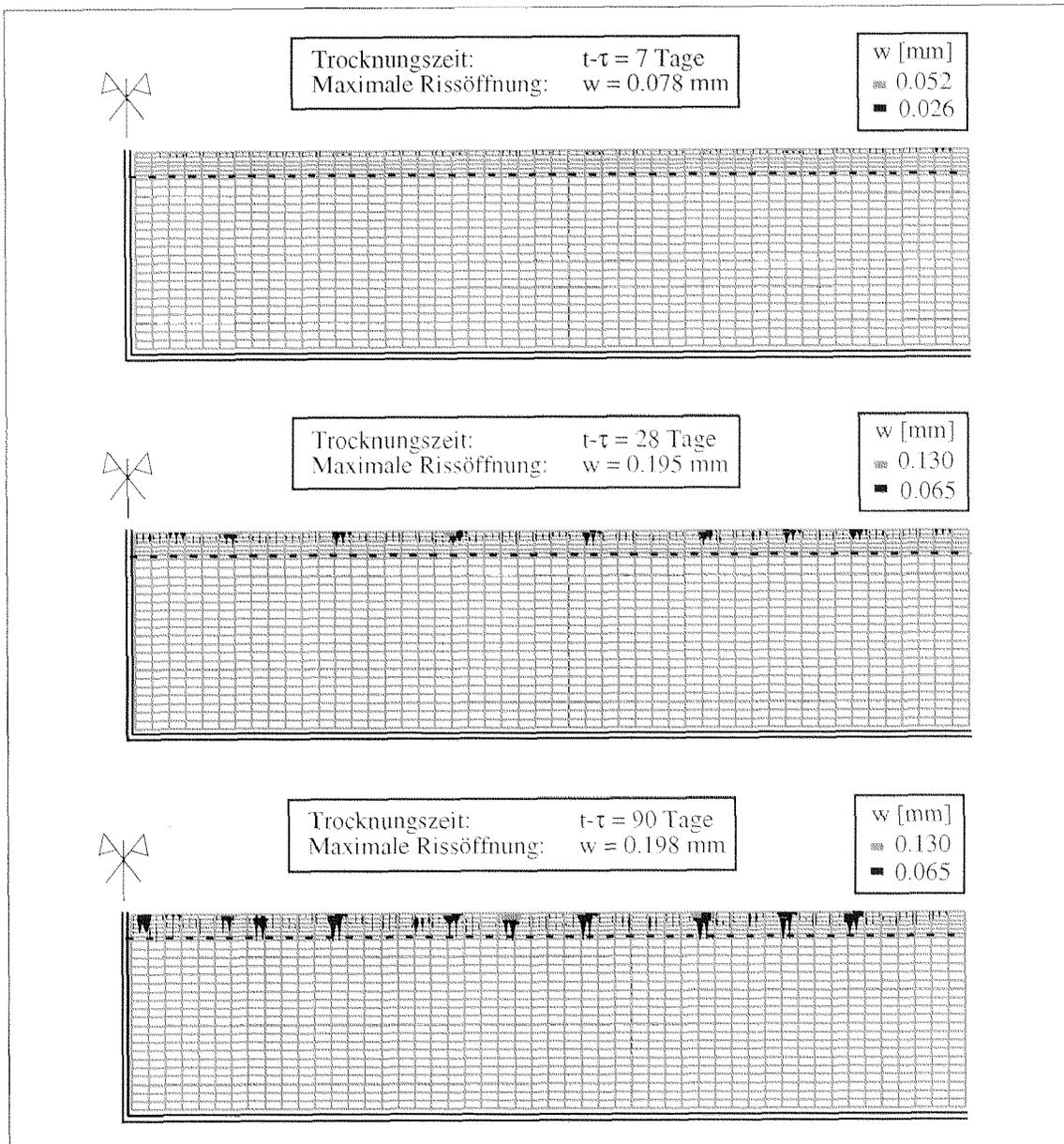


Abb. 6.6: Rissbildung im Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 R2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten

Vergleicht man die Rissbildung der beiden Systeme, so sieht man, dass beim mittelstark aufgerauhten System (UGB/M16, Abb. 6.4) die Risse sich mit zunehmender Trocknungszeit weiter öffnen. Sie erreichen nach einer Austrocknungsperiode von 90 Tagen die im allgemeinen für die Dauerhaftigkeit als kritische angesehenen Öffnung $w = 0.3$ mm. Wie aber im vorigen Abschnitt schon bemerkt wurde, ist kein Ablösen der Beschichtung vom Untergrund festzustellen gewesen, so dass die Schädigung des Instandsetzungs- und Schutzsystem sich lediglich auf die neue Beschichtung beschränkt. Es ist anzunehmen, dass mit zunehmender Trocknungszeit die Risse sich weiter öffnen werden, da die Verbund zwischen Untergrund und Beschichtung intakt scheint.

Bei der Analyse der Risse des Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 R2 in der Abbildung 6.6 sieht man deutlich, dass nach einer Trocknungsperiode von 28 Tagen die

maximale Rissöffnung mit fortschreitender Trocknungszeit kaum zunimmt. Falls sich die Risse in der Beschichtung nicht mehr weiter öffnen, kann man davon ausgehen, dass sich in der grenzflächennahen Zone ein Riss infolge Überschreitens der Haftzugfestigkeit gebildet hat. Somit kommt es an dieser Stelle zur Entfestigung. Eine nähere Analyse am Rand der Instandsetzungs- und Schutzsysteme mit unterschiedlich aufgerauhten Untergrundoberflächen bestätigt diese Annahme und ist in den Abbildung 6.7 bis 6.9 dargestellt.

In der Abbildung 6.7 und 6.8 ist die zeitlichen Verlauf der vertikalen Verschiebung der grenzflächennahen Zone mit unterschiedlich aufgerauhten Untergrundoberflächen bei einer hygri-schen Belastung dargestellt. Dieses geschieht mit Hilfe von zwei Knoten des FE-Netzes, welche sich am rechten Rand des Systems befinden. Dabei ist der eine Knoten der Beschichtung, der andere Knoten dem Untergrund zugeordnet. In der Abbildung 6.7 sieht man deutlich, dass sich beide Knoten gleichmässig verschieben. Hierbei handelt es sich um die Darstellung der Verschiebung der grenzflächennahen Zone mit der mittelstark aufgerauhten Betonoberfläche UGB/M16. Da keine differentielle Verschiebungen zwischen den beiden Knoten sichtbar ist, muss man davon ausgehen, dass der Verbund am Rand zwischen der neu aufgetragenen Beschichtung und dem Untergrund intakt ist, so dass die oben getroffene Annahme bezüglich dem Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 bestätigt ist.

Bei der Darstellung der vertikalen Verschiebung der grenzflächennahen Zone mit der mittel aufgerauhten Betonoberfläche UGB/M16 R2 in der Abbildung 6.8 sieht man deut-

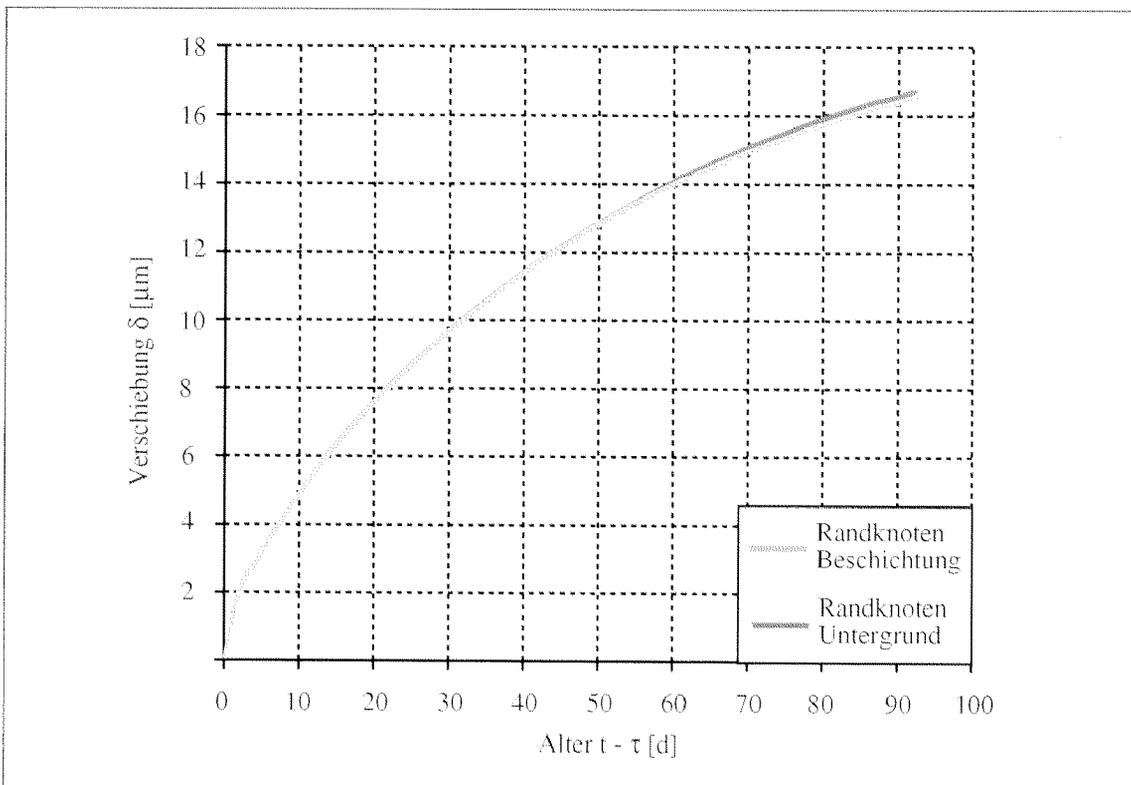


Abb. 6.7: Zeitlicher Verlauf der grenzflächennahen Zone mit einer mittelstark aufgerauhten Untergrundoberfläche UGB/M16, dargestellt durch die beiden Randknoten des FE-Netzes

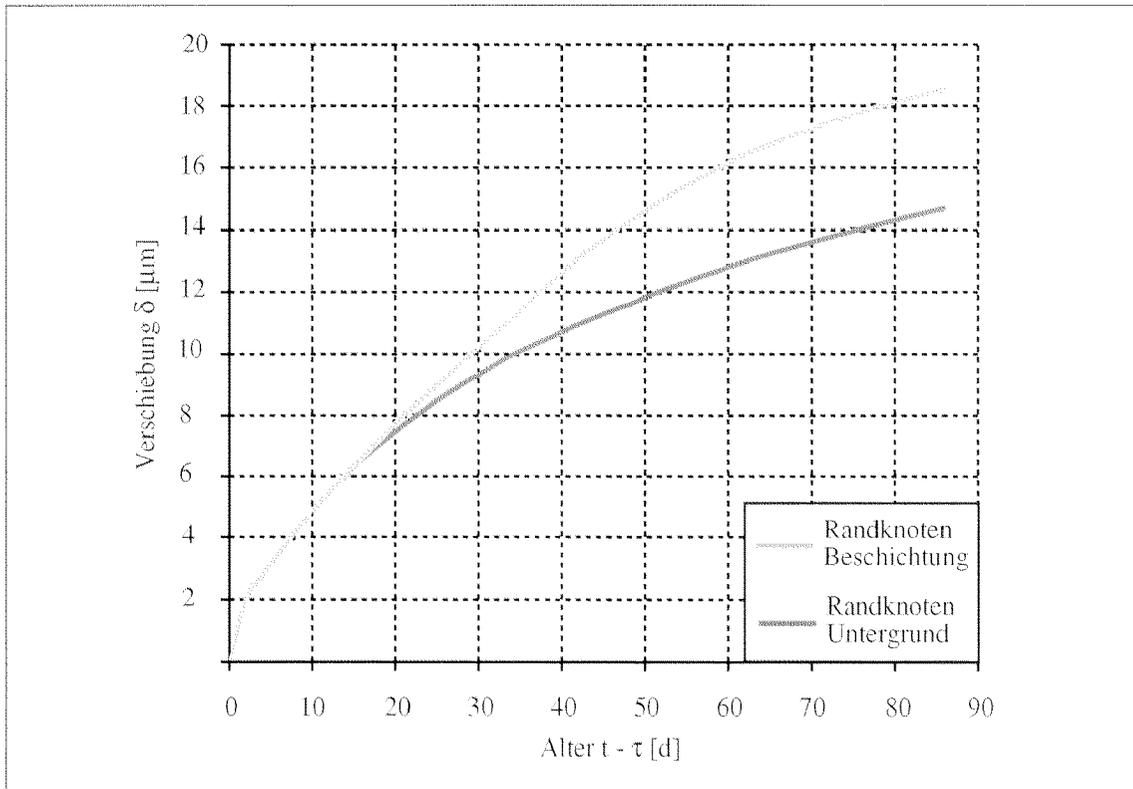


Abb. 6.8: Zeitlicher Verlauf der grenzflächennahen Zone mit einer mittelstark aufgerauten Untergrundoberfläche UGB/M16 R2, dargestellt durch die beiden Randknoten des FE-Netzes

lich, dass sich nach einer Belastungszeit von etwa 20 Tagen die beiden Knoten unterschiedlich verschieben. Diese differentielle Verschiebungen sind auf ein Aufreißen in der grenzflächennahen Zone zurückzuführen; das Ablösen der neu aufgetragenen Beschichtung vom Untergrund hat begonnen. Die Aufrauung der Betonoberfläche des Untergrundes war zu schwach, um einen genügenden Verbund zwischen neuer Beschichtung und Untergrund zu garantieren.

Ein Ausschnitt am Rand des Instandsetzungs- und Schutzsystemes UGB/M16 R2, dargestellt in der Abbildung 6.9, zeigt einen Ausschnitt des verformten FE-Netzes bei unterschiedlichen Trocknungsperioden. In dieser Darstellung kann man sehen, wie sich mit fortschreitender Trocknungszeit die grenzflächennahe Zone des Systems mehr und mehr entfestigt; der Riss sich immer weiter ins Bauteilinnere fortpflanzt, was dann schliesslich zur vollständigen Trennung der beiden Teile führen wird.

Bei der systematischen Untersuchung der grenzflächennahen Zone des Instandsetzungs- und Schutzsystems sind auch im Bauteilinnern Bereiche mit Delaminationen der neu aufgetragenen Beschichtung vom Betonuntergrund festgestellt worden. Dieses Ablösen der Beschichtung ist darauf zurückzuführen, dass die vertikalen Risse, die in der Beschichtung so weit fortgeschritten sind, dass sie auf die grenzflächennahe Zone stossen, in der Lage sind, einen Effekt wie am freien Systemrand zu erzeugen. Aufgrund der ungenügenden Haftung infolge der Aufrauung mittleren Grades kann sich nun wieder ein horizontaler Riss in der grenzflächennahen Zone bilden, der sich mit zunehmender Entfestigung der Verbundzone nach innen schiebt und so die bereits ausgelöste Ablösung der

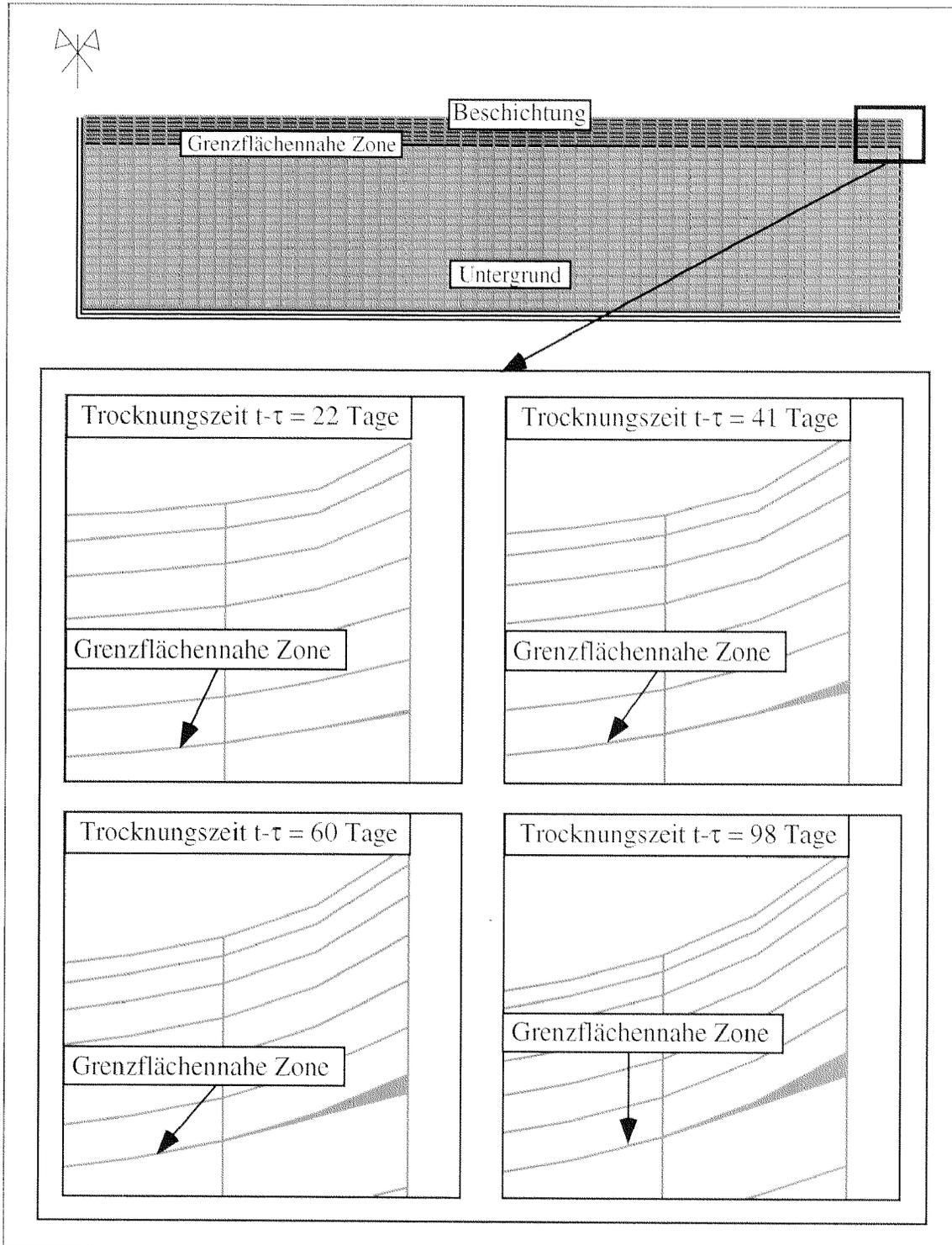


Abb. 6.9: Zunehmende Ablösung der Beschichtung von Betonuntergrund am Rand des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 R2

Beschichtung vom Untergrund am Rand verstärken. Zwei solcher Bereiche innerer Delamination sind in der Abbildung 6.10 dargestellt. Die dargestellten Delaminationen sind bei unterschiedlichen Trocknungsperioden entstanden.

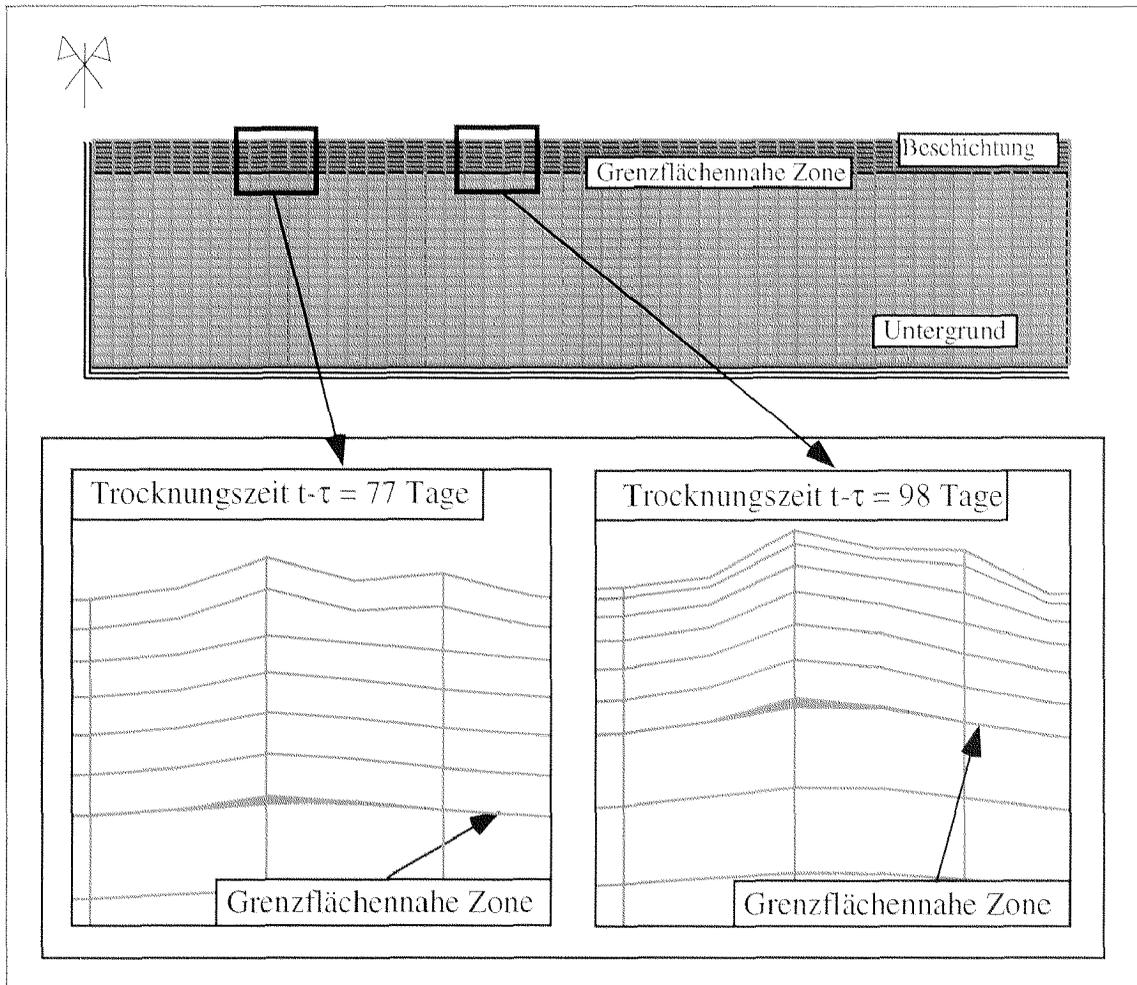


Abb. 6.10: Zunehmende Ablösung der Beschichtung von Betonuntergrund im Inneren des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 R2

6.4 Beispiel der Parameterstudie: Verbesserung des Systems

Aus dem Vergleich der unter dem Kapitel 6.3 angegebenen Ergebnisse über den Einfluss der Untergrundrauigkeit lässt sich zusammenfassen, dass die für die Dauerhaftigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystem notwendigen Kriterien nur zum Teil erfüllt sind. Bei einer ausreichend stark aufgerauten Betonuntergrundoberfläche wird das Ablösen der neu aufgetragenen Beschichtung zwar vermieden, jedoch sind die Rissöffnungen in der Beschichtung derart geöffnet, dass Schadstoffe eindringen können und somit das System erneut geschädigt werden kann. Um das Instandsetzungs- und Schutzsystem zu optimieren, ist schliesslich eine zusätzliche numerische Simulation durchgeführt worden. Dabei wurden für die numerische Simulation die unter dem Kapitel 4 und 5 angegebenen Ergebnisse der Untersuchungsreihe Untergrundbeton für den Untergrund, M8 SF für die Beschichtung sowie UGB/M8 SF für die grenzflächennahe Zone eingegeben. Als Belastung kamen die gleichen hygrischen Bedingungen wie bei den vorigen numerischen Untersuchungen zum Einsatz. Für die hygrischen Parameter der Beschichtung wurden jene der Versuchserie M8 SF D2 - ein Beton, der mit schwindreduzierenden Zusatzmitteln versetzt war - eingesetzt, obwohl bei dieser Versuchserie keine bruchmechanischen Untersuchungen durchgeführt worden sind. Der Einsatz dieser hygrischen Parameter ist insofern gerechtfertigt, da die Untersuchungen der Versuchserie M4 - Mörtel mit schwindreduzierenden Zusatzmitteln - und der Versuchserie UGB/M4 zeigten, dass schwindreduzierende Zusatzmittel einen sehr geringen Einfluss auf die bruchmechanischen Eigenschaften der beschichtungen und keinen Einfluss auf jene der grenzflächennahen Zone besitzen.

Die zeitabhängigen Feuchteprofile bei unterschiedlichen Zeitabständen der Belastung sind in der Abbildung 6.11 zu sehen. Aus dieser Darstellung ergibt sich, dass es kaum Unterschiede zur Feuchteverteilung des Systems mit der Beschichtung M16 gibt (Abb. 6.2). Diese Tatsache ist vor allem darauf zurückzuführen, dass beide Beschichtungsmaterialien ähnliche Diffusionkoeffizienten besitzen. Das Schwindreduktionsmittel zeigt also

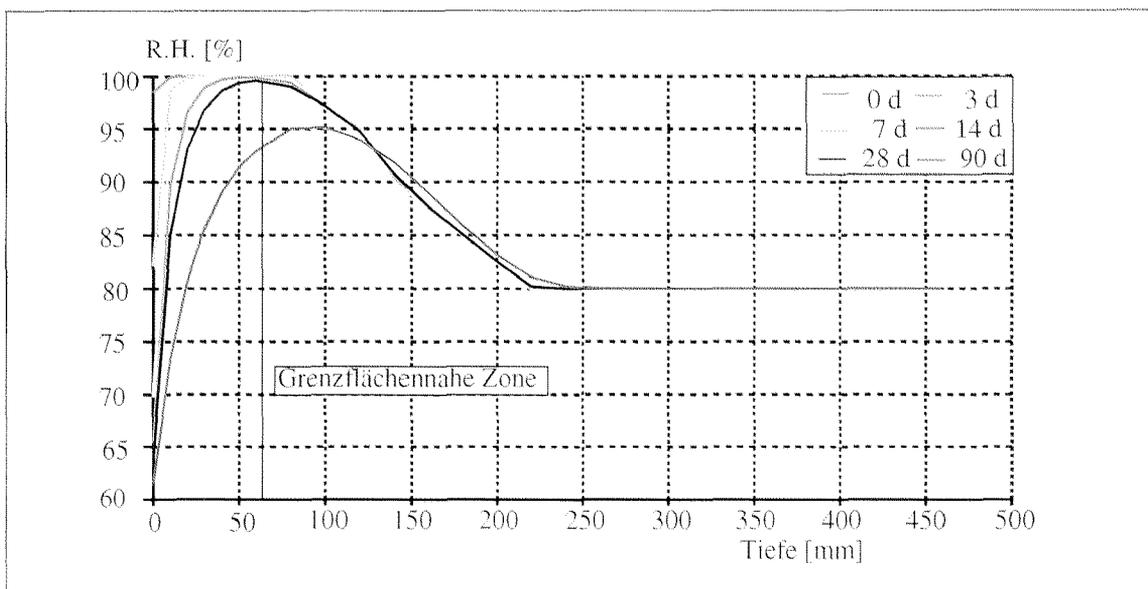


Abb. 6.11: Zeitabhängige Feuchteprofile bei unterschiedlichen Abständen der Belastung beim Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M8 SF D2

seine Wirkung, da die Beschichtung M8 SF D2 von der Zusammensetzung her wesentlich mehr Feuchte verlieren und daher auch mehr schrumpfen müsste als die Beschichtung M16. Bei der Beschichtung M8 SF D2 beträgt der Zementgehalt 425 kg/m^3 und der W/Z-Wert 0.50. Sie hat mehr Zementstein als die Beschichtung M16, deren Zementgehalt und W/Z-Wert 350 kg/m^3 resp. 0.48 betragen.

In der Abbildung 6.12 sind die durch die hygrische Belastung entstandenen maximalen Hauptspannungen bei unterschiedlichen Belastungszeiten zu sehen. Vergleicht man nun die Hauptspannungen der beiden Systeme, so stellt man fest, dass es bezüglich der Entstehung und dem Aufbau der Hauptspannungen in beiden Fällen kaum Unterschiede gibt. In dem verbesserten Instandsetzungs- und Schutzsystem findet auch kein Ablösen der Beschichtung statt. Eine mittelstark aufgeraute Betonuntergrundoberfläche mit ei-

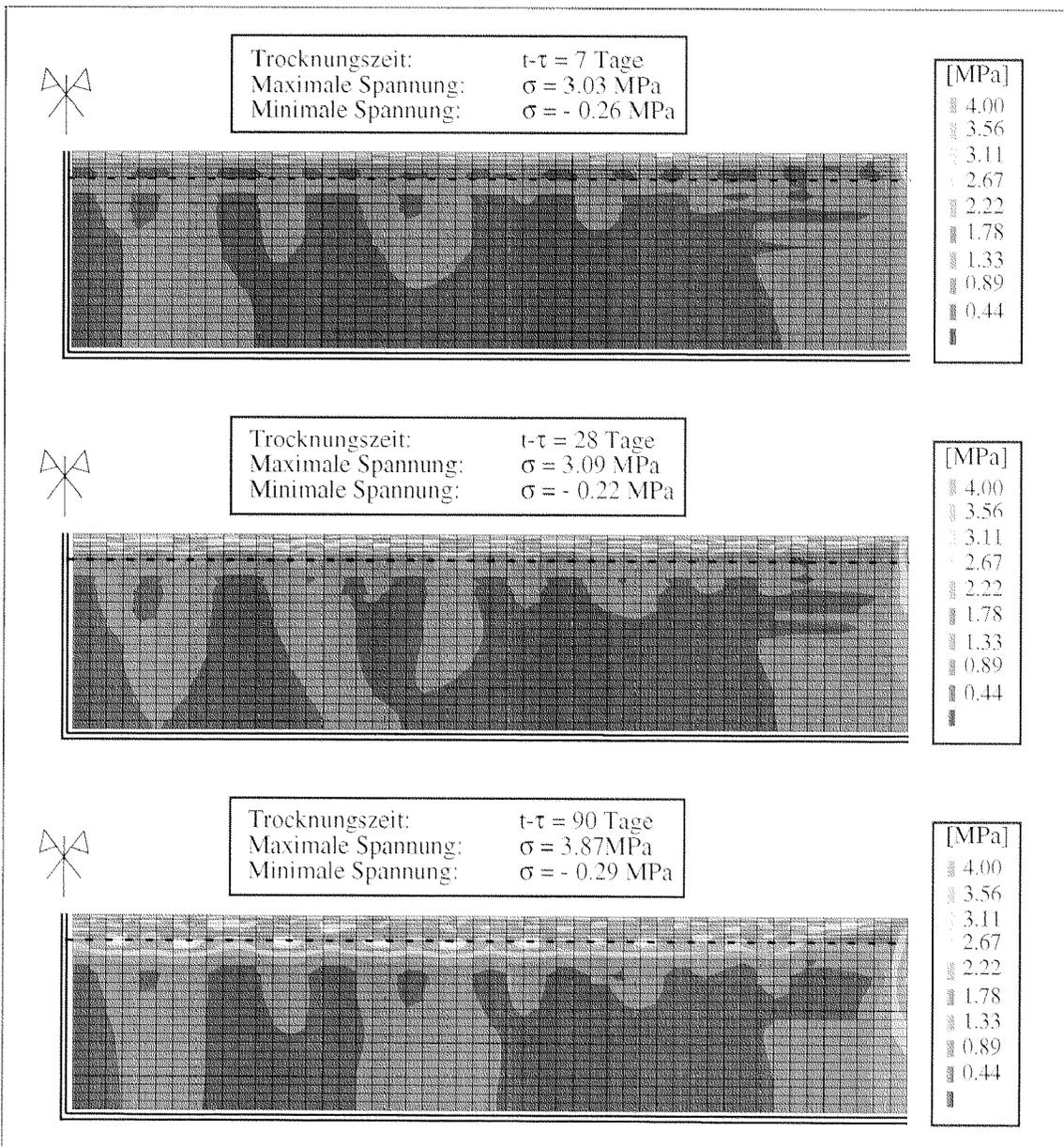


Abb. 6.12: Maximale Hauptspannungen des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M8 SF D2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten.

ner mittleren Rauhtiefe von 3-4 mm und der entsprechenden Verteilung stellt also eine genügende Garantie dar, damit das Ablösen einer neu aufgetragenen Beschichtung von dem hier betrachteten Untergrund vermieden werden kann.

In der Abbildung 6.13 ist die Rissbildung des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M8 SF D2 dargestellt. Der Vergleich mit der Abbildung 6.4, wo die Rissbildung des Systems UGB/M16 dargestellt ist, ergibt, dass bei den einzelnen Trocknungsperioden die Rissöffnungen beim verbesserten System nur etwa ein Drittel der Rissöffnungen des Systems UGB/M16 betragen. Die maximale Rissöffnung im verbesserten Instandsetzungs- und Schutzsystem beträgt nach 90 Tagen Austrocknen lediglich $w = 0.086$ mm. In diesem Fall kann davon ausgehen, dass diese geringe Rissöffnung auf den Zusatz der Stahlfasern zurückzuführen ist. Hätte man der Beschichtung alkalibeständige Kunststofffasern

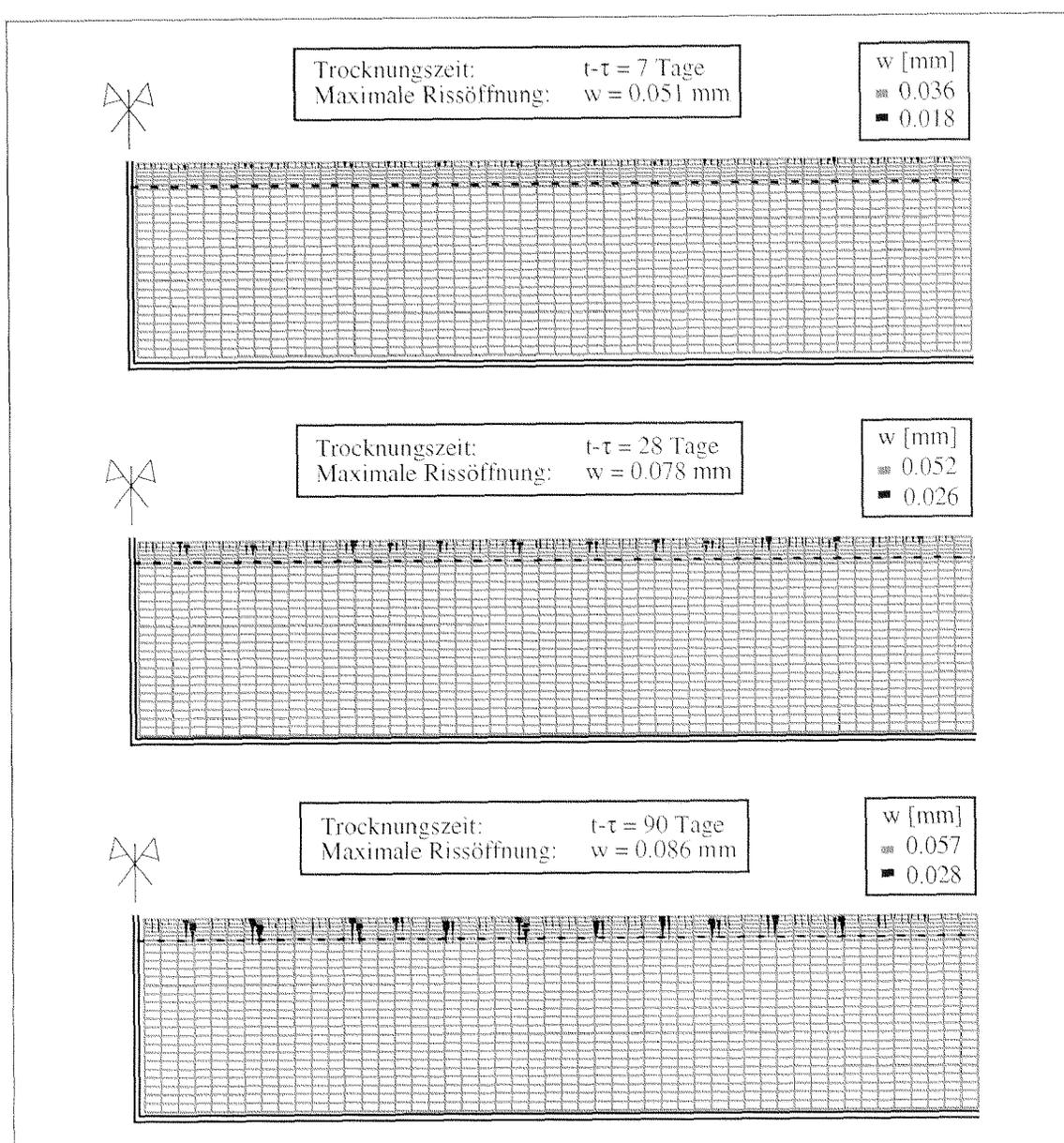


Abb. 6.13: Rissbildung im Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M8 SF D2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten

mit einem hohen E-Modul und einer genügend grossen Bruchdehnung beigegeben, wäre sicher ein ähnliches Ergebnis bei der numerischen Rechnung des Instandsetzungs- und Schutzsystemes herausgekommen. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass eine sorgfältig dimensionierte Beschichtung sowie ein genügend aufgerauhter Betonuntergrund die nötige Dauerhaftigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystems gewährleistet.

Seite Leer /
Blank leaf

7. Folgerungen

Die in dieser Arbeit durchgeführten experimentellen und numerischen Untersuchungen geben Antwort auf die im Kapitel 1 gestellten Fragen:

- Die Mechanik eines Instandsetzungs- und Schutzsystems kann mit Hilfe der nicht linearen Bruchmechanik beschrieben werden. Das System wird durch hygri-sche, thermische und mechanische Einwirkungen belastet. Aus Umfang- und Inhaltsgründen wurde in dieser Arbeit nur die hygri-sch induzierte Belastung betrachtet. Zur Beschreibung der hygri-schen Belastung wurde die nicht lineare Diffusionstheorie angewendet.
- Das massgebende Werkstoffgesetz für die Erfassung der Normalbeanspruchung des Instandsetzungs- und Schutzsystems ist das fiktive Rissmodell nach Hillerborg [Hill 76]. Dieses Werkstoffgesetz lässt sich sowohl für die Beschichtung und den Untergrundbeton als auch für die grenzflächennahen Zone des Instandsetzungs- und Schutzsystems anwenden.
- Die grenzflächennahe Zone des Instandsetzungs- und Schutzsystems wird neben der Normalbeanspruchung auch durch eine Schubbelastung beansprucht. Als Grundlage für die Beschreibung der Schubbeanspruchung dient das Aggregate Interlock Model von Walraven und die durch Rots eingeführte Schubentfestigungsfunktion β [Walr 80, Rots 84].
- Die Werkstoffeigenschaften, die das Verhalten der grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems unter Normalbeanspruchung beschreiben, können mit Hilfe des angepassten Keilspaltversuchs ermittelt werden. Die Bedingungen der grenzflächennahen Zone müssen bei der Durchführung und bei der Auswertung der Versuche berücksichtigt werden.
- Für die Ermittlung der Werkstoffkenngrößen, welche die grenzflächennahe Zone unter Schubbeanspruchung charakterisieren, ist im Rahmen dieser Arbeit eine neue Versuchseinrichtung entwickelt worden. Gleichzeitig konnte bei der Auswertung der Versuche eine neue Entfestigungsfunktion β bestimmt werden. Diese Funktion β ist nur für die grenzflächennahe Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems gültig. Die massgebenden Hauptparameter der Entfestigungsfunktion β sind die mittlere Rauhtiefe R_m sowie die Rauhtiefenverteilung auf der Oberfläche des Betonuntergrundes.
- Bezüglich der bruchmechanischen Kenngrößen der grenzflächennahen Zone unter Normalbelastung können die folgenden Aussagen festgehalten werden:
 - Zunahme der spezifischen Bruchenergie G_f mit zunehmendem Alter
 - Die spezifische Bruchenergie G_f erreicht näherungsweise die gleichen Werte wie diejenige der gleichalterigen Beschichtung nach 90 Tagen Applikationszeit
 - Mit zunehmendem Alter findet man eine Abnahme der Duktilität der Beschichtung bei Gleichbleiben der Duktilität der grenzflächennahen Zone
 - Höhere Duktilität der grenzflächennahen Zone gegenüber derjenigen der Beschichtung und des Untergrundbetons
- Bezüglich der bruchmechanischen Kenngrößen der grenzflächennahen Zone unter Schubbelastung können die folgenden Aussagen festgehalten werden:
 - Die mechanische Verzahnung und Untergrundrauhigkeit ist der entscheidende Faktor für das Bruchverhalten der grenzflächennahen Zone unter Schubbelastung

- Das Entfestigungsverhalten der grenzflächennahen Zone kann über die Schubentfestigungsfunktion β beschrieben werden.
- Die spezifische Bruchenergie G_f^{II} unter Schubbelastung ist näherungsweise 4-5 mal höher als die spezifische Bruchenergie G_f unter Normalbelastung
- Die Zusammensetzung des zementgebundenen Beschichtungsmaterials hat einen Einfluss auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone. Jedoch muss unterschieden werden, ob der Einfluss direkt ist, wie der Fall des verwendeten Grösstkorns oder des Einsatzes von Stahlfasern in der Beschichtung zeigt, oder ob er indirekt ist, wie der Einsatz von schwindreduzierenden Zusatzmitteln deutlich macht. Der Einsatz von Stahlfasern bewirkt eine rechte Steigerung der bruchmechanischen Kenngrößen der grenzflächennahen Zone.
- Als massgebender oberflächentechnologischer Einfluss auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone hat sich die Rauigkeit der Oberfläche des Betonuntergrundes gezeigt. Bei zu schwacher und zu starker Aufrauhung ist die grenzflächennahe Zone eine Schwächung im Instandsetzungs- und Schutzsystem. Die ideale Rauigkeit wird durch Hochdruckwasserstrahlen erreicht und hat eine mittlere Rauhtiefe R_m von 3-4 mm.
- Mit Hilfe des numerischen Modells konnte der Einfluss der grenzflächennahen Zone auf das Instandsetzungs- und Schutzsystem ermittelt werden. Es konnte gezeigt werden, dass bei einer ausreichend aufgerauhten Untergrundoberfläche kein Ablösen der Beschichtung vom Untergrund anzunehmen ist. Bei einer zu schwach aufgerauhten Oberfläche hat das Ablösen der Beschichtung bereits nach einer Trocknungszeit von 20 Tagen begonnen. Der Einsatz von Stahlfasern in der Beschichtung reduziert die Rissöffnung in der Beschichtung um zirka $2/3$.
- Als Folgerung der numerischen Analyse können Kriterien für die Beständigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystems formuliert werden:
 - Keine Delamination der neuen Beschichtung vom Betonuntergrund
 - Die Rissbildung in der Beschichtung ist zulässig, jedoch sollten die Rissöffnungen die maximal zulässige Rissöffnung $w = 0.3$ mm nicht überschreiten.

8. Literaturverzeichnis

- [Albr 67] W. Albrecht, *Erfahrungen mit zementhaltigen Flickmörteln für Betonfahrbahnen*, Strasse und Autobahn, **10**, (1967)
- [Alva 94] A.M. Alvaredo, *Drying Shrinkage and Crack Formation*, Building Materials Report, **5**, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., (1994)
- [Alva 96] A.M. Alvaredo und F.H. Wittmann, *Shrinkage and Cracking of Normal and High Performance Concrete*, High Performance Concrete: Material Properties and Design, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., (1996)
- [AmtB 95] Amt für Bundesbauten, *Baulicher Unterhalt von Bauten und Anlagen im AFB*, Standbericht, Amt für Bundesbauten, (1995)
- [AmtK 93] IP Bau, *Betoninstandsetzen mit System*, Bundesamt für Konjunkturfragen, (1993)
- [AmtS 93] Bundesamt für Strassen: *Untersuchungsbericht Betonabtrag durch Hochdruckwasserstrahlen*, Bundesamt für Strassenbau, Bern (1993)
- [Baža 80] Z.P. Bažant and P. Gambarova, *Rough Cracks in Reinforced Concrete*, ASCE Journal of Structural Division, **106 (4)**, 819-842, (1980)
- [Baža 82] Z.P. Bažant, *Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete*, Creep and Shrinkage in Concrete Structures, Wiley, London, 163-256, (1982)
- [Baža 86] Z.P. Bažant and P.A. Pfeiffer, *Shear Fracture Tests of Concrete*, Materials and Structures, **19**, 111-121, (1986)
- [BdDZ 92] Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, *Instandsetzen von Stahlbetonoberflächen*, 5. Auflage, Beton-Verlag GmbH, Düsseldorf, (1992)
- [Bije 94] J. Bijen und T.Salet, *Adherence of Young Concrete to Old Concrete - Development of Tools for Engineering*, Adherence of Young and Old Concrete, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 1 - 24, (1994)
- [Bisl 88] H. Bisle, *Betonsanierungssysteme - praxiserprobt -*, Produktbezogene Arbeitsverfahren im Hoch- und Tiefbau, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, (1988)
- [Bles 90] B. Blessohl, *Zur numerischen Berechnung der Auswirkungen des Kriechens und Schwindens auf Betonverbundtragwerke*, Dissertation RWTH Aachen, (1990)
- [Brüh 88] E. Brühwiler, *Bruchmechanik von Staumauerbeton unter quasi-statischer und erdbebedynamischer Belastung*, These No. **739**, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, (1988)
- [Bufl 59] H. Bufler, *Einige strenge Lösungen für den Spannungszustand in ebenen Verbundkörpern*, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, **39**, (1959)

- [Carp 91] A. Carpinteri and S. Swartz, *Mixed-Mode Crack Propagation in Concrete*, Fracture Mechanics Test Methods for Concrete, RILEM Report 5, Chapman and Hall, 129-199, (1991)
- [Cife 94] P. Ciferri, *Shrinkage Compensated Mortars: An Approach to Concrete Structural Repair*, Adherence of Young and Old Concrete, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 129-140, (1994)
- [Clel 86] D. Cleland, M. Nadieri and A. Long, *Bond Strength of Patch Repair Mortars for Concrete*, Adhesion between Polymers and Concrete, Chapman and Hall, (1986)
- [DAfS 92] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen*, Beuth-Verlag GmbH, Berlin und Köln, Teil 1 und 2 (1990), Teil 3 (1991), Teil 4, (1992)
- [DIAN 96] DIANA, *Users Manual Release 6.1*, Diana Analysis BV, Delft, Niederlande, (1996)
- [Dull 79] F.A. Dullien, *Porous Media-Fluid Transport and Pore Structures*, Academic Press, San Diego, (1979)
- [Fieb 87] M. Fiebrich, *Zur Adhäsion zwischen polymeren Bindemitteln und Beton unter besonderer Berücksichtigung von Wassereinwirkung*, Dissertation RWTH Aachen, (1987)
- [Fieb 94] M. Fiebrich, *Scientific Aspects of Adhesion Phenomena in the Interface Mineral Substrate-Polymers*, Adherence of Young and Old Concrete, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 25-58, (1994)
- [FIPC 82] FIP Commission Préfabrication, *Shear at the Interface of Precast and In Situ Concrete*, Fédération Internationale de précontrainte, (1982)
- [Floh 94] C. Flohrer, *Die Anwendung von kunststoffmodifiziertem Spritzbeton/-mörtel*, Betoninstandsetzung 1994, 3. Fachtagung über Betoninstandsetzung, Herausgeber W. Lukas und W. Kusterle, TU Berlin, (1994)
- [Fram 95] Proceedings FRAMCOS II-III, Aedificatio Verlag, Freiburg i.Br., (1995, 1998)
- [Fran 86] L. Franke und R.D. Böttcher, *Struktur und Eigenschaften polymermodifizierter Zementmörtel*, Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, 2. Internationales Kolloquium Technische Akademie Esslingen, 251-265, (1986)
- [Gera 96] B. Gerard, *Contribution des couplages mécanique - chimie: Transport à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs*, Thèse de doctorat, ENS Cachan, Université de Paris VI, (1996)
- [Gerd 96] A. Gerdes, *Wechselwirkung zementgebundener Werkstoffe mit Wasser*, Zementgebundene Beschichtungen in Trinkwasserbehältern, WTA-Schriftenreihe, 12, Aedificatio Verlag, Freiburg i.Br., 9-25, (1996)

- [Gerd 97] A. Gerdes und F.H. Wittmann, *Oberflächenschutzsysteme für das Erstellen von hochbeständigen Betonkonstruktionen*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., **3**, 515-534, (1997)
- [Grab 91] E.J. Graboczi and D. Bentz, *Digital Simulation of the Aggregate-Cement Paste Interfacial Zone in Concrete*, Journal of Material Research, **6**, 196-211, (1991)
- [Grüb 86] P. Grübel, D. Jungwirth E. Beyer, *Dauerhafte Betonbauwerke*, Beton-Verlag, Düsseldorf, (1986)
- [Haar 91] P. Haardt, *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*, Schriftenreihe des Institutes für Massivbau und Baustofftechnologie, TU Karlsruhe, (1991)
- [Hass 87] M. Hassanzadeh, A. Hillerborg and F. Zhou, *Tests of Material Properties in Mixed-Mode I and II*, Preproceedings SEM-RILEM International Conference of Fracture of Concrete and Rock, SEM, Bethel, CT, 353-365, (1987)
- [Hill 76] A. Hillerborg, M. Modéer und P.-E. Petersson, *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements*, Cement and Concrete Research, **6**, 773-782, (1976)
- [Hille 76] B. Hillemeier, *Bruchmechanische Untersuchungen des Rissfortschrittes in zementgebundenen Werkstoffen*, Dissertation, Universität Karlsruhe, (1976)
- [Hils 81] H.K. Hilsdorf und H.W. Belli, *Einfluss der Haftbrücken auf die Haltbarkeit von Ausbesserungen mit Zementmörtel*, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, **342**, 47-90, (1981)
- [Hils 94] H.K. Hilsdorf, M. Günter and P. Haardt, *Fracture Mechanics Applications of Concrete Repair Systems and Protection Systems*, Adherence of Young on Old Concrete, Aedificatio Verlag, Freiburg i.Br., 83 - 95, (1994)
- [Hube 85] G. Huber, *Teilweise kunststoffgebundene Zementfertigmörtel mit MHK*, Bundesministerium für Bauten und Technik, **270**, Wien, (1985)
- [Jaco 94] F. Jacobs, *Permeabilität und Porengefüge zementgebundener Werkstoffe*, Building Materials Report, **7**, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., (1994)
- [Jawe 78] I. Jawed and J. Skalny, *Alkalies in Cement: A Review - Effects of Alkalies on Hydration and Performance of Portland Cement*, Cement and Concrete Research, **8**, 37-51, (1978)
- [Kauf 71] N. Kaufmann, *Das Sandflächenverfahren*, Strassenbautechnik 24, **3**, 131-135, (1971)
- [Kell 92] T. Keller, *Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken, Transportmechanismen - Auswirkungen von Rissen*, Disertation No. **9605**, ETH Zürich, (1992)
- [Keus 89] W. Keuser and J.C. Walraven, *Fracture of Plain Concrete under Mixed-Mode Conditions*, Fracture of Concrete and Rock - Recent Developments, Elsevier Applied Science Publishers, London/New York, 625- 632, (1989)

- [Klop 74] H. Klopfer, *Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen*, Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, (1974)
- [Klop 86] H. Klopfer, *Eigenspannungen und ihre Folgen*, Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, 2. Internationales Kolloquium Technische Akademie Esslingen, 63 - 77, (1986)
- [Knöf 75] D. Knöfel, *Stichwort Baustoffkorrosion*, Bauverlag GmbH, Berlin, (1975)
- [Kren 80] K. Krenkler, *Chemie des Bauwesens, Band 1: Anorganische Chemie*, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, (1980)
- [Lets 81] R. Letsch und R. Springenschmid, *Untersuchungen über das Ablösen von Kunstharzbeschichtungen auf Betondecken*, Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, **342**, (1981)
- [Litr 72] G.G. Litran, *Phase Transitions of Adsorbates IV: Mechanism of Frost Action in Hardened Cement Paste*, Journal of American Ceramic Society 55, **1**, 38-42, (1972)
- [Lunk 97] P. Lunk, *Kapillares Eindringen von Wasser und Salzlösungen in Beton*, Building Materials Report, **8**, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., (1997)
- [Mart 95] G. Martinola and F.H. Wittmann, *Application of Fracture Mechanics to Optimize Repair Mortar Systems*, Proceedings FRAMCOS II, Aedificatio Verlag, Freiburg i.Br., (1995)
- [Mart 96] G. Martinola, H. Sadouki und F.H. Wittmann, *Numerisches Modell zur Beschreibung der Eigenspannungen und der Rissbildung in Beschichtungssystemen*, 4. Internationales Kolloquium für Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 393-408, (1996)
- [Mart 97] G. Martinola, L. Trausch und H. Sadouki, *The Ring Test for Optimizing Low Shrinkage Concrete*, High Performance of Cement-Based Materials, RILEM -WTA Seminar Sept.1997, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., (1997)
- [Mart 98] G. Martinola and H. Sadouki, *Numerical Model to Prevent Shrinkage Induced Cracking in Repair Systems*, Durable Reinforced Concrete Structures, 5th International Workshop on Material Properties and Design, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 161-190, (1998)
- [Mart 99] G. Martinola, *Entwicklung zuverlässiger zementgebundener Beschichtungen auf Beton*, Schlussbericht KTI-Projekt 2887.1, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, (1999)
- [Maso 96] J.C. Maso, *Influence of the Interfacial Transition Zone on Composite Mechanical properties*, Rilem Report 11: Interfacial Transition Zone in Concrete, 103-116, (1996)
- [Menn 92] C. Menn, P. Brenni, T. Keller, L. Pellegrinelli, *Verbindung von altem und neuem Beton*, Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich, **193**, Birkhäuser Verlag (1992)

- [Mier 97] J.G.M. van Mier, *Fracture Processes of Concrete*, CRC Press New York London Tokyo, (1997)
- [Mind 88] S. Mindess, *Bonding in Cementitious Composites: How important is it?*, Materials Research Society Symposium Proceedings, **114**, 3-10, (1988)
- [Nadi 86] M. Nadieri, D. Cleland and A. Long, *In Situ Test Methods for Repaired Concrete Structures*, Adhesion between Polymers and Concrete, Chapman and Hall, (1986)
- [Noor 92] M.B. Nooru-Mohamed, *Mixed-Mode Fracture of Concrete: An Experimental Approach*, Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, (1992)
- [Pete 81] P.-E. Petersson, *Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials*, Report TVBM-1006, Lund Institute of Technology Sweden, (1981)
- [Podv 74] A.M. Podvalnyi, *Phenomenological Aspect of Concrete Durability Theory*, Materials and Structures 9, **51**, 151-162, (1974)
- [Prui 88] A.F. Pruijssers, *Aggregate Interlock and Dowel Action under Monotonic and Cyclic Loading*, Ph.D Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, (1988)
- [Rech 95] A. Rechsteiner, *Grundlagen und Einsatz der Höchstdruckwasserstrahltechnik*, Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., **1**, 177-191, (1995)
- [Rehm 77] G. Rehm, P. Diem und R. Zimbelmann, *Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, **283**, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, (1977)
- [Rein 89] H. Reinhardt, H. Cornelissen and D. Hordijk, *Mixed Mode Fracture Tests on Concrete*, Fracture of Concrete and Rock, Springer Verlag, New York, 119-130, (1989)
- [Ried 66] E. Riedel, *Die Schälfestigkeit nach der Druckknopftheorie*, Galvanotechnik **57**, 579-589, (1966)
- [RILE 91] RILEM Rapport No.5, *Fracture Mechanics Test Methods for Concrete*, ed. by S.P. Shah and A. Carpintieri, Chapman and Hall, (1991)
- [RILE 92] RILEM; *Determination of the Specific Fracture Energy and Strain Softening of AAC*, Technical Recommendation AAC 13.1, (1992)
- [Rost 88] F.S. Rostasy und M. Laube, *Verformungsverhalten und Eigenspannungsbildung von jungem Beton*, Forschungsbericht Ro 288/22-1, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, (1988)
- [Rots 84] J.G. Rots, G. Kusters and P. Nauta, *Variable Retention Factor for the Shear Resistance of Cracked Concrete*, TNO-Report BI-84-33/68.8.2001, Rijswijk, The Netherlands, (1984)

- [Rupp 97] M. Ruppert, *Experimentelle Untersuchungen des Spannungszustandes der grenzflächennahen Zone im System Alt/Neubeton*, Diplomarbeit am Institut für Baustoffe der ETH Zürich, (1997)
- [Ruth 93] J. Ruth, *Werkstoffverhalten in Grenzflächenbereichen der Tragelemente von Bauwerken*, Dissertation, Institut für Tragwerksentwurf und -konstruktion, Universität Stuttgart, (1993)
- [Sass 83] H.R. Sasse and M.H. Fiebrich, *Bonding of Polymer Materials to Concrete*, Materials and Structures, **16**, (1983)
- [Sato 96] A. Sato, *Betonergänzungsschichten mit extrem hoher Verbundfestigkeit*, Braunschweiger Bauseminar 1996, Heft 126 des iBMB der TU Braunschweig, 281-292 (1996)
- [Schä 96] H.G. Schäfer, K. Block und R. Dell, *Oberflächenrauheit und Haftverbund*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, **456**, 75-94, (1996)
- [Scho 91] H. Schorn, *Betone mit Kunststoffen und anderen Instandsetzungsbaustoffen*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, (1991)
- [Schr 86] M. Schröder, *Praktische Erfahrung mit faserverstärkten Mörteln bei der Betoninstandsetzung und Bauwerksabdichtung*, Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, 2. Internationales Kolloquium Technische Akademie Esslingen, 213-224, (1986)
- [Schu 84] R.-R. Schulz, *Beton als Beschichtungsuntergrund - Über die Prüfung des Festigkeitsverhaltens von Betonoberflächen mit dem Abreissversuch*, Dissertation RWTH Aachen, (1984)
- [Schw 72] B. Schwarz, *Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffe*, Gesundheitsingenieur **93**, 206-211, (1972)
- [Scri 88] K. Scrivener and E.M. Gartner, *Microstructural Gradients in Cement Paste around Aggregate Particles*, Bonding in Cementitious Composites, Materials Research Society, Pittsburgh, PA, **114**, 77-89, (1988)
- [Setz 94] M.J. Setzer und R. Auberg, *Frost-Tausalz-Widerstand von Betonpflastersteinen*, Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität-Gesamthochschule Essen, (1994)
- [Shah 92] S.P. Shah, M. Karaguler and M. Sarigaphuti, *Effects of Shrinkage-Reduced Admixtures on Restrained Shrinkage Cracking of Concrete*, ACI Materials Journal, **89**, 289-295, (1992)
- [SIA 96] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, *Erhaltung von Bauwerken*, SIA Norm 469, (1996)
- [SIA 97] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, *Erhaltung von Betontragwerken*, SIA Norm 162/5, (1997)
- [Slow 95] V. Slowik, *Beiträge zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Materialparameter von Beton*, Building Materials Report, **4**, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., (1995)

- [Stoc 81] N. Stockhausen, *Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahmen und Eisbildung*, Dissertation TU München, (1981)
- [Stru 88] L. Strubel, *Microstructure and Fracture at the Cement Paste-Aggregate Interface*, Materials Research Society Symposium Proceedings, **114**, 11-20, (1988)
- [Stut 92] B. Stutz, *Verbesserung von Reparaturmörteln*, Forschungsauftrag, **89/88**, Bundesamt für Strassenbau, Bern (1992)
- [Trau 96] J.-L. Trausch und F.H. Wittmann, *Einfluss der Grenzfläche auf das Haftvermögen zementgebundener Beschichtungen*, 4. Internationales Kolloquium für Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 409-425, (1996)
- [Trau 98] J.-L- Trausch, *Surface Roughness and Adherence*, Durable Reinforced Concrete Structures, 5th International Workshop on Material Properties and Design, Aedificatio Verlag, Freiburg i. Br., 191-204, (1998)
- [Trau 99] J.-L. Trausch, *Hygro-mechanisches Verhalten von zementgebundenen Werkstoffen*, Forschungsbericht über die Wirksamkeit von Schwindreduktionsmittel SikaControl®-40, Institut für Baustoffe, ETH Zürich, (1999)
- [Trun 99] B. Trunk, *Einfluss der Bauteilgrösse auf die bruchmechanischen Parameter von Stauwandbeton*, Dissertation No. **13013**, ETH Zürich, (1999)
- [Wall 88] J.S. Wall and N.G. Shrive, *Factors Influencing Bond between New and Old Concrete*, ACI Materials Journal March-April, (1988)
- [Walr 80] J.C. Walraven, *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*, Ph.D Thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, (1980)
- [Walr 87] J.C. Walraven and W. Keuser, *The Shear Retention Factor as a Compromise between Numerical Simplicity and Realistic Material Behaviour*, Darmstadt Concrete, **2**, 221-234, (1987)
- [Walr 90] J. Walraven, *Über den kraftschlüssigen Verbund von Beton unterschiedlichen Alters und unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit der Verbundfuge*, VDI-Gesellschaft Bautechnik, Betonverbund, Kraftschlüssige Ergänzung von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen, Tagung Nürnberg, (1990)
- [Witt 77] F.H. Wittmann, *Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, **290**, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, Berlin, (1977)
- [Witt 89] X. Wittmann, H. Sadouki und F.H. Wittmann, *Numerical Evaluation of Drying Test Data*, Proceedings 10th International Conference on Structure Mechanics in Reactor Technology, **H**, 71-79, (1989)

- [Witt 93] F.H. Wittmann, *Feuchtigkeitsgehalt und Feuchtigkeitstransport in zementgebundenen Werkstoffen*, Feuchtigkeit in Baustoffen und Bauteilen - Feuchttag, Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Prüfung e.V., Herausgeber H. Wiggenhauser, H.S. Müller, N. Girlich, Berlin, 9 - 22 (1993)
- [Witt 94] F.H. Wittmann and T. Müller, *Adherence and Fracture Energy*, Adherence of Young on Old Concrete, Aedificatio Verlag, Freiburg i.Br., 83 - 95, (1994)
- [Witt 96] F.H. Wittmann, *Zur hydrolytischen Korrosion zementgebundener Werkstoffe*, Zementgebundene Beschichtungen in Trinkwasserbehältern, WTA-Schriftenreihe, **12**, Aedificatio Verlag, Freiburg i.Br., 27-51, (1996)
- [Witt 99] F.H. Wittmann, *Verformung und Versagen von Beton*, Vorlesung der Abt. II, 7. Semester, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, (1999)
- [Yoon 89] Yoon Woo-Hyun, *Untersuchung der temperatur- und feuchtebedingten Spannungsverhältnisse im Bereich von Instandsetzungen bei massiven Betobauten*, Dissertation RWTH Aachen, (1989)
- [Zhu 93] B.Y. Zhu, *Faserbeton mit Polyacrylnitrilfasern*, Dissertation vom Fachbereich Bauingenieurwesen der Technischen Hochschule Darmstadt, (1993)
- [Zism 63] W.A. Zisman, *Adhesion*, Industrial and Engineering Chemistry **55**, **1**, 19-38, (1963)
- [ZTV 90] Der Bundesminister für Verkehr, *Zusätzliche technische Vorschriften für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen ZTV-SIB 90*, Bund/Länder-Fachausschuss Brücken- und Ingenieurbau, Verkehrsblatt-Verlag Dortmund, (1990)

9. Anhang

9.1 Symbolverzeichnis

Lateinische Buchstaben

A	Wasseraufnahmekoeffizient
B	Wassereindringkoeffizient
CEM I 42.5	Portlandzement gemäss Norm SIA 215.001
d	Durchmesser der Sandfläche (Sandflächenmethode)
δ	Verschiebung
D(h)	Hygrischer Diffusionskoeffizient
d_{\max}	maximales Grösstkorn
E	E-Modul
E_a	E-Modul Zuschlag
E_b	E-Modul Zementstein
E_c	E-Modul Kontaktzone Zuschlag-Zementstein
f_{bt}	Biegezugfestigkeit zementgebundener Werkstoffe
f_c	Druckfestigkeit zementgebundener Werkstoffe
F_{sp}	Spaltkraft beim Keilspaltversuch
f_{st}	Querzugfestigkeit zementgebundener Werkstoffe
f_t	Zugfestigkeit zementgebundener Werkstoffe
$f_{t,a}$	Zugfestigkeit Zuschlag
$f_{t,b}$	Zugfestigkeit Kontaktzone Zuschlag-Zementstein
$f_{t,c}$	Zugfestigkeit Zementstein
f_{II}	Haftzugfestigkeit grenzflächennahe Zone
$f_x(x)$	log-Normalverteilung
$F_x(x)$	Integrale Häufigkeitsverteilung
G_f	spezifische Bruchenergie unter Normalbeanspruchung
G_f^{II}	spezifische Bruchenergie unter Schubbeanspruchung
h	relative Feuchte
h_0	relative Luftfeuchtigkeit bei 100%
H_F	Transferkoeffizient von der Oberfläche

J	Wasserdurchgang pro Fläche
k	Kotangente der Steigung der Isotherme
K/Z	Kunststoffzementwert
l	Länge
l_{ch}	charakteristische Länge
l_{krit}	kritische Probenlänge
m_w	flächenbezogene Wasseraufnahmemenge
P	Normalkraft
π	Pi
p	Porosität
P_S	Schubkraft
p_t	Druck
r	mittlerer Radius
R	Rauhtiefe mit Sandflächenmethode
R_K	Kapillarradius
R_m	mittlere Rauhtiefe
R_p	Maximale Profilkuppenhöhe
s_1	Dehnungsentfestigungsparameter (Spannung)
$s_{1,l}$	Dehnungsentfestigungsparameter (Spannung) der grenzflächennahen Zone
s_m	Standardabweichung der Rauhtiefen
t	Alter
V	Volumen bei der Sandflächenmethode
w	Feuchtigkeitsgehalt
w(h)	Desorptionsisotherme
W/Z	Wasserzementwert zementgebundener Werkstoffe
w_1	Dehnungsentfestigungsparameter (Rissöffnung)
$w_{1,l}$	Dehnungsentfestigungsparameter (Rissöffnung) der grenzflächennahen Zone
w_2	Dehnungsentfestigungsparameter (Rissöffnung)
$w_{2,l}$	Dehnungsentfestigungsparameter (Rissöffnung) der grenzflächennahen Zone

W_B	Brucharbeit
w_c	kritischen fiktiven Rissöffnung w_c
w_e	verdampfbarer Feuchtigkeitsgehalt
w_i	Rissöffnung
w_n	Verschiebung normal zur Rissoberfläche
w_s	Gleitöffnung
w_t	Verschiebung tangential zur Rissoberfläche
x	Ortskoordinate

Griechische Buchstaben

α_{sh}	Hygrischer Ausdehnungskoeffizient
α_{th}	Thermischer Ausdehnungskoeffizient
β	Schubfestigungsfaktor
δ	Verschiebung
Δm	Wassermassenverlust
ε	Dehnung
ε_{nn}	Dehnung normal zur Rissoberfläche
ε_{sh}	Schwindverformung
$\varepsilon_{sh\infty}$	Endschwindwert
Γ	Oberfläche
γ_{nt}	Dehnung tangential zur Rissoberfläche (Gleiten)
φ	Kontaktwinkel Quecksilber/Beton
λ	Permeabilität des zementgebundenen Werkstoffes
ν	Poissionzahl
π	Pi
ρ	Rohdichte
σ	Zug- oder Druckspannung
$\sigma(w)$	Dehnungsentfestigungsfunktion
σ_{nn}	Spannung normal zur Rissoberfläche
σ_{nt}	Spannung tangential zur Rissoberfläche
σ_S	Oberflächenspannung vom Wasser
σ_x	Normalspannungen in x-Richtung im Instandsetzungssystem

σ_y	Normalspannungen in y-Richtung im Instandsetzungssystem
τ	Messbeginn
$\tau_{1/2}$	Halbwertszeit
τ_b	Verbundspannung
τ_{ct}	Haftschubfestigkeit
τ_{xy}	Schubspannungen im Instandsetzungssystem
Ψ_k	Wasserkapazität
Ψ_s	Gesamtporosität

Chemische Abkürzungen

Al_2O_3	Aluminiumoxid
C-S-H	Calciumsilikathydrat (Hydratationsprodukt)
C_2S	Bicalciumsilikat
C_3A	Tricalciumaluminat (Klinkerkomponente des Zementes)
C_3S	Tricalciumsilikat
C_4AF	Tetracalciumaluminatferrit
CaO	ungelöschten Kalk
CEM I 42.5	Portlandzement gemäss Norm SIA 215.001
CH	Kalkhydrate
Fe_2O_3	Eisenoxid
Hg	Quecksilber
K_2O	Kaliumoxid
Na_2O	Natriumoxid
SiO_2	Kieselsäure

9.2 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Typisches Beispiel der Schädigung einer Betonoberfläche. Trotz genügender Überdeckung ist die Bewehrung durch Chlorideinwirkung korrodiert. Die Abplatzungen sind das Resultat der fortgeschrittenen Korrosion.	2
Abb. 1.2:	Schematische Darstellung eines Stahlbetonbauteils mit einer von der tragenden Konstruktion getrennten zementgebundenen Schutzschicht	4
Abb. 1.3:	Schematische Darstellung eines Stahlbetonbauteils bei einer Instandsetzung mit der Wiederherstellung des Verbundes und der Schutzschicht	5
Abb. 1.4:	Schematische Darstellung des durch das Austrocknen der neu aufgetragten Betonbeschichtung bedingten Spannungszustandes im Instandsetzungs- und Schutzsystem nach Haardt [Haar 91]	6
Abb. 2.1:	Typisches Schadensbild infolge Korrosion von zementgebundenen Werkstoffen	10
Abb. 2.2:	Schematische Darstellung der gleichmässigen Korrosion durch die Carbonatisierung des Betons (A = Anode, K = Kathode) [Kell 92]	11
Abb. 2.3:	Typisches Schadensbild infolge Korrosion der Stahlbewehrung	12
Abb. 2.4:	Schematische Darstellung des Einflusses des W/Z-Wertes auf die Carbonatisierungstiefe d_c von zementgebundenen Werkstoffen	12
Abb. 2.5:	Schematische Darstellung des Einflusses der relativen Luftfeuchtigkeit auf die Carbonatisierungsgeschwindigkeit v_c	13
Abb. 2.6:	Schematische Darstellung der Lochfrasskorrosion durch Chlorideindringen in den Beton (A = Anode, K = Kathode) [Kell 92]	13
Abb. 2.7:	Spannungsverteilung und Rissbildung in einem austrocknenden Verbundsystem Beschichtung und Untergrundbeton	17
Abb. 2.8:	Schematische Darstellung der Spannungen im Instandsetzungs- und Schutzsystem ohne Quilldehnung (a.) und mit Quilldehnung (b.) des Betonuntergrundes	22
Abb. 2.9:	E-Modul der Beschichtungen in Abhängigkeit vom Kunststoffgehalt [Fran 86, Haar 91, Scho 91]	24
Abb. 2.10:	Veränderung von Druck- und Zugfestigkeiten in Abhängigkeit vom Kunststoffgehalt	25
Abb. 2.11:	Schematische Darstellung der geometrischen a.), der wahren b.) und der effektiven Oberflächen c.) im Kontaktbereich	29
Abb. 2.12:	Unebenheiten im mikroskopischen und submikroskopischen Bereich	30

Abb. 2.13: Ungenügender Formschluss zwischen Beschichtung und Untergrund	32
Abb. 2.14: Summenlinie der Rauhtiefen (links) und Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit der Verfahren (rechts) nach [Sato 96]	33
Abb. 2.15: Rauhtieftiefe nach Kaufmann [Kauf 71]	34
Abb. 2.16: Maximale Profilkuppenhöhe R_p nach [Schä 96]	35
Abb. 2.17: Abnahme der Rauhtiefe durch Verschmutzung	37
Abb. 3.1: Zuordnung der unterschiedlichen Gefügniveaus	40
Abb. 3.2: Schematische Darstellung des Verhaltens der Zementgelpartikel bei unterschiedlichen relativen Luftfeuchten nach [Witt 77]	41
Abb. 3.3: Schematische Darstellung der zwei unterschiedlichen Kontaktstellen zwischen den Gelteilchen nach [Witt 77]	41
Abb. 3.4: Mechanische Werkstoffeigenschaften der Betonkomponenten auf Mesoebene	42
Abb. 3.5: Mechanische Werkstoffeigenschaften der Stahlbetonkomponenten auf Makroebene	43
Abb. 3.6: Feuchtigkeitsverteilung bei unterschiedlichen Trocknungszeiten (A) und schematische Darstellung des Schwindvorgangs (B) nach Bažant [Baža 82]	44
Abb. 3.7: Schematische Darstellung der Porengeometrie eines zementgebundenen Werkstoffes	45
Abb. 3.8: Beispiel der Porengrößenverteilung eines Betons mit einem $W/Z = 0.50$	46
Abb. 3.9: Schematische Darstellung der theoretischen, scharfen und einer tatsächlichen Wasserfront bei einem Aufsaugversuch [Lunk 97]	48
Abb. 3.10: Schematische Darstellung des Zementsteingefüges in der Nähe der Grenzfläche [Rehm 77]	50
Abb. 3.11: Porosität als Funktion des Abstandes zur Kontaktzone laut [Grab 91]	51
Abb. 3.12: Die drei unterschiedlichen Bruchmechanismen [Witt 99]	57
Abb. 3.13: Parameter des fiktiven Rissmodells nach Hillerborg [Hill 76]	58
Abb. 3.14: Zuordnung der unterschiedlichen Bruchprozesszonenbereiche [Mier 97]	59
Abb. 3.15: Spannungsverteilung an der Risspitze [Trun 99]	60
Abb. 3.16: Wirkungsweise der zusätzlichen Rissüberbrückung bei Faserbeton oder -mörtel [Mier 97]	61

Abb. 3.17: Risswachstum unter Mode II Beanspruchung durch Aneinanderfügen von geneigten Zugmikrorissen (a), durch Ausbildung einer Bruchprozesszone unter Schubbeanspruchung (b) und durch Abweichen des Risses aus der Ebene (c) [Mier 97]	62
Abb. 3.18: Schematische Darstellung des Aggregate Interlock Model gemäss Walraven [Walr 80]	62
Abb. 3.19: Versuchsaufbau von Nooru-Mohamed [Noor 92]	63
Abb. 3.20: Schubwiderstand für vorgerissene Betone. Bei einer Rissöffnung von 250 mm ist eine Änderung des Bruchmodus festzustellen [Noor 92]	65
Abb. 3.21: Rissbilder von Betonproben unterschiedlicher Grösse geprüft unter einem konstanten Verhältnis zwischen Zug- und Schubverschiebung [Noor 92]	65
Abb. 3.22: Schubfestigkeit bei keiner Belastung (a-c) und bei einer Druckbelastung von 1 kN (d-f) [Noor 92]	66
Abb. 3.23: Schematische Darstellung der Bruchprozesszone, die einer kombinierten Zug- und Schubbeanspruchung untersteht	67
Abb. 3.24: Schubentfestigungsfunktion β als Funktion der Dehnung ϵ_{nn} nach Pruijssers [Pru 88]	68
Abb. 4.1: Porengrössenverteilung des Betonuntergrundes und der Versuchserie M16	77
Abb. 4.2: Porengrössenverteilung der Versuchserie M4 0.5	78
Abb. 4.3: Porengrössenverteilung der Versuchserie M4 0.4	79
Abb. 4.4: Schwindverformungen als Funktion der Trocknungsdauer vom Untergrundbeton	82
Abb. 4.5: Endschwindwerte als Funktion der relativen Luftfeuchte beim Untergrundbeton	82
Abb. 4.6: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte h	83
Abb. 4.7: Wasserverluste Δm des Untergrundbetons als Funktion der Trocknungsdauer $t - \tau$	84
Abb. 4.8: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ des Betonuntergrundes als Funktion des Feuchtepotentials h	84
Abb. 4.9: Desorptionsisotherme des Untergrundbetons	85
Abb. 4.10: Prinzip des Keilspaltversuches	86
Abb. 4.11: Prinzip der Bestimmung der Entfestigungsparameter	87
Abb. 4.12: Auswertung des Keilspaltversuches beim Untergrundbeton	88

Abb. 4.13: Schematische Darstellung der unterschiedlichen Probengeometrien der Vorversuche bei gleichem (a.) und unterschiedlichem E-Modul (b.)	89
Abb. 4.14: Probekörper und Versuchsanordnung	90
Abb. 4.15: Numerische Auswertung der Vorversuche	91
Abb. 4.16: Oberflächentechnologische Massnahmen; Aufrauen des Untergrundbetons (oben), Vornässen des Untergrundes (unten links) und Auftrag einer Haftbrücke auf den Untergrund (unten rechts)	93
Abb. 4.17: Versuchsaufbau zur Bestimmung der Oberflächenrauigkeit des Betonuntergrundes	93
Abb. 4.18: Beispiel einer log-Normalverteilung von Untergrundrauigkeiten	94
Abb. 4.19: Schematische Darstellung der Probengeometrie des Schubversuches mit den benutzten Abmessungen	96
Abb. 4.20: Schematische Darstellung der Versuchsanordnung	96
Abb. 4.21: Normalspannungen σ_y (links) und σ_x (rechts) am Probekörper. Die Spannungen sind für den linear elastischen Fall durch numerische Simulation ermittelt worden.	97
Abb. 4.22: Schubspannungen τ_{xy} am Probekörper. Die Spannungen sind für den linear elastischen Fall durch numerische Simulation ermittelt worden.	97
Abb. 4.23: Fotografische Darstellung eines Schubversuches	98
Abb. 4.24: Bruchentwicklung nach dem Erreichen der maximalen Schubspannung τ_{cl}	98
Abb. 4.25: Probekörper nach Beendigung des Versuches	99
Abb. 4.26: Probekörper der Versuchserie UGB/M16 R2 und UGB/M16 R3	99
Abb. 4.27: Rissbilder der von Nooru-Mohamed geprüften Betonproben [Noor 92]	101
Abb. 4.28: Versuchsaufbau zur Prüfung von Mode II an Beton von Bařant und Pfeiffer [Bařa 86] (oben) und Rissbildung im Probekörper (unten)	101
Abb. 4.29: Aufzeichnung eines Schubversuches für die grenzflächennahen Zone eines Instandsetzungs- und Schutzsystems	102
Abb. 4.30: Linear elastisches Verhalten der grenzflächennahen Zone der Versuchserie UGB/M16 unter Schubbelastung	103
Abb. 4.31: Beziehung zwischen der Rissgleiten und der Rissöffnung der Versuchserie UGB/M16	104
Abb. 4.32: Analogie zwischen einem typischen Gefüge in einer Schubrissebene bei einem Normalbeton [Walr 80] und der Untergrundrauigkeit eines Instandsetzungs- und Schutzsystems	105

Abb. 4.33: Schubentfestigung der grenzflächennahen Zone der Versuchserie UGB/M16	106
Abb. 4.34: Entfestigungsfunktion β der Versuchserie UGB/M16 und der dazugehörige Fit	107
Abb. 5.1: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte M4 0.5	109
Abb. 5.2: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M4 0.5	110
Abb. 5.3: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte bei der Versuchsreihe M4 0.4	110
Abb. 5.4: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M4 0.4	111
Abb. 5.5: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte bei der Versuchsreihe M8	111
Abb. 5.6: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M8	112
Abb. 5.7: Endschwindwerte ϵ_{sh} als Funktion der relativen Luftfeuchte bei der Versuchsreihe M16	112
Abb. 5.8: Hygrischer Ausdehnungskoeffizient α_{sh} bei der Versuchsreihe M16	113
Abb. 5.9: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M4 0.5 als Funktion des Feuchtepotentials h	117
Abb. 5.10: Desorptionsisotherme der Versuchserie M4 0.5	117
Abb. 5.11: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M4 0.4 als Funktion des Feuchtepotentials h	118
Abb. 5.12: Desorptionsisotherme der Versuchserie M4 0.4	118
Abb. 5.13: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M8 als Funktion des Feuchtepotentials h	119
Abb. 5.14: Desorptionsisotherme der Versuchserie M8	119
Abb. 5.15: Hygrischer Diffusionskoeffizient $D(h)$ der Versuchserie M16 als Funktion des Feuchtepotentials h	120
Abb. 5.16: Desorptionsisotherme der Versuchserie M16	120
Abb. 5.17: Bruchmechanischen Ergebnisse der Versuchserien M16 und M8	125
Abb. 5.18: Lastverschiebungsdiagramm eines Keilspaltversuches der Messserie M8 SF	125
Abb. 5.19: Grafische Darstellung der bruchmechanischen Ergebnisse der Versuchserien M4 0.5 und M4 0.4 bei unterschiedlichem Alter	126
Abb. 5.20: Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserie UGB/M16	128

Abb. 5.21: Vergleich der bruchmechanischen Ergebnisse der Beschichtung, des Untergrundbetons und der grenzflächennahe Zone	129
Abb. 5.22: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes auf das Verhalten der grenzflächennahen Zone	132
Abb. 5.23: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von schwindreduzierenden Zusatzmittel in Beschichtungen auf die grenzflächennahe Zone	135
Abb. 5.24: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von Stahlfasern in Beschichtungen auf die grenzflächennahe Zone	138
Abb. 5.25: Vergleich der unterschiedlichen Rauigkeitsbestimmungsverfahren	140
Abb. 5.26: Integrale Häufigkeitsverteilung der Rauhtiefe der unterschiedlich vorbehandelten Untergrundbetone	141
Abb. 5.27: Unterschiedliche Rauigkeitsstufen R1, R2, Ref, R3 (von links nach rechts)	141
Abb. 5.28: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahe Zone	143
Abb. 5.29: Spezifische Bruchenergie G_f als Funktion der mittlere Rauhtiefe R_m	143
Abb. 5.30: Dehnungsentfestigungsdiagramme der grenzflächenahen Zone bei unterschiedlichen Betonuntergrundrauigkeiten	144
Abb. 5.31: Dehnungsentfestigungsdiagramme der grenzflächenahen Zone bei unterschiedlichen Betonuntergrundfeuchtegehalten	148
Abb. 5.32: Spezifische Bruchenergie G_f als Funktion des Aufnahmekoeffizienten A	148
Abb. 5.33: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Feuchtegehaltes des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahe Zone	149
Abb. 5.34: Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Verwendung einer Haftbrücke auf die grenzflächenahen Zone	153
Abb. 5.35: Dehnungsentfestigungsdiagramme der grenzflächenahen Zone bei der Verwendung unterschiedlicher Haftbrücken	154
Abb. 5.36: Spezifische Bruchenergie G_f^{II} der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung auf die grenzflächenahen Zone	156

Abb. 5.37: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung auf die grenzflächennahe Zone	156
Abb. 5.38: Spezifische Bruchenergie G_I^{II} der Untersuchungen über die Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahe Zone	158
Abb. 5.39: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahe Zone	159
Abb. 5.40: Spezifische Bruchenergie G_I^{II} der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahe Zone	161
Abb. 5.41: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahe Zone	162
Abb. 5.42: Spezifische Bruchenergie G_I^{II} der Untersuchungen bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahe Zone	164
Abb. 5.43: Entfestigungsfunktion β der Untersuchungen bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahe Zone	165
Abb. 6.1: Zwei-dimensionales FE-Netz des betrachteten Bauteiles mit den benutzten Abmessungen	167
Abb. 6.2: Zeitabhängige Feuchteprofile bei unterschiedlichen Abständen der Belastung beim Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16	168
Abb. 6.3: Maximale Hauptspannungen des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 bei unterschiedlichen Belastungszeiten.	169
Abb. 6.4: Rissbildung im Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 bei unterschiedlichen Belastungszeiten	170
Abb. 6.5: Maximale Hauptspannungen des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 R2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten.	172
Abb. 6.6: Rissbildung im Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M16 R2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten	173
Abb. 6.7: Zeitlicher Verlauf der grenzflächennahe Zone mit einer mittelstark aufgerauten Untergrundoberfläche UGB/M16, dargestellt durch die beiden Randknoten des FE-Netzes	174
Abb. 6.8: Zeitlicher Verlauf der grenzflächennahe Zone mit einer mittelstark aufgerauten Untergrundoberfläche UGB/M16 R2, dargestellt durch die beiden Randknoten des FE-Netzes	175
Abb. 6.9: Zunehmende Ablösung der Beschichtung von Betonuntergrund am Rand des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 R2	176

Abb. 6.10: Zunehmende Ablösung der Beschichtung von Betonuntergrund im Inneren des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M16 R2	177
Abb. 6.11: Zeitabhängige Feuchteprofile bei unterschiedlichen Abständen der Belastung beim Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M8 SF D2	178
Abb. 6.12: Maximale Hauptspannungen des Instandsetzungs- und Schutzsystems UGB/M8 SF D2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten.	179
Abb. 6.13: Rissbildung im Instandsetzungs- und Schutzsystem UGB/M8 SF D2 bei unterschiedlichen Belastungszeiten	180

9.3 Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1:	Überblick der häufigsten Mängel von Betonbauwerken	9
Tab. 2.2:	Überblick der häufigsten Schäden von Betonbauwerken	9
Tab. 3.1:	Werkstoffkenngrößen eines Instandsetzungs- und Schutzsystems	39
Tab. 4.1:	Siebdurchgang der Kornfraktion 0/32 mm aus Sembrancher	71
Tab. 4.2:	Frischbetonkontrolle Untergrundbeton	71
Tab. 4.3:	Mechanische Eigenschaften des Untergrundes	71
Tab. 4.4:	Siebdurchgang der Kornfraktion 0/32 mm	72
Tab. 4.5:	Zusammenfassung der untersuchten Beschichtungen	73
Tab. 4.6:	Frischbetonkontrolle Beschichtungen	75
Tab. 4.7:	Mechanische Eigenschaften der Versuchserie M4	76
Tab. 4.8:	Mechanische Eigenschaften der Versuchserie M8 und M16	77
Tab. 4.9:	Füllbare Porosität des Untergrundbetons und der Beschichtungen	78
Tab. 4.10:	Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ des Betonuntergrundes	81
Tab. 4.11:	Funktionaler Zusammenhang der hygrischen Verformung ε_{sh} und des hygrischen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh} des Betonuntergrundes	81
Tab. 4.12:	Wasserverlust und Feuchtegehalt vom Untergrundbeton	83
Tab. 4.13:	Zusammenhang der relativen Feuchte und der Desorptionsisotherme $w(h)$ sowie dem Diffusionskoeffizienten $D(h)$	83
Tab. 4.14:	Bruchmechanische Ergebnisse des Betonuntergrundes	88
Tab. 4.15:	Zusammenfassung der Versuche bezüglich der grenzflächennahen Zone	92
Tab. 4.16:	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Serie UGB/M16	103
Tab. 4.17:	Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächen-nahen Zone bei der Prüfserie UGB/M16	104
Tab. 4.18:	Parameter der Funktion p für die Versuchserie UGB/M16	106
Tab. 5.1:	Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M4 0.5 D0, M4 0.5 D1, M4 0.5 D2	114
Tab. 5.2:	Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M4 0.4 D0, M4 0.4 D1, M4 0.4 D2	114
Tab. 5.3:	Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M8, M8 SF, M8 SF D2	114

Tab. 5.4:	Endschwindwerte $\varepsilon_{sh\infty}$ und Halbwertszeiten $\tau_{1/2}$ von M16, M16 LA, M16 EC	115
Tab. 5.5:	Funktionaler Zusammenhang der hygrischen Verformung ε_{sh} und des hygrischen Ausdehnungskoeffizienten α_{sh}	116
Tab. 5.6:	Wasserverlust und Feuchtegehalt von M4 0.5 D0, M4 0.5 D1, M4 0.5 D2	121
Tab. 5.7:	Wasserverlust und Feuchtegehalt von M4 0.4 D0, M4 0.4 D1, M4 0.4 D2	121
Tab. 5.8:	Wasserverlust und Feuchtegehalt von M8, M8 SF, M8 SF D2	121
Tab. 5.9:	Wasserverlust und Feuchtegehalt von M16, M16 LA, M16 EC	122
Tab. 5.10:	Funktionaler Zusammenhang der relative Feuchte und der Desorptions-isotherme $w(h)$ sowie dem Diffusionskoeffizienten $D(h)$	122
Tab. 5.11:	Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserien nach 7 Tagen	123
Tab. 5.12:	Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserien nach 28 Tagen	124
Tab. 5.13:	Bruchmechanische Ergebnisse der Versuchserien nach 90 Tagen	124
Tab. 5.14:	Bruchmechanische Ergebnisse der grenzflächennahen Zone der Referenz	128
Tab. 5.15:	Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung	131
Tab. 5.16:	Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von schwindreduzierenden Zusatzmittel in Beschichtungen auf die grenzflächennahen Zone	134
Tab. 5.17:	Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Zugabe von Stahlfasern in Beschichtungen auf die grenzflächennahen Zone	137
Tab. 5.18:	Bezeichnung der unterschiedlichen Rauigkeitsstufen	140
Tab. 5.19:	Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Untergrundes auf die grenzflächen-nahen Zone	142
Tab. 5.20:	Bezeichnung und Bestimmung des Wassereindringkoeffizienten A zur Cha-rakterisierung der unterschiedlichen Feuchtigkeitszustände des Unter-grundbetons	146
Tab. 5.21:	Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Feuchtegehaltes des Untergrundes auf die grenzflä-chennahen Zone	147
Tab. 5.22:	Bezeichnung und Hauptkomponenten der verwendeten Haftbrük-ken	151

Tab. 5.23:	Bruchmechanische Ergebnisse der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone	151
Tab. 5.24:	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchsserie bezüglich des Grösstkorns der Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone	155
Tab. 5.25:	Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächen-nahen Zone bei der Versuchserie bezüglich des Grösstkorns der Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone	155
Tab. 5.26:	Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich des Einflusses des Grösstkornes der Beschichtung auf die grenzflächen-nahen Zone	156
Tab. 5.27:	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchsserie bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone	158
Tab. 5.28:	Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächen-nahen Zone bei der Versuchserie bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone	159
Tab. 5.29:	Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich der Zugabe von Stahlfasern zur Beschichtung auf die grenzflächennahen Zone	159
Tab. 5.30:	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchsserie bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone	161
Tab. 5.31:	Beziehung zwischen dem Rissgleiten und der Rissöffnung der grenzflächen-nahen Zone bei der Versuchserie bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone	162
Tab. 5.32:	Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone	162
Tab. 5.33:	Bruchmechanische und mechanische Kenngrößen der Versuchsserie bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone	164
Tab. 5.34:	Polynomfunktion der Versuchsserie bezüglich des Einflusses der Rauigkeit des Betonuntergrundes auf die grenzflächennahen Zone	165
Tab. 5.35:	Parameter der Funktion p der Untersuchungen bezüglich des Einflusses einer Verwendung von Haftbrücken auf die grenzflächennahen Zone	165

Seite Leer /
Blank leaf

Cirriculum Vitae

Persönliche Daten

Name, Vorname: TRAUSCH, Jean-Luc
 Geburtsdaten: 1. April 1968
 Geburtsort: Differdange (L)
 Staatsangehörigkeit: Luxemburg

Schulbildung

September 74 - Juli 80 Ecole primaire in Niedercorn/Differdange (L)
 September 80 - Juli 87 Lycée Hubert Clement in Esch-Alzette (L)
 Juli 87 Diplôme de fin d'études secondaires

Studium

Oktober 1988 – Juni 1993 Bauingenieurstudium an der ETH Zürich
 Mai 1990 Erstes Vordiplom
 Mai 1991 Zweites Vordiplom
 Mai 1993 Schlussdiplomprüfung
 Juni 1993 Diplomarbeit und Abschluss des Studiums als diplomierter Bauingenieur ETH

Berufliche Tätigkeit

Juni 1993 - Dezember 1994 Assistenz am Laboratorium für Photoelastizität ETH Zürich
 Januar 1995- Dezember 1999 Doktorand am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich
 Dissertationsthema:
 Verhalten der grenzflächennahen Zone von Instandsetzungs- und Schutzsystemen für Stahlbeton
 Seit Oktober 1998 Ingenieurbüro Locher AG Zürich, Zürich (50%)

Praktikum und berufliche Tätigkeit während dem Studium

Juli - August 87 Werkstattpraktikum AEG, Luxemburg
 März - April 89 Praktikum Ingenieurbüro Schroeder & associées, Luxemburg
 September - Oktober 90 Hilfsassistenz am Institut für Baustatik und Stahlbau, ETH Zürich
 Oktober 91- Februar 92 Hilfsassistenz am Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich