

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

DISSERTATION

Beurteilung der Stabilität von Rissen in Massenbeton – Materialprüfmethode mittels Verwendung des Penny- Shaped-Crack

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften unter der Leitung von

Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Elmar TSCHEGG Labor für Materialwissenschaft Institut für Festkörperphysik E 138

eingereicht an der Technischen Universität Wien Fakultät für Physik

von

Dipl.-Ing. Josef Richard SKUMAUTZ Matrikelnummer: 8731414 Anton Tuder Strasse 20 Austria-9500 Villach Maria Gail

Wien, am 29. März 2006

"Der Beginn aller Wissenschaft ist das Erstaunen darüber, dass die Dinge so sind wie sie sind."

Aristoteles

Kurzfassung

Beurteilung der Stabilität von Rissen in Massenbeton – Materialprüfmethode mittels Verwendung des Penny- Shaped-Crack

Diese Dissertation wurde an der TU Graz und TU Wien erarbeitet.

In dieser experimentellen Arbeit wird der Penny-Shaped-Crack auf seine Machbarkeit und Brauchbarkeit als neue zerstörende Prüfmethode zur Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte von Massenbeton untersucht und beurteilt. Solche Kennwerte sollen eine quantitative Beurteilung der Stabilität von Rissen in unbewehrten Betonbauteilen erlauben.

Mittels Wasserdruck im offenen oder geschlossenen Hydrauliksystem (Druckkissen) wird ein kreiszylindrischer Betonprobekörper mit einem Durchmesser von 60 bis 100 Zentimeter, und einer Höhe von 40 bis 60 Zentimeter innenliegend zentrisch in einer ebenen dünnen kreisförmigen Scheibe (münzförmig), als Starterriss fungierend, belastet. Der Einfluss verschiedener Details der Versuchsanordnung und verschiedene Auswertungsverfahren werden untersucht, um eine Optimierung zu erreichen. Die Vorteile des Prüfverfahrens werden im relativ geringen Geräteaufwand, in der langen kreisringförmigen Rissprozesszone und der vergleichsweise einfachen Herstellung und Prüfung grosser Bruchmechanikproben gesehen.

Die primäre Anwendung der PSC-Prüfmethode erfolgt im konstruktiven Wasserbau. Zur Stabilitätsuntersuchung von gerissenen, unbewehrten Massenbetonbauten (Staumauern) geeignet, liefert diese jene bruchmechanischen Werkstoffkennwerte, mit denen geeignete Betonrezepturen entwickelt werden können. Im Rahmen der Planung, Berechnung, Ausführung und Überwachung von Betonsperren (Neuerrichtungen, Adaptierungen, Erhaltung und Instandsetzung von Bestandsbauten) und Injektionen der mit Rissen und Arbeitsfugen geschädigten Bauwerke, ermöglichen solche Kennwerte naturnahe Tragwerksanalysen.

Abstract

Assessment of stability of cracks in mass concrete – material test method by using the penny-shaped-crack

The thesis was carried out at the TU Vienna and at the TU Graz.

In this experimental thesis the practicability and serviceability of the penny-shapedcrack (PSC) as a new destructive test method to determine realistic characteristic fracture mechanical data of mass concrete was investigated and assessed. Such kind of characteristic material parameters are used to quantitatively evaluate the stability of cracks in unreinforcement concrete structures.

With hydrostatic pressure in an open ore closed (flat jack) hydraulic system a circular specimen (diameter of 60 to 110 cm, height of 40 to 60 cm) with an internal centrically plane circular plate (made of a light-gauge steel sheet) as an initial crack is loaded internally. The influence of different details of the test arrangements and different evaluation methods are investigated to achieve an optimum. Expected advantages of the method are the relatively simple test set up, the long circular crack-process-zone and the comparably easy production and testing of large specimens.

The main application of the PSC-material test method is in the field of constructional hydraulic engineering. For stability investigations of cracked unreinforced mass concrete structures delivers this method those kind of characteristic fracture mechanical material values to develop suitable concrete mixes. In the frame of designing, construction and supervising of concrete gravity dams (new constructions, adaptions, maintenance and repairing of existing constructions) and grouting of damaged constructions (cracks and working joints) characteristic fracture mechanical values enable relevant analysis of dam constructions.

Bezeichnungen

Symbole	Beschreibung	Physikalische Einheit
	Bruchmodus I, II, III nach IRWIN (Rissöffnungsarten)	-
Α	Fläche	[Länge ²]
AAR	Alkali-Aggregat-Reaktion	-
AZR	Alkali-Zuschlag-Reaktion	-
ACI	American Concrete Institute	-
ASTM	American Standard Testing Method	-
A _{Lia}	Ligamentfläche	[Länge ²]
ັ	Risslänge	[Länge]
а	Beschleunigung	[Länge/Sekunde ²]
a ₀	Starterrisslänge, Kerblänge	[Länge]
a _{eff}	effektive Risslänge	[Länge]
a _c	kritische Risslänge	[Länge]
В	Probenbreite	[Länge]
BS	British Standard	-
b	Breite	[Länge]
B _{Lig}	Ligamentbreite	[Länge]
C	Beton (Concrete)	-
CBW		-
COD	Rissomnungsverschlebung	[Lange]
CMOD	Rissomnungsverschlebung am Rand	[Lange]
	Calcium Silikat Hydrat (Kurzschreidweise Silikatchemie)	-
	Rompakizugprobe	
crob	kritisch	[Lange]
	Anareast Grösse im SEM	- [länge]
	Probenhöhe	[Lange]
	Druckkraft	[Kraft]
	Deutsche Industrie Norm	-
DMS	Dehnmessstreifen	-
D-Verfahren	verformungsgesteuerter PSC-Versuch	-
d	Balkenhöhe	[Länge]
d	Aggregatgrösse	[Länge]
d	Probendicke	[Länge]
da	infinitesimales Risswachstum	[Länge]
d _k	Zuschlagkorngrösse	[Länge]
E	statischer Elastizitätsmodul	[Kraft/Länge ²]
E	Energie	[Kraft.Länge]
ECM	Effektiv Griffith´sche Rissmodell	-
EDZ	ebener Dehnungszustand	-
EN	Europäische Norm	-
EPBM	elastisch plastische Bruchmechanik (entspricht NLBM)	-
ESZ	ebener Spannungszustand	-
EVZ	ebener Verformungszustand (siehe EDZ)	-
E _p	Elastisch gespeicherte Energie in der Probe	[Kraft.Lange]
	Elastisch gespeicherte Energie in der Prutmaschine	
	Risswachstumsenergie	[Kraπ.Lange]
	ellekliv	- [Kroff]
F FCM		[rial]
	Forechunge- und Technischer Bericht zum DSC	-
FMT	Rruchmechaniktest (fracture mechanic test)	_
FMA	Bruchmechanikanendung (fracture mechanic application)) -
F _u	Horizontalkraft	, [Kraft]
F _V	Vertikalkraft	[Kraft]
Γ _M	Maschinenkraft	[Kraft]

FPZ Bruchprozesszone (fracture process zone) - ft Betonzuglestigkeit [Kraft/Länge ⁴] ft mathemälische Funktion einer Laufvariablen - G Schubmodul [Kraft/Länge] Ge Kritische Enregiefreisetzungsrate der Rissöffnungsart i [Kraft/Länge] Ge kritische Enregiefreisetzungsrate [Kraft/Länge] Ge spezif. Sniche Bruchenergie nach HILLERBORG (FCM, ECM) [Kraft/Länge] Gk Grösstkomdurchmesser im Beton [Länge] g Erdbeschleunigung [Länge] Hu Probenhöhe [Länge] h horizontale Komponente (einer Kraft im WST) - I Trägheismoment [Länge] I Laufvariabie (i=1, II, III) - I Laufvariabie (i=1, II, III) - I.A. Laufvariabie (i=1, II, III) - I.A. Laufvariabie (i=1, II, III) - JIntegral nach RICE (Ener	Symbole	Beschreibung	Physikalische Einheit
FP2_Discretisfield [Kraft/Lange ¹] fr, Betondruckfestigkeit [Kraft/Lange ¹] fr, Betondruckfestigkeit [Kraft/Lange ¹] fr, Betondruckfestigkeit [Kraft/Lange ¹] fr, Betonzugfestigkeit [Kraft/Lange ¹] G Schubmodul [Kraft/Lange ¹] G, Energiefreisetzungsrate der Rissoffnungsart i [Kraft/Lange] Gr, spezifische Bruchenergie nach BAZANT (SEM) [Kraft/Lange] Gr, spezifische Bruchenergie nach BAZANT (SEM) [Kraft/Lange] GK Grösstkorndurchmesser im Beton [Lange] GK Grösstkorndurchmesser im Beton [Lange] Hu Probenhöhe [Lange] Hu Fraduer Grösse einer Struktur oder Probe [Lange] h horizontale Komponente (einer Kraft im WST) - I Trägheismoment [Lange ¹] IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of - Concrete Structures - - J Juntegral nach RICE [Kraft/Lange ¹] J Juntegral nach RICE (Energie) [Kraft/Lange ¹] <t< td=""><td>ED7</td><td>Prushprozocozono (fracturo proceso zono)</td><td></td></t<>	ED7	Prushprozocozono (fracturo proceso zono)	
Image: Constraint of the second sec	FFZ f	Zuafastiakoit	- [Kroff/l äpgo ²]
Intervent [Naturalized] Intervent	lt f	Zuylesliykeli Rotondruckfostickoit	[Kraft/Länge ²]
Indiana DetVil/Exglesingent [Kraft/Länge] If() mathematische Funktion einer Laufvariablen [Kraft/Länge] G Schubmodul [Kraft/Länge] G Energiefreisetzungsrate der Rissöffnungsart i [Kraft/Länge] Gr. krittische Energiefreisetzungsrate der Rissöffnungsart i [Kraft/Länge] Gr. spezif. Bruchenergie nach HILLERBORG (FCM, ECM) [Kraft/Länge] GK Grösstkorndurchmesser im Beton [Länge] G Erdbeschleunigung [Länge] H Probenhöhe [Länge] h Höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe [Länge] h Hördraufe Komponente (einer Kraft im WST) - I Trägheitsmoment [Länge] IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of - Concrete Structures - - i Laufvariable (i = 1, II, III) - - J J-Integral nach RICE [Kraft/Länge] - J J-Integral nach RICE [Kraft/Länge] - K Spannungsintensitätsfaktor (SIF) [Kraft/Länge] -	I _C f	Betonzugfostigkeit	[Kraft/Länge ²]
IV inductivities of unkdon ender Cativariable in the Cativar	f()	mathematische Eurktion einer Laufvariablen	
Gi Energiefreisetzungsrate der Rissöffnungsart i [Kraft/Länge] Gi Energiefreisetzungsrate der Rissöffnungsart i [Kraft/Länge] Gr spezifische Bruchenergie nach HLLERBORG (FCM, ECM) [Kraft/Länge] Gr spezifische Bruchenergie nach HLLERBORG (FCM, ECM) [Kraft/Länge] GK Grösstkomdurchmesser im Beton [Länge] g Erdbeschleunigung [Länge] H Probenhöhe [Länge] h Höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe [Länge] h höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe [Länge] h höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe [Länge] h höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe [Kängt] IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures - I.M. im Mittel - - J J-Integral nach RICE (Energie) [Kraft/Länge] - K. Spannungsintensitätsfaktor GSF [Kraft/Länge] - K. Spannungsintensitätsfaktor GSF [Kraft/Länge] - K. Spannungsintensitätsfaktor GSF [Kraft/Länge] - <	I() G		- [Kraft/l änge ²]
Gr Line generation and a set in the	G	Energiefreisetzungsrate der Dissöffnungsart i	[Kraft/Länge]
Oc Ninburk Organization (Kraff/Lange) Gr spezifische Bruchenergie nach BAZANT (SEM) [Kraff/Lange] Gr spezifische Bruchenergie nach HILLERBORG (FCM, ECM) [Kraff/Lange] g Erdbeschleunigung [Långe] H Probenhöhe [Långe] H Probenhöhe [Långe] h Höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe [Långe] h horizontale Komponente (einer Kraft im WST) - I Trägheitsmoment [Långe ⁴] IA-FRAMCOS Intermational Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures - i Laufvariable (i = 1, II, III) - - J.d. J-Integral nach RICE [Kraff/Långe] K.d. Spannungsintensitätsfaktor GSF) [Kraff/Långe] K.d. Spannungsintensitätsfaktor GSF) [Kraff/Långe] K.d.* Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Långe] K.d.* Balkenspannweite [Långe] L Länge der Bruchprozesszone [L	G _i	kritische Energiefreisetzungsrate	[Kraft/Länge]
Openational international control (CEM)[Kraff/Lange]GFspezif. Bruchenergie nach HILLERBORG (FCM, ECM)[Kraff/Lange]GKGrösstkondurchmesser im Beton[Lange]gErdbeschleunigung[Lange]HProbenhöhe[Lange]HugLigamenthöhe[Lange]hhöhe oder Grösse einer Struktur oder Probe[Lange]hhöhe oder Grösse einer Struktur oder Probe[Lange]hhörizontale Komponent[Lange]ITrägheitsmoment[Lange]IA-FRAMCOSInternational Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures-JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraff/Lange]JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraff/Lange]KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraff/Lange]Kic ⁵ Bruchzähigkeit im TPFM[Kraff/Lange]Kic ⁶ Bruchzähigkeit im TPFM[Kraff/Lange]Kic ⁶ Bruchzähigkeit im TPFM[Lange]kKerm-kCharakteristisch-LLigament-LBBMlineare elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lagLigament-lagLigament-lagLigament-lagLigament-lagLigament-lagLigament-lagLigament-lagLigament-lagMesslänge[Länge]lig	С _С	spezifische Bruchenergie nach BAZANT (SEM)	[Kraft/Länge]
GKGroup in the construction of the set of	G _r	spezif Bruchenergie nach HILLERBORG (ECM, ECM)	[Kraft/Länge]
g Erdbeschleunigung [Lange/Sekunde ²] H Probenhöhe [Lange] Hug Ligamenthöhe [Lange] h Höte oder Grösse einer Struktur oder Probe [Lange] h Horizontale Komponente (einer Kraft im WST) - Trägheitsmoment [Lange ⁴] - IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures - i Laufvariable (i = l, ll, lll) - - i.M. in Mittle - - J J-Integral nach RICE (Energie) [Kraft/Länge] - K. Spannungsintensitätsfaktor (SIF) [Kraft/Länge] - K.c [*] Bruchzähigkeit im TPFM [Kraft/Länge] - K.c [*] Bruchzähigkeit im TPFM [Kraft/Länge] - K.c [*] Bruchzähigkeit im ECM [Kraft/Länge] - LEBM ligament - - - LEBM ligament - - - Legament - - - - - Ligament - - -	GK	Grösstkorndurchmesser im Beton	[l änge]
9 Probenhöhe [Långe] Hug Ligamenthöhe [Långe] h Höte oder Grösse einer Struktur oder Probe [Långe] h horizontale Komponente (einer Kraft im WST) - I Trägheitsmoment [Långe ⁴] IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of - Goncrete Structures - - i Laufvariable (i = 1, II, III) - J.A-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of - J.A-tradeplanch RICE (Energie) [Kraft/Långe] - J.a J-Integral nach RICE (Energie) [Kraft/Långe] J.a J-Integral nach RICE (SEP) [Kraft/Långe] Kic ⁵ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraft/Långe ^{3,37}] Kic ⁶ Bruchzähigkeit im TECM [Kraft/Långe ^{3,37}] K charakteristisch - L Lägment - L Balkenspannweite [Långe] L Ligament - LVDT induktiver Weggeber - lg Långe der Bruchprozesszone [Långe]	a	Frdbeschleunigung	[Länge/Sekunde ²]
HugLigamenthohe[Länge]hHöhe oder Grösse einer Struktur oder Probe[Länge]hhorizontale Komponente (einer Kraft im WST)-ITrägheitsmoment[Länge ⁴]IA-FRAMCOSInternational Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures-iLaufvariable (i = 1, II, III)-i.M.im Mittel-JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraft/Länge]Jckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Länge]KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge]KicSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Länge]Kic ⁵ Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge]Kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM-Kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Länge]kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM-kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Länge]kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM-kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM-kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Länge]kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM-kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Länge]kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM-kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Länge]lagmentlagment-lefthcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]ligLänge der Bruchnechanik-ligLänge der Bruchnechanik-ligLänge der Bruchnechanik- <tr< td=""><td>9 H</td><td>Probenhöhe</td><td>[Länge]</td></tr<>	9 H	Probenhöhe	[Länge]
hHöhe oder Grösse einer Struktur oder Probe[Länge]hhorizontale Komponent (einer Kraft im WST)-ITrägheitsmoment[Länge]IA-FRAMCOSInternational Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures-iLaufvariable (i = 1, II, III)-i.M.im Mittel-J.J. Integral nach RICE (Energie)[Kraft/Länge]K.Spannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge]K.Spannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge]K.Bruchzähigkeit im FCM[Kraft/Länge]K.Kerm-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LUDTinduktiver Wegeber-Ivotinduktiver Wegeber-Ivotkasslage einer Struktur oder einer Probe[Länge]IgLänge der Bruchprozesszone[Länge]IgMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge] <t< td=""><td>Hua</td><td>Ligamenthöhe</td><td>[Länge]</td></t<>	Hua	Ligamenthöhe	[Länge]
h horizontale Komponente (einer Kraft im WST) - I Trägheitsmoment [Länge ⁴] IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of - i Laufvariable (i = 1, II, III) - i.M. im Mittel - J J-Integral nach RICE (Energie) [Kraft/Länge] Kr. Spannungsintensitätsfaktor (SIF) [Kraft/Länge*32] Ki. Spannungsintensitätsfaktor (SIF) [Kraft/Länge*32] K.c.* Bruchzähigkeit im TPFM [Kraft/Länge*32] K.c.* Bruchzähigkeit im TPFM [Kraft/Länge*32] k.c.* Bruchzähigkeit im TPFM [Kraft/Länge*32] k.c.* Balkenspannweite [Länge] L Balkenspannweite [Länge] L Balkenspannweite [Länge] Ler kritsche Probenlänge [Länge] ler Messlänge einer Struktur oder einer Probe <td>h</td> <td>Höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe</td> <td>[Länge]</td>	h	Höhe oder Grösse einer Struktur oder Probe	[Länge]
I Trägheitsmoment [Länge ⁴] IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures - i Laufvariable (i = I, II, III) - i.M. im Mittel - J J-Integral nach RICE (Energie) [Kraff/Länge] Jc. kritische J-Integral nach RICE [Kraff/Länge] K. Spannungsintensitätsfaktor (SIF) [Kraff/Länge ^{+3/2}] K. Bruchzähigkeit im ECM [Kraff/Länge ^{+3/2}] K. Kem - K. Charakteristisch - L Lägment - LVDT induktiver Weggeber - leh charakteristische Länge nach HILLERBORG [Länge]	h	horizontale Komponente (einer Kraft im WST)	-
IA-FRAMCOS International Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures - i Laufvariable (i = I, II, III) - i.M. im Mittel - J J-Integral nach RICE (Energie) [Kraff/Länge] Jc. kritisch J-Integral nach RICE [Kraff/Länge] K. Spannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i [Kraff/Länge*32] Kic ³ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] Kic ⁴ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] Kic ⁵ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] Kic ⁶ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] Kic ⁶ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] Kic ⁷ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] Kic ⁸ Bruchzähigkeit im TPFM [Kraff/Länge*32] K Charakteristisch - - L Balkenspannweite [Länge] - LEBM linear elastische Bruchmechanik - - LVDT induktiver Weggeber - - I _a kitsche Probenlänge [Länge] - I _a	1	Trägheitsmoment	[Länge ⁴]
Concrete Structures-iLaufvariable (i = 1, I, III)-i.M.im Mittel-JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraft/Långe]J_ckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Långe]J_ckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Långe]KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Långe]Kic. ⁵ Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Långe]K _{ic.} ⁶ Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Långe]K _{ic.} ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Långe]kKern-kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Långe]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lehcharakteristische Långe nach HILLERBORG[Långe]legLigament-legLånge der Bruchprozesszone[Långe]legLånge der Bruchprozesszone[Långe]lemssMesslånge einer Struktur oder einer Probe[Långe]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]NNormalkraft[Kraft]NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwese	IA-FRAMCOS	International Association of Fracture Mechanics of	[]
iLaufvariable (i = 1, II, III)-i.M.im Mittel-i.M.im Mittel-JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraft/Långe]Jckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Långe]KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Långe]Ki, SSpannungsintensitätsfaktor er Rissöffnungsart i[Kraft/Långe]Ki, SSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Långe]Ki, SBruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Långe]Ki, CBruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Långe]KCharakteristisch-LBalkenspannweite[Långe]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lerkritische Probenlänge[Långe]lerkritische Probenlänge[Långe]ligLigament-lerMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Långe]ImmesMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Långe]mMasseNNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft </td <td></td> <td>Concrete Structures</td> <td>-</td>		Concrete Structures	-
i.M.im Mittel-JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraft/Långe]J_ckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Långe]KSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Långe]KiSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Långe]KiSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Långe]KicBruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Långe]Kic*Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Långe]kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Långe]LLigament-LVDTinduktiver Weggeber-lehcharakteristische Långe nach HILLERBORG[Långe]lerkritische Probenlänge[Långe]ligLigament-lenkarge der Bruchprozesszone[Långe]ligMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Långe]limaxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NNormalkraft-Paufgebrache Latz z.B. im 3PB[Kraft]PDruck[Kraft]QQuerkraft[Kraft]QQuerkraft[Kraft]QQuerkraft[Långe]RWiderstand (resistance)-	i	Laufvariable (i = I, II, III)	-
JJ-Integral nach RICE (Energie)[Kraft/Länge]J_ckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Länge]J_ckritische J-Integral nach RICE[Kraft/Länge]KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge]Kic*Spannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge]Kic*Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge]Kic*Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge]Kic*Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Länge]kKern-kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LVDTinduktiver Weggeber-lencharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lerkritische Probenlänge[Länge]lerkesslänge[Länge]lerMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]lenssMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Kraft]NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren-QuerkraftQuerkraft[Länge]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]Qkritische Prochratiene-PBurgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]Q <td>i.M.</td> <td>im Mittel</td> <td>-</td>	i.M.	im Mittel	-
Jckritische J-Integral nach RIČE[Kraft/Länge]KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge]KiSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Länge]Kic6Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge]Kic6Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge]Kic7Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Länge]Kic7Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Länge]kCharakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lgLägament-lgLägneg[Länge]ligLigament-lgLänge der Bruchprozesszone[Länge]lmessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]lmessMasse[Masse]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft-NNormalkraft-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruckpDruckKraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Proverfahren[Kraft]Qkritische Proverfahren-QQuerkraft[Kraft]RWiderstand (resistance)-	J	J-Integral nach RICE (Energie)	[Kraft/Länge]
KSpannungsintensitätsfaktor (SIF)[Kraft/Länge ^{13/2}]KiSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i[Kraft/Länge ^{13/2}]Kic ⁵ Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge ^{13/2}]Kic ⁶ Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Länge ^{13/2}]kKern-kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LVDTinduktiver Weggeber-lchcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgament-lgament-lgament-lehcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgament-lgament-lgament-lgament-lgament-lenMesslänge[Länge]ligament-lamessMesslänge[Länge]lmessMesslänge[Länge]lmessMesslänge[Länge]lMoment[Kraft]mMasse-NNormalkraft-NNormalkraft-NNormalkraft-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge]RWiderstand (resistance)<	J _c	kritische J-Integral nach RICE	[Kraft/Länge]
Ki CompositeSpannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i [Kraft/Länge* $^{3/2}$] [Kraft/Länge* $^{3/2}$] [Länge] [Länge] [Länge] [Länge] [Länge] [Länge] 	K	Spannungsintensitätsfaktor (SIF)	[Kraft/Länge ^{∓3/2}]
K_{lc}^{s} Bruchzähigkeit im TPFM[Kraft/Länge ^{43/2}] K_{lc}^{c} Bruchzähigkeit im ECM[Kraft/Länge ^{43/2}] k Kern- k charakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber- l_{ch} charakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge] l_{cr} kritische Probenlänge[Länge]liggLigament- l_{p} Länge der Bruchprozesszone[Länge]ImessMesslänge[Länge]ImessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft]mMasse-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NNormalkraft-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P.Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P.Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschritt(Fläche)Länge]R	Ki	Spannungsintensitätsfaktor der Rissöffnungsart i	[Kraft/Länge ^{+3/2}]
KiceBruchzähigkeit im ECM[Kraft/Länge ^{43/2}]kKern-kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lchcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgncharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgnkritische Probenlänge[Länge]liggLigament-lpLänge der Bruchprozesszone[Länge]lmessMesslänge[Länge]lmessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NNormalkraft-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]PVerfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-ptDruck-QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)_RWiderstand (resistance)-	K _{IC} ^s	Bruchzähigkeit im TPFM	[Kraft/Länge ^{+3/2}]
kKern-kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lchcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lcrkritische Probenlänge[Länge]ligLigament-lpLänge der Bruchprozesszone[Länge]lmessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]lMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pt/t)PSC-Druckrate im P-Verfahren-QQuerkraft[Kraft]QWiderstand (resistance)-RWiderstand (resistance)-	K _{IC} ^e	Bruchzähigkeit im ECM	[Kraft/Länge ^{+3/2}]
kcharakteristisch-LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lchcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgrkritische Probenlänge[Länge]ligLigament-lpLänge der Bruchprozesszone[Länge]lmessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-NOfsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qwirtische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge]RWiderstand (resistance)-	k	Kern	-
LBalkenspannweite[Länge]LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lchcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgrkritische Probenlänge[Länge]liggLigament-lpLänge der Bruchprozesszone[Länge]lmessMesslänge[Länge]lmessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]QQuerkraft[Kraft]QQuerkraft[Länge]QQuerkraft[Länge]QQuerschnitt(Fläche)[Länge]RWiderstand (resistance)-	k	charakteristisch	-
LLigament-LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-lchcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]lgLigament-lgLänge der Bruchprozesszone[Länge]lmessMesslänge[Länge]lmessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]QQuerkraft[Kraft]QQuerkraft[Kraft]QQuerkraft[Länge]QQuerkraft[Länge]QQuerschnitt(Fläche)[Länge]QQuerschnitt(Fläche)[Länge]RWiderstand (resistance)-	L	Balkenspannweite	[Länge]
LEBMlinear elastische Bruchmechanik-LVDTinduktiver Weggeber-l _{ch} charakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]l _{cr} kritische Probenlänge[Länge]ligLigament-l _p Länge der Bruchprozesszone[Länge]l _{mess} Messlänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren-QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)-RWiderstand (resistance)-	L	Ligament	-
LVDTinduktiver Weggeber-Ichcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]Icrkritische Probenlänge[Länge]ligLigament-ImessMesslänge der Bruchprozesszone[Länge]ImessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Kraft.Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)-RWiderstand (resistance)-	LEBM	linear elastische Bruchmechanik	-
Ichcharakteristische Länge nach HILLERBORG[Länge]Igrkritische Probenlänge[Länge]ligLigament-IgLänge der Bruchprozesszone[Länge]ImessMesslänge[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]QQuerschnitt(Fläche)[Länge]RWiderstand (resistance)-	LVDT	induktiver Weggeber	-
Icrkritische Probenlänge[Länge]ligLigament-IgLänge der Bruchprozesszone[Länge]ImessMesslänge[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge]RWiderstand (resistance)-	I _{ch}	charakteristische Länge nach HILLERBORG	[Länge]
ligLigament-IpLänge der Bruchprozesszone[Länge]ImessMesslänge[Länge]ImessMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNormalkraft-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren-QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)-RWiderstand (resistance)-	I _{cr}	kritische Probenlänge	[Länge]
IpLånge der Bruchprozesszone[Långe]ImmessMesslänge[Länge]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)-RWiderstand (resistance)-	lig	Ligament	-
ImessMesslange[Lange]IMesslänge einer Struktur oder einer Probe[Länge]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	l _p	Länge der Bruchprozesszone	[Länge]
IMessiange einer Struktur oder einer Probe[Lange]MMoment[Kraft.Länge]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	mess	Messiange	[Länge]
MMoment[Kraft.Lange]mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-		Messiange einer Struktur oder einer Probe	
mMasse[Masse]maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	M	Moment	
maxmaximal-NNormalkraft[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	m	Masse	[Masse]
NNormalifiant[Kraft]NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	max	maximai Normolikroft	- [Kroft]
NNominal-NLBMnichtlineare Bruchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	N N	Normalkrait	[Krait]
NLBMHichtineare Brüchmechanik-netNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-		Normala nichtlingere Bruchmechenik	-
InertNetto-ON BÖsterr. Norm im Bauwesen-Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	INLDIVI	Notto	-
Paufgebrachte Last z.B. im 3PB[Kraft]P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-		Österr Norm im Bauwesen	-
P-Verfahrendruckgesteuerter PSC-Versuch-pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	D	aufachtachte Last z R im 3DR	- [Kraft]
pDruck[Kraft/Länge²]p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	P-Verfahren	druckgesteuerter PSC-Versuch	-
p(t)PSC-Druckrate im P-Verfahren[Kraft]QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	n	Druck	[Kraft/I änge ²]
QQuerkraft[Kraft]Qkritische Materiallänge nach JENQ/SHAH[Länge]QSQuerschnitt(Fläche)[Länge²]RWiderstand (resistance)-	p(t)	PSC-Druckrate im P-Verfahren	
Q kritische Materiallänge nach JENQ/SHAH [Länge] QS Querschnitt(Fläche) [Länge²] R Widerstand (resistance) -		Querkraft	[Kraft]
QS Querschnitt(Fläche) [Länge ²] R Widerstand (resistance) -	õ	kritische Materiallänge nach JENO/SHAH	[länge]
R Widerstand (resistance) -	õs	Querschnitt(Fläche)	[Länge ²]
	R	Widerstand (resistance)	-

Symbole	Beschreibung	Physikalische Einheit
D	DCC Drohanradius	
R	PSC-Probeniadius Deibungekreft	
	Reibullyskiali	[Krait]
RILEIVI	Research Laboratorias	
r	Research Laboratones	- [l ängo]
SCM	Naulus verschmiertes Pissmodell nach RASHID	[Lange]
SEM	Grössenabhängigkeitsmodell nach BAZANT	_
SEI	Grösseneffektresetz nach BAZAN	_
SIA	Schweizer Norm	_
SIF	Spannungsintensitätsfaktor	[Kraft/Länge ^{3/2}]
s	Sprödigkeitszahl nach CARPINTERI	[-]
s	Rissspitzenstärke des Starterrisses	[Länge]
s	simplified, vereinfacht	-
T	Tiefe	[Länge]
T _{Kerbe}	Tiefe der Starterkerbe	[Länge]
TPFM	Zwei Parameter Bruchmodell nach JENQ/SHAH	-
t	Zeit	[Sekunde]
t	Zugfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
t	Risstiefe	[Länge]
t	Probendicke	[Länge]
tb	Biegezug (-zugfestigkeit)	-
U	elastische Energie	[Kraft.Länge]
u	ultimate	-
u	Verschiebung in x-Richtung	[Länge]
U.S.W.	und so weiter	-
u.v.a.m.	und vieles andere mehr	- 3-
V	Volumen	[Länge [°]]
V	Verschiebung	[Lange]
V(t)	PSC-Injektionsrate im D-versuch (volumen/Zeit)	[Lange/Sekunde]
V	Venikale Komponente (einer Last)	-
V VA/	Verschiedung in y-Richlung	
	Ligengewicht von Baken z.B. im SPB	[Kiðil] [Löngo ³]
VV \//	Arbeit	[Lanye]
W.	Brucharbeit	[Kraft Länge]
W _A	Brucharbeit	[Kraft Länge]
W.	elastisch gespeicherte Energie	[Kraft Länge]
W _f	Brucharbeit	[Kraft Länge]
Whig	Widerstandsmoment der Ligamentfläche	
W _{pl}	plastisch gespeicherte Energie	[Kraft.Länge]
WST	Keilspaltversuch nach TSCHEGG	-
W	Rissöffnungsweite, Verschiebung	[Länge]
W	Verschiebung in z-Richtung	[Länge]
Wc	kritische Rissöffnungweite	[Länge]
W/Z	Wasser/Zement-Verhältnis im Betonrezept	-
W/B	Wasser/Bindemittel-Verhältnis im Betonrezept	-
Х, х	x-Koordinate	-
Ү, у	y-Koordinate	-
Z, z	z-Koordinate	-
Y	Korrekturfunktion für SIF Modus I	[-]
Ζ	Zug	[Kraft]
∠FI	Zement Forschungsinstitut in Wien	-
z.B.	zum Beispiel	-
Δ	Differenzsymbol, partielle Grösse	-

Symbole	Beschreibung	Physikalische Einheit
Ла	Risslängenzuwachs im ECM	[Länge]
α	relative Risslänge	[Länge]
α	Winkel	[Winkel]
a	halber Keilöffnungswinkel	[Winkel]
α	Risslänge/Probenradius	[Winkel]
Q _K	Spannungskonzentrationsfaktor, Kerbfaktor	[-]
Σ	Summe	-
Σ	Spannungsverteilungswert beim PSC	-
Φ	Keilöffnungswinkel	[Winkel]
Φ	Aggregatdurchmesser	Länge
β	Festigkeit	[Kraft/Länge ²]
β	Sprödigkeitszahl nach Bazant	[-]
β _{bz}	Biegezugfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
β _{BZN}	Nettobiegezugfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
β _t	Zugfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
β _{Zug}	Zugfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
β _{Druck}	Betondruckfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
γ	spezifische Oberflächenenergie	[Kraft/Länge]
δ	Verschiebung, Verformung, Rissspitzenöffnung (CTOD)	[Länge]
3	Dehnung (bezogene Längenänderung)	[-]
μ	Poisson Ziffer (Querdehnungszahl)	[-]
ν	Poisson Ziffer (Querdehnungszahl)	[-]
π	Pi = 3,14	[-]
ρ	Reindichte	[Masse/Länge ³]
ρ_s	Rohdichte	[Masse/Länge ³]
$ ho_{FB}$	Frischbetonrohdichte	[Masse/Länge ³]
ρ_k	Kornrohdichte	[Masse/Länge ³]
σ	Normalspannung 2D	[Kraft/Länge ²]
σ_{Biege}	Biegespannung	[Kraft/Länge ²]
σ_{c}	Bruchspannung	[Kraft/Länge ^z]
σ_{ij}	Spannungstensor	[Kraft/Länge ²]
σ_{KBZ}	Kerbbiegezugspannung	[Kraft/Länge ^r]
σ _n	Nettobruchnormalspannung	[Kraft/Länge ^٢]
$\sigma_{\rm NC}$	Nettobruchspannung im Ligament	[Kraft/Länge ²]
$\sigma_{xx,}\sigma_{yy,}\sigma_{zz}$	Normalspannungen 3D	[Kraft/Länge ²]
$\sigma_{xy,} \sigma_{xz,} \sigma_{yz}$	Schubspannungen 3D	[Kraft/Länge ²]
σ(w)	kohäsive Normalspannung im Bereich der FPZ	[Kraft/Länge ²]
τ	Scher- und Schubspannungen 2D; Scherfestigkeit	[Kraft/Länge ²]
φ	Polarkoordinatenwinkel	[Winkel]
0		-
20		-
3D		-
3PB	Dreipunkt-Biegebalken-Versuch nach RILEM	-
4 2 8	vier-Punkt-Biegebaiken-Versuch	-
% Q	Prozent	-
Ø	Durchmesser	[Lange]

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung (15 Seiten)	. 1
1.1	Problemstellung	5
1.2 1.3	Inhalte der einzelnen Kapitel	14 15
2	Wesentliche Grundlagen der Bruchmechanik zementgebundener	16
		10
2.1	Zur Genese der Fragen, Lösungen und Probleme in der	10
<u></u>	Betonbruchmechanik	10
2.2	Lineareiastische Bruchmechanik (LEBIVI)	21
2.3		. 34
2.3.1	Die Bruchprozesszone (FPZ)	30
2.3.2	Die Kontaktzone	45
2.3.3	A) Grenze der Anwendbarkeit der linearen bzw. nichtlinearen	49
	hruchmechanischen Modelle für Beton	50
	B.) Die fiktive und die effektiv-elastische Rissannäherung als Grundlagen	50
	der nichtlinearen Betonbruchmodelle	54
	C.) Fiktive Rissmodell nach HILLERBORG, MODÈER und PETERSON	58
	C1) Zur Beurteilung der Duktilität bzw. Sprödigkeit von Beton	61
	D.) Rissbandmodell nach BAZANT und OH	65
	E.) Zwei Parameter Bruchmodell (TPFM) nach JENQ und SHAH	66
	F.) Das effektive Rissmodell nach NALLATHAMBI und KARIHALLO	69
	G.) Das Maßstabsgesetz von BAZANT	. 71
	H.) Kritische Analyse der Einflüsse auf die bruchmechanischen Kennwerte.	76
2.4	Prüftechnisches Stabilitätskriterium	90
2.5	Beispiele bruchmechanischer Prüfungen von Massenbeton	93
	A. Wesentliches zur Massenbetontechnologie im Talsperrenbau	93
	B. Bruchmechanische Testungen von Massenbeton	94
3	Die Penny-Shaped-Crack-Prüfmethode für Beton (75 Seiten)	99
3.1	Allgemeine Erläuterungen zum vorgenannten Forschungsziel bzw.	
	konkreten Forschungsverlauf	99
3.2	Theoretische Grundlagen zum Penny Shaped Crack (PSC)	99
3.3	Überblick über die durchgeführten experimentellen PSC-Versuche – zwei	
	bruchmechanische Testmethoden zur Ermittlung bruchmechanischer	
	Materialkennwerte von Beton 1	112
3.4	Herstellung der PSC-Proben 1	115
3.4.1	Betonerzeugung und Probenlagerung	115
3.4.2	Schalungsbau für die PSC-Betonprobenkörper	119
3.4.3	PSC-Bautypen	120
3.4.4	Die PSC-Proben und deren Behandlung nach der Testung	123

3.5 3.6	Vorbemessung der PSC-Versuchsstände PSC-Prüfungen im Nassversuch und im Trockenversuch, unter Verwendung von zwei einfachen prüftechnischen Einrichtungen, jeweils mit einem offenen oder einem geschlossenen Hydrauliksystem	125
3.6.1	PSC-Prüfungen mit druckgesteuerten Versuchsaufbau und einem offenen Hydrauliksystem	120
	A.) Druckaufbau	126
3.6.2	PSC-Prüfungen mit verformungsgesteuerten Versuchsaufbau, entweder mit einem offenen Hydrauliksystem im Nassversuch oder mit einem geschlossenen Hydrauliksystem im Trockenversuch	132
	A.) Druckaufbau	132
3.6.3	B.) Datenerrassung Kolbenreibungsanalyse der Einkolbenpumpe und exemplarische PSC-Druckspannungsverteilungsanalyse der metallischen	139
3.6	Druckkissen (flat jacks der PSC-Bautype 2) Ergebnisse der PSC-Prüfungen A. Variation der PSC-Grösse im Nassversuch B. Variation der PSC- und PSC-Probenkörpergrösse im Trockenversuch C. Variation der PSC-Probenkörpergrösse im Nassversuch D. Variation der PSC-Starterrißspitzenstärke im Nassversuch E. Variation der PSC-Starterrißspitzenstärke im Trockenversuch F. Variation des Grösstkorndurchmessers vom Betonzuschlagstoff	143 149 154 156 157 159 161
	 im Nassversuch G. Variation der Betondruckfestigkeit im Nassversuch H. Einfluss der Druckverteilung im PSC und der Bauart der Druckkissen I. Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit und Injektionsrate J. Einfluss der Kolbenreibung	162 164 166 168 169 169
	(Kompressibilität des Wassers, und Wasser in der FPZ)	170
4	Zusammenfassung und Ausblick (2 Seiten)	172
5	Literatur (12 Seiten)	174
Lebe	nslauf (1 Seite)	186

1 Einleitung

Durch das Bestreben der Menschen immer größere Bauwerke zu errichten wurde im Laufe der Zeit auch eine immer höhere Festigkeit der verwendeten Werkstoffe nötig. Desweiteren ist es aus Wirtschaftlichkeitsgründen wichtiger denn je, die Festigkeitsgrenzen auszunützen. Durch diese Entwicklung kam es häufiger zu Sprödbrüchen und Schäden, deren Ursachen im spontanen Wachsen von unerkannten oder als für ungefährlich erachteten Defekten in den Werkstoffen (Baustoffen) selbst und damit auch in den Konstruktionsbauteilen liegt, die mit herkömmlichen Berechnungs- und Bemessungsmethoden aber nicht erklärt werden konnten.

In der Materialprüfung hat man es grundsätzlich mit zwei verschiedenen Zielsetzungen zu tun, und diese können oft nicht mit denselben Prüfverfahren erreicht werden [49, 99, 100, 42 S154-155]:

Mit den genormten bzw. standardisierten Prüfungen setzt die Baustoffprüfung ihren Ehrgeiz darauf, vergleichbare und reproduzierbare Materialprüfergebnisse zu erhalten. Ergebnisse in Folge von genormten Prüfungen haben eine geringere Streuung. Dazu sind exakt festgelegte Prüfabläufe erforderlich. Nicht selten weichen diese bewusst von den Gegebenheiten in der praktischen Verwendung der Baustoffe im Bauwerk ab. Die dadurch reduzierte Streuung der Prüfergebnisse verleiten den Außenseiter zum Schluß, die Baustoffprüfer seihen nun endlich der "Wahrheit" nähergekommen. Man könne sich also auf die ermittelten Werte besser verlassen, allenfalls sogar die Sicherheiten reduzieren. Dabei wird übersehen, dass diese einfachen Prüfungen meist gar nicht mehr die Zielsetzung hat, das Baustoffverhalten im Bauwerk zu erkunden, sondern nur Vergleichswerte schaffen will. Diese wiederum sollen die relative Bewertung von Produkten, die Kontrolle gleichbleibender Qualität, Vergleich von konkurrierenden Produkten am Markt untereinander, eine schnelle Kontrolle der bestellungsgerechten Baustofflieferungen und die Einhaltung der Vertragsbedingungen zu beurteilen erlauben. Man kann auch überspitzt sagen: Die Prüfwerte werden zwar immer genauer, aber zum Teil immer weniger brauchbar für praktische Vorhersagen über das tatsächliche zukünftige (kurz, mittel und langfristige) Bauwerksverhalten.

Angebracht erscheint daher eine kritischere Einstellung zu Werten aus genormten Prüfungen, vor allem hinsichtlich ihrer Eignung zu Prognosen über das Bauwerksverhalten, sowie mehr Mut zu nicht genormten, verwendungs- und anwendungsorientierten realitätsnahen Prüfungen aller Baustoffe, die aber von den Planern und Konstrukteuren sowie Baustofftechnologen und Baustoffprüfern unter Beachtung der jeweiligen Umstände gemeinsam konzipiert werden müssen. Mit den anwendungsorientierten Prüfverfahren und Prüfmethoden gilt es vorherzusagen oder zu erforschen, wie sich der Baustoff oder der Bauteil ("Widerstandsseite") unter verschiedenen Herstellungs- und Verwendungsbedingungen bzw. bei der vorgesehenen Nutzung, d.h. bei den dann zu erwartenden "Einwirkungen" verhalten wird. Also können damit auch die Grundlagen zur Materialauswahl, die Konstruktion und die Bemessung aber auch für die Schadenserklärung geschaffen werden. Für diese Zielsetzung gilt es, möglichst viele der Einflussfaktoren, die für das Verhalten im Bauwerk eine Rolle spielen könnten, möglichst wirklichkeitsnah mitzuerfassen, also bestmöglichst verwendungsorientierte Anlageverhältnisse in der Prüfungsdurchführung durch geeignete Methodenwahl schaffen. In der Regel handelt es sich dabei um eher aufwendige, mitunter auch sehr teure Prüfungen. Im Falle der genormten Prüfungen, also bei der Ermittlung von Vergleichswerten, sollten einfache Methoden unter bis ins letzte Detail festgelegten und konstant gehaltenen (genormten) Prüfbedingungen Werte ermittelt werden. Diese Vergleichswerte sollen möglichst geringe Wiederholstreuungen (=Prüfstreuung innerhalb von Prüflaboratorien, selbes Labor, selbe Prüfperson als LaborantIn, gleiche Geräte, gleiche Hilfsmittel und Umgebungsbedingungen) und Vergleichsstreuungen (=Prüfstreuung zwischen Laboratorien, verschiedene Baustoff- und Forschungslabors, verschiedene Prüfer und Geräte, sowie verschiedene Hilfsmittel und Umgebungsbedingungen) aufweisen. Die genormten Prüfmethoden geben u.U. nur wenig Aufschluß für das Verhalten unter den Verwendungsbedingungen. Bei der Festlegung von Prüfungen bzw. bei der Bewertung von Materialprüfergebnissen sind die beiden oben zitierten grundsätzlich unterschiedlichen Denkund Verwendungsansätze zu berücksichtigen.

Mehr Dialog und verstärkte Kooperation zwischen den Fachbereichen, Planung-Konstruktion-Berechnung und Baustofftechnologie und Baustoffprüfung sowie ein verbessertes Verständnis für die Probleme und Gedankengänge der Partner dient vorallem dem gemeinsamen Ziel, ein gelungenes Bauwerk herzustellen. Voraussetzung dafür sind ein verstärktes Interesse und Wissen der Planer und Konstrukteure hinsichtlich der Belange der Baustofftechnologie und Baustoffprüfung, sowie vermehrte Kenntnisse der Prüfer über konstruktive Aspekte und Rechenmethoden. Schon in der Lehre galt bzw. gilt es den Stellenwert der Baustoffkunde und Baustoffprüfung im Bewusstsein aller Beteiligenden im Baugeschehen zu erhöhen. Weiters sollten die in der Baustoffprüfung Tätigen das Wissen um die Bedeutung und Verwendung der von ihnen ermittelten Baustoffwerte in der Bauingenieurpraxis haben, möglichst samt einer praktischen Erfahrung in verschiedenen Bereichen des Bauwesens und der Baustoffproduktion.

Wenn all dies gelänge, so wäre das sicherlich ein bedeutender Beitrag zum effizienteren Einsatz der Baustoffprüfung sowie zur Verminderung der Baukosten und der Bauschäden und hoffentlich auch das Ende jener Art von Prüfaufträgen, die heute sinngemäß so lauten: "Wir brauchen ein Prüfzeugnis für diese und jene Eigenschaft oder Verwendung (Stichwort Produktentwicklung und Produkteinsatz). Wie ihr das prüft, ist uns egal, aber für uns nützlich sollte das Ergebnis natürlich schon sein!" Ein marktwirtschaftlich oberflächlicher und nachvollziehbarer Standpunkt und ein akzeptabler Anfang für ein Auftragsgespräch. Aber keine ausreichende Basis für die Festlegung sinnvoller und seriöser Prüfungen [42 S154-155].

Die im konstruktiven Bereich verwendeten Stoffgesetze sind mehr oder weniger komplizierte mathematische Formeln, von denen man erwartet, dass sie das von vielen Einflüssen und Faktoren abhängige Materialverhalten realistisch beschreiben. Tatsache ist aber, dass sie das zumeist nur sehr unzulänglich können, weil eben diese Verhalten von sehr vielen Einflussfaktoren und Randbedingungen abhängt, deren quantitative Zusammenhänge nur selten ausreichend verstanden werden und geklärt sind. Zumeist begnügt man sich daher mit einer relativ groben Charakterisierung der Baustoffe durch Kennzahlen oder ganz einfache Stoffgesetze (z.B. Hooksche Gesetz: Spannung = Dehnung x Elastizitätsmodul), welche die Grundlage für die Konstruktion und Berechnung bilden, über deren Genauigkeit man aber keine Illusionen haben sollte [99].

Es ist mittlerweile eine der zentralen Aufgaben der Werkstoffprüfung (Materialprüfung) geworden, Prüfverfahren und Kennwerte bereitzustellen, die eine realistische Lebensdauerprognose unter Betriebsbedingungen erlauben (Betriebsfestigkeitsprüfungen). Nicht nur die Materialermüdung, sondern auch die oben erwähnten Sprödbrüche waren bis in die jüngste Vergangenheit Anlaß für katastrophale Schadensfälle und machten Unzulänglichkeiten klassischer, auf Zugfestigkeit und Streckgrenze (bei Metallen) beruhende Bemessungsphilosophien deutlich. Bekannte Beispiele für solche Sprödbrüche lieferten die sogenannten Libertyschiffe, die während des zweiten Weltkrieges von den Amerikanern für ihren Transatlantiknachschubes in großer Stückzahl nach herkömmlichen Methoden gebaut wurden, von den deutschen U-Booten aber auf nördlichere und rauere Routen abgedrängt wurden und dort reihenweise grosse Risse entwickelten. 11 Schiffe brachen sogar gänzlich auseinander. Das gab den Anstoß zu einer intensiven Sprödbruchforschung, anfänglich ursachengerecht in der Metalltechnologie, als deren Resultat heute eine Reihe einfacher technologischer Prüfverfahren zum Erkennen einer solchen Sprödbruchneigung zur Verfügung steht. Meist handelt es sich um geschweisste Proben mit Kerben, welche bei niedrigen Temperaturen schlagartig geprüft werden, wodurch die wichtigsten sprödbruchfördernden Einflüsse wie Schweissen, Kerbwirkung, tiefe Temperaturen und hohe Beanspruchungsgeschwindigkeiten im Versuch modellhaft wirken. Zusätzlich ist eine neue Wissenschaft entstanden, die Schadensmechanik oder auch Bruchmechanik genannt, welcher die von GRIFFITH [104] schon 1921 aufgestellte These zugrunde liegt, dass jeder Bruch von einer kerbwirksamen Fehlstelle ausgeht, und die Beanspruchung, die ein Weiterwachsen der von solchen Fehlstellen ausgehenden Rissen verursacht, von einer Materialkennzahl, der sogenannten Bruchzähigkeit K_{IC} in der Kategorie der Festigkeitswerte angesiedelt, sowie der Riß- bzw. Fehlergeometrie und der Wurzel aus der Risslänge abhängt (siehe Glg. 1.1 und Glg. 1.2). Wenn es gelingt die Fehler zu lokalisieren und ihre Größe festzustellen und man den Werkstoff und den Betriebsbedingungen abhängigen Zähigkeitswert des Werkstoffes kennt (i.d.R. das Resultat einer zerstörenden Prüfmethode einer entsprechend vorbereiteten Materialprobe), dann ist es möglich, die Gefährlichkeit solcher mit zerstörungsfreien Prüfverfahren entdeckten Risse oder Fehler zu quantifizieren und die verbleibende Sicherheit anzugeben. Dies hat im Flugzeugbau, im Rohrleitungs- und Behälterbau und vor allem natürlich im Zusammenhang mit der Kernenergie eine ganz entscheidende Bedeutung für die Sicherheit von vielen Menschen und für die Ökologie.

Auch für die Beurteilung der Gefährlichkeit von Rissbildungen in Beton (Staumauern) [169] versucht man bruchmechanische Betrachtungen und Kennwerte heranzuziehen. Das zwingt natürlich zu großem rechnerischen und prüftechnischen Aufwand, einmal bei der Fehlersuche im Bauteil und bei der Qualitätskontrolle der Ausgangsstoffe und der Herstellungsverfahren [162, 163, 164] und zum anderen bei der bisher jedenfalls entsprechenden stattfindenden Kennwertermittlung, wo man immer genötigt war, metergroße Proben in Prüfmaschinen mit "zig-Meganewton" Zugkraft zu prüfen. Der Vollständigkeit halber sei hier noch angemerkt, dass nicht nur häufig wiederkehrende "schwingende" sondern auch konstantgehaltene, über einen längeren Zeitraum andauernde "ruhende" Beanspruchungen zu vorzeitigen Versagen führen können, bei Spannungen, die deutlich unter den "im normalen statischen Versuch" ermittelten Festigkeiten liegen. Man darf also nicht erwarten, dass die statischen Festigkeiten eine verlässliche Beurteilungsgrundlage für sehr häufig wiederholte oder sehr lange andauernde Belastungen darstellen.

Manchmal kommt es zu folgenschweren Schäden, welche man mit Hilfe der Materialprüfung mit sehr geringen Aufwand und Planungs-, Entwicklungs- und Prüfkosten hätte vermeiden können, wenn die Beteiligten etwas mehr über den Sinn von Prüfungen und den erzielbare Ergebnissen nachgedacht oder etwas mehr Kenntnisse über die Möglichkeiten der Materialprüfung gehabt hätten [99].

Die Beweggründe und Motivation für diese vorliegende Forschungsarbeit lag in dem Vorkommen von Schadensfällen an Betonbauwerken des konstruktiven Wasserbaues in Österreich [37, 44]. Hier gab es circa in den letzten 4 Jahrzehnten viele Anstrengungen zur Bewältigung der anstehenden Probleme in der Beurteilung der optimalen Reparaturmaßnahmen, und dadurch dem Tragverhalten und der Stabilität (Standsicherheit) der durch Risse beschädigten Betonsperrenbauten des konstruktiven Wasserbaues, wie z.B. der wohl bekannten Kölnbreinsperre [23, 24, 41, 42, 54, 56, 97, 101, 162].

Es stellt(e) sich daher immer wieder die Frage, mit welchen "wahren" BM-Kennwerten auf der Widerstandseite (Baustoffeigenschaften) massive gerissene Staumauerbetonbauwerke auf Stabilitätssicherheit zufolge ungünstiger Einwirkungszustände beurteilt werden sollen? Welche Prüfmethoden sind aus der Literatur und Baustoffprüfungspraxis bisher bekannt und anwendbar bzw. nützlich? Welche Probleme sind damit verbunden?

Die Wissenschaft der Materialprüfung und Baustofftechnologie als dienstleistende interdisziplinäre Hilfswissenschaft im Bauwesen ist besonders aufgefordert konstruktive Beiträge zu leisten. Es geht darum die komplexen Probleme bei den notwendigen schwierigen Injektionsarbeiten und der Ermittlung von realistischen bruchmechanischen Materialkennwerten für die numerischen und baupraktischen Stabilitätsuntersuchungen der mächtigen Betonbauwerke zu lösen, und dabei dem speziellen problemlösungsorientierten Agieren der handelnden Bauingenieure [94] mit Rat und Tat im Team zur Seite zu stehen.

Die traditionellen Rechenmodelle basieren meist auf der Elastizitätstheorie.

In den letzten Jahren der Entwicklung von leistungsfähigen kostengünstigen Rechnern (gesteigerte Prozessorleistungen, erhöhtes Arbeits- und Festplattenspeichervolumen, erhöhte Datenverarbeitungsgeschwindigkeit) wurden wohl auch bereits komplexere Rechenmodelle mit nichtlinearen Werkstoffgesetzen in die Berechnungsprogramme implementiert. Mit der konventionellen Elastizitätstheorie ist es aber nicht möglich den Spannungszustand an der Spitze von Rissen oder sehr scharfen Kerben in Festkörpern zu erfassen, weil nach der klassischen Kerbspannungslehre die Spannungspitze am Rissgrund mit wachsender Kerbschärfe theoretisch nach unendlich geht. Damit ist eine rechnerisch exakte Sicherheitsbetrachtung für die kritische Stelle nicht möglich [3, 4, 30].

Aufgrund dieser Problematik ergab sich, wie schon erwähnt, die Notwendigkeit, neue Methoden zur Beurteilung der Gefährlichkeit von Defekten zu suchen. Die 1920 von GRIFFITH initiierte Methode der Bruchmechanik (BM) mit dem Spannungsintensitäts- und Bruchenergiekonzept bietet eine Möglichkeit [2, 104]. Während die Bruchmechanik für Metalle in verschiedenen Bereichen, wie etwa bei Druckbehältern, Rohrleitungen, Kernreaktoranlagen in der Atomindustrie und in der Luftund Raumfahrt schon seit langem erfolgreich angewendet wird und Stand der Technik ist, bildet die Frage der praktischen Anwendbarkeit bruchmechanischer Konzepte auf den Baustoff Beton weiterhin Gegenstand von Kontroversen.

1.1 Problemstellung

Unter Zuhilfenahme der linearelastischen Bruchmechanik (LEBM) [z.B. 2, 3, 4, 5, 8], und mit der Kenntnis des dort eingeführten betonbruchmechanischen Materialkennwertes K_{IC}, können Aussagen über das zu erwartende Verhalten von Rissen bzw. Rissweiterbildungen (nicht aber über die Entstehung von Anfangsrissen) und Risswachstum (stabil oder instabil) oder kerbwirksamen Unstetigkeiten in Bauteilen und Konstruktionen gemacht werden. Dadurch ist es möglich, die Stabilität oder die zulässige Beanspruchung von Rissen zu beurteilen bzw. zu erkennen, wann Maßnahmen zur Verhinderung ihres Wachstums bzw. des Bruches getroffen werden müssen. Diese Problematik tritt z.B. im Talsperrenbau [54, 56] und bei Injektionsarbeiten [97] auf, bzw. in abgewandter Form auch im Stahlbetonbau [13].

In den frühen 60-er Jahren erfolgten die ersten Ansätze die Prinzipien und Methoden der Bruchmechanik von metallischen Materialien auf Beton anzuwenden. Diese Anstrengungen basierten auf den LEBM-Methoden. Auf Basis der gleichen Testmethoden wie für die metallischen Werkstoffe. Die Voraussetzungen der Homogenität und Kerbempfindlichkeit müssen erfüllt sein um so brauchbar verfahren zu können. Dies ist aber bei den meisten zementgebundenen Materialien nicht der Fall. In den letzten 2 Jahrzehnten der betonbruchmechanischen Forschung konzentrierte man sich auf die Entwicklung von betonbruchmechanischen Methoden und Modellen [11, 16-22, 25, 26, 29-32, 39, 43], um den "wahren" betonbruchmechanischen Parameter zu finden und den sogenannten Größenabhängigkeitsgesetz ("size-effect law") [40, 63, 73, 103], den Einfluß von Betonkonstruktions- und Betonprobengrößenordnungen (Maßstabsproblematik) auf die Materialkennwerte zu erklären. Zur Zeit gibt es eine große Liste von verschiedenen Modellen [12, 60], von der LEBM zum Bruchenergiekonzept [55, 61, 62], von verschiedenen angenäherten nichtlinearen Modellen [60, 63, 65, 66] bis hin zur Ergründung der Kontaktzoneneigenschaften [38] der einzelnen festen Betonbestandteile (primär Kontakt- bzw. Verbundflächen zwischen Zuschlagstoffkorn und Zementstein).

Parallel zur Entwicklung von verschiedenen Modellen wurden neue bruchmechanische Testmethoden präsentiert [53]. Zur Zeit werden hauptsächlich zwei Testmethoden verwendet. Heutzutage wie zuvor schon werden die bruchmechanischen Prüfungen anhand der Dreipunktbiegeprobe [60, 64, 69, 66,72] durchgeführt. Basierend auf einer Reihe von Vorteilen wurde die Keilspaltversuchsmethode von TSCHEGG [95, 96] immer wichtiger. Die Frage der geeigneten Bestimmung von brauchbaren bruchmechanischen Materialkennwerten von Massenbeton bzw. von Betonen mit großen Zuschlagskorn in der Betonmischung der Laborproben ist nach wie vor noch immer offen [14, 15, 23, 42, 44, 74, 75, 78, 79, 92, 97, 185].

In den letzten Jahrzehnten wurden auch experimentelle und numerische Forschungsanstrengungen im Hinblick auf die Ergründung der Wirkungsmechanismen und Optimierung der Kontaktzoneneigenschaften, also der Grenzschichte zwischen Zuschlag und Mörtelbindematrix unternommen, auch mit dem Ziel diese mechanischen Materialeigenschaften in numerischen Simulationsprogrammen für Schadensberechnungen berücksichtigen zu können [38].

Diese zusätzlich mit Sicherheitsbeiwerten modifizierten betonbruchmechanischen Materialkennwerte stellen für den planenden Ingenieur dann in seinen auf Computereinsatz basierenden numerischen FEM-Parameterstudien nicht zu überschreiten-

de Grenzwerte auf der Widerstandsseite (eingesetzter Baustoff in der realen Konstruktion) gegenüber der Einwirkungsseite (Belastungen wie Erdbeben, Stauhöhe, Temperatur, Eisstoß, Verkehrslasten, ständige Lasten/Eigengewichte, Setzungen, Injektionsdrücke) dar, und ermöglichen ihm so die bestmögliche Analyse des Tragvermögens und der Stabilität seiner bereits gerissenen oder rissegefährdeten Konstruktionen (Gegenstand der Rissmechanik).

Im Baustoff Beton, der mengenmäßig die Spitzenposition unter den verwendeten Baustoffen im gesamten Bauwesen einnimmt, treten häufig Risse auf [49]. Die Ursachen der Rissbildungen [169, 167, 168] sind vielfältig und sehr unterschiedlich sind auch ihre Auswirkungen auf die Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken [37, 44, 97]. Die im Vergleich zur Druckfestigkeit sehr geringe Zugfestigkeit des Betons (Zugfestigkeit beträgt erfahrungsgemäß nur ca. 1/10 der Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen) und seine notorische Neigung zur Rissbildung bewirken, dass dieser Baustoff nur in wenigen Anwendungen unbewehrt, sondern in den meisten Fällen in Form von Stahlbeton oder Spannbeton eingesetzt wird.

Ein wichtiges Anwendungsgebiet für unbewehrten Beton ist der konstruktive Wasserbau [170], insbesondere der Talsperrenbau [101, 162, 166]. Hier hat es, u.a. auch an großen österreichischen Gewölbesperren in den vergangenen Jahren, eine Reihe von spektakulären Riß- und Schadensbildungen gegeben, die sehr umfangreiche und kostspielige Reparaturmaßnahmen erforderlich machten [37, 97, 165].

Durch eben diese Schadensfälle ist das Interesse an der Anwendung bruchmechanischer Methoden zur Beurteilung der Stabilität von Rissen in Beton auch in Österreich gestiegen. International werden schon seit ca. 3 Jahrzehnten zunehmend Anstrengungen unternommen, die in der Beurteilung von defektbehafteten Metallkonstruktionen bereits Stand der Technik darstellenden Methoden der Bruchmechanik auch für den stark inhomogenen, heterogenen, eigentlich anisotropen und mit zahlreichen Mikro- und Mesodefekten (baumechanische, bauchemische und herstellungsbedingte Ursachen) [27, 28, 39] behafteten Baustoff Beton anwendbar zu machen. Dies erfordert jedoch neue Konzepte für die Vorgänge beim Bruch sowie modifizierte Rechenverfahren und Prüfmethoden für die erforderlichen problemspezifischen Materialkennwerte.

Der Materialprüfung bzw. der Baustoffprüfung kommt dabei die Aufgabe zu, Prüfverfahren im Baulabor zu entwickeln, welche die Ermittlung brauchbarer bruchmechanischer Materialkennwerte im Baulabor und auf der Baustelle erlauben.

Im wesentlichen gelten für die Baustoffkunde nachfolgende wesentliche Gesichtspunkte [42 S150-155, 49, 51, 52, 93, 94, 99, 100]:

Der Lehr- und Forschungsbereich der Werkstoffe im Bauwesen (Baustoffkunde) ist scheinbar eine vergleichsweise junge Disziplin im uralten Bauingenieurwesen.

Zielsetzung der Baustofflehre ist die Vermittlung aller Grundlagen und Kenntnisse, die der Bauingenieur in seinem späteren verantwortungsvollen Beruf benötigt [94]. Aufgabe des planenden und konstruierenden Ingenieurs ist es, aus der Vielzahl der verfügbaren Baustoffe den für die vorgesehene Verwendung zweckmäßigsten auszuwählen. Dazu muß er einerseits einen Überblick über die am Markt befindlichen Baustoffe und ihre Eigenschaften haben und andererseits in der Lage sein, in einem Leistungsverzeichnis bzw. bei der Bestellung die Anforderungen an den jeweils benötigten Baustoff so zu definieren, sodass er auch tatsächlich das bekommt, was er sich vorgestellt hat.

Man muß daher mit allen Begriffen und Zusammenhängen vertraut sein, die bei der Auswahl, Bestellung, Verarbeitung und Verwendung von Baustoffen Bedeutung haben.

Die Lehre von diesen Begriffen, von den zur Baustoffherstellung eingesetzten Technologien, vom Verhalten und den Eigenschaften der Baustoffe und auch von ihrer Verarbeitung, ist die Baustofflehre.

Ein wichtiges Teilgebiet stellt die Baustoffprüfung (Materialprüfung) dar, deren Aufgabe vor allem darin besteht, Prüfverfahren bereitzustellen, die einerseits Aufschluß geben, wie sich die Baustoffe unter verschiedenen Verwendungsbedingungen im Bauwerk verhalten und die damit die Grundlage für eine wirklichkeitsnahe Vorhersage des Bauteilverhaltens bzw. für die Berechnungsverfahren bilden sollen.

Andererseits sollen Prüfverfahren auch einen objektiven Vergleich von konkurrierenden Produkten oder die Kontrolle einer gleichbleibenden Qualität mit einfachen Mitteln ermöglichen. Dies findet seinen Niederschlag in den entsprechenden Prüfnormen und spiegelt so den Stand der Technik wieder.

Die praktische Baustoffprüfung steht daher immer wieder vor der Frage, welche der beiden Zielsetzungen Vorrang haben soll. Gemeinsam mit dem Baustofftechnologen kann man dann im Einzelfall eine zweckmäßige Vorgangsweise finden.

Darüber hinaus müssen die Baustoffkunde und die Baustoffprüfung natürlich auch die wissenschaftliche Basis für die Forschung und Entwicklung in diesem Bereich bereitstellen, und die Ursachen der allzu häufigen und oft recht schwer zu klärenden Bauschäden finden.

Die Problematik und das wirkungsspezifische Spannungsfeld in der Materialprüfung von Baustoffen [99,100], insbesondere von Beton als inhomogenen, auch aufgrund seiner inneren Struktur und seinem komplexen "Funktionieren" im Bauwerk schwer rational zu verstehender Werkstoff, und seinen angewanden oder genormten Labor – und Feldversuchen bzw. Prüfmethoden [171], entspricht näherungsweise jenen Herausforderungen in der Arbeit mit den hydraulischen Modellversuchen im Wasserbaulabor [101]. Demnach können zwei Arten von Modellversuchen unterschieden werden: Der "objektgebundene Modellversuch" hat zum Ziel, für eine vorgesehene Anlage die technisch-ökonomisch günstigste Lösung im Sinne einer Optimierungsaufgabe herauszufinden. Demgegenüber dient der "problemorientierte Modellversuch" der Aufklärung und Fixierung noch verhüllter hydromechanischer Gesetzmäßigkeiten oder der Überprüfung theoretisch abgeleiteter Zusammenhänge.

Zu den Aufgaben der Baustoffkunde zählen also [1, 49, 51, 99, 117, 154, 173]:

• Erforschung der Baustoffeigenschaften und des Zusammenhanges zwischen Zusammensetzung, Struktur und Baustoffverhalten

- Grundlagenforschung zur Entwicklung neuer Baustoffe und neuer Herstellungs- und Verarbeitungstechnologien
- Schaffung von Konstruktions- und Berechnungsgrundlagen (Baustoffkennwerte, Stoffgesetze)
- Erstellung von Baustoffnormen
- Festlegung von Prüfverfahren
- Überwachung der Baustoffproduktion (Qualitätssicherung)
- Überprüfung von Baustofflieferungen, Bauprodukten und Baustoffen im Bauwerk
- Untersuchung und Aufklärung von Schäden
- Informationstransfer und Wissensvermittlung

Für die erfolgreiche Anwendung der linear elastischen Bruchmechanik (LEBM) auf baupraktische Probleme, wie z.B. im Betonbau bzw. im Betonsperrenbau, sind einige Voraussetzungen einzuhalten. Eine wesentliche Bedingung ist ein hinreichend verlässlicher Wert für die Bruchzähigkeit K_C, auch Risszähigkeit oder kritische Spannungsintensität genannt [24, 53].

Der Zusammenhang zwischen Theorie, Laborversuch und Praxis stellen sich folgendermaßen dar:

Die LEBM liefert für verschiedene Rissmodelle Zusammenhänge zwischen Spannungen, Rißgröße (Rissgeometrie) und baustoff- und einwirkungspezifischen Materialkennwerten. Das K-Konzept als bruchmechanisches Stabilitätskriterium sagt folgendes aus: Ein kritischer Zustand, d.h. instabile Rißvergrößerung, tritt ein, wenn der einwirkungsspezifische Spannungsintensitätsfaktor K den dazupassenden kritischen materialspezifischen Spannungsinstensitätsfaktor K_C annimmt. Es folgt dann eine Rißvergrößerung ohne Erhöhung der äußeren Kräfte, d.h. es tritt Bruch auf. Dazu werden in dieser Arbeit im Kapitel 2 die wesentlichen theoretischen Grundlagen der Bruchmechanik erläutert.

Die Grundformel in der LEBM im Modi I im linear-elastischen unendlichen Kontinuum lautet im allgemeinen:

$$K_{I} = \sigma . (a.\pi)^{0.5}$$
 Glg.: 1.1-1

Aus dieser Formel für einen Riß mit der Risslänge a und unter einer gleichmäßigen Spannungsbelastung kann man erkennen, dass die maximal aufnehmbare Last σ auch bei unendlicher Bauteil oder Probenabmessung beschränkt ist. Sie ist nur von der vorhandenen Rißgröße a und der Baustoffgüte abhängig.

Aus dem Zusammenhang zwischen der experimentell ermittelten Maximalspannung σ_{max} , Rissgröße a der K_{IC}-Wert (Bruchzähigkeit genannt [183]) errechnet werden. Dieser im Laborversuch und/oder Feldversuch gewonnene Festigkeits- bzw. Stabilitätskennwert wird dann in der jeweiligen Riß- und Bauteilgeometrie bzw. Belastungssituation entsprechenden Formeln oder Rechenmodellen eingesetzt und zu Prognosen bezüglich Rissbildung verwendet.

$$K_{IC} = \sigma_{max}. (a.\pi)^{0.5}$$
 Glg.: 1.1-2

Ebenso könnte bei bekannter Bruchzähigkeit und vorhandener bekannter Spannung die kritische Risslänge a_c berechnet werden.

Die kritischen Werte K_C sind materialabhängige Größen und müssen durch geeignete experimentelle Versuche ermittelt werden. Gebräuchlich sind für Beton derzeit die Dreipunktbiegeprobe (3PB), Vierpunktbiegeprobe (4PB) und die Keilspaltprobe (WST). Näheres dazu findet sich im Kapitel 2 dieser Arbeit, wo u.a. auch eine Darstellung der bestehenden bekannten konventionellen Prüfmethoden zur Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte von Beton ersichtlich ist.

Für den im Betonsperrenbau verwendeten Massenbeton [101, 162, 164 S225-231, 166] mit Größtkorn 90 mm oder 125 mm ergibt sich das prüftechnische Problem, für die Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte sehr große Proben verwenden zu müssen, um den Größeneinfluß auszuschalten. Diese großen Probenabmessungen bedingen aber wiederum sehr steife große und auch kostenintensive Prüfmaschinen in der Anschaffung.

Die wesentlichen Bedingungen für die Anwendbarkeit der LEBM (Homogenität und Kerbempfindlichkeit) können auch beim heterogenen Werkstoff Beton aufgrund der Größenrelation (Zuschlagstoff bzw. Rißgröße zu Bauwerksabmessungen) beim Betonsperrenbau in weiten Bereichen als gegeben angesehen werden. Eine weitere Voraussetzung für die Anwendung ist, dass es gelingt, im Baulabor ausreichend genaue Werte für die Bruchzähigkeit der Sperrenbetone zu ermitteln [14, 15, 42, 46, 92, 97].

Die Problematik des unerwünschten Risswachstums und seiner Beurteilung tritt z.B. im Talsperrenbau [44, 101] und bei Injektionsarbeiten auf [23, 54-57].

In Betonkonstruktionen können aus verschiedenen Gründen Risse entstehen. Die Risse sind ein Zeichen dafür, dass die Bauwerksbelastung und/oder das Bauwerksverhalten (innere Spannungen zufolge äußerer Einwirkungen wie z.B. Setzungen, Gebirgsbewegungen, Verformungen) nicht den Annahmen der Berechnung entsprechen bzw., dass die Zugfestigkeit des Betons überschätzt wurde. Da die bekanntlich ohnehin geringe Zugfestigkeit des Betons durch verschiedene Einflüsse weiter abgemindert werden kann, sodass die 5% Fraktile nicht selten in die Größenordnung von 1 N/mm² sinkt, genügt eine geringe Fehleinschätzung, um die Gefahr einer unkontrollierten Rissbildung auszulösen. Bei Staumauern kann das Auftreten von Rissen Probleme bereiten, die schwer zu lösen sind [14, 41, 42, 97].

Für Stabilitätsuntersuchungen unter Zuhilfenahme von Finite Elemente Methode (FEM) - Programmen wird der Spannungsintensitätsfaktor an der Rissspitze (z.B. mit dem meist verwendeten isoparametrischen Viertel-Punktelementen nach BARSOUM [98] berechnet und dem kritischen Spannungsintensitätsfaktor (Bruchzähigkeit, Risszähigkeit) gegenübergestellt. So wird eine Beurteilung von vorhandenen Rissen unter gegebener Belastung möglich. Bei bekannter Bruchzähigkeit (ein im Labor und/oder vor Ort auf der Baustelle im Feldversuch ermittelter Materialkennwert), Rissgeometrie und Belastungsart kann auch auf die Belastungsgröße (z.B. die Stauhöhe) rückgerechnet werden, die von der gerissenen Betonsperre noch sicher ertragen werden kann, d.h. die auftretenden Lasten (Einwirkungen nach Eurocode 1) vom Sperrentragwerk sicher in den Untergrund ohne Mauerversagen bzw. Bruch abgelei-

tet werden können. In den numerischen Simulationsprogrammen werden so z.B. zur Vorhersage der Versagenskriterien von Betonbauteilen mechanische und/oder bruchmechanische Kenngrößen über Beton benötigt [24].

Sowohl bei Erhaltungs- und Instandsetzungsarbeiten, als auch beim Neubau von Talsperren tritt häufig die Notwendigkeit einer Sanierung auf, vorhandene Kluftsysteme im Untergrund bzw. Fugen und Risse im Beton, durch Zement- und Kunstharzinjektionen möglichst vollständig zu füllen, ohne dabei durch zu hohe Injektionsdrücke neue Rissbildungen zu verursachen [41, 42, 165, 172]:

Das Ziel, das man durch Injektionen erreichen will, muß deutlich und begreifbar sein. Je nachdem, ob es sich nun um Durchlässigkeit, Festigkeit, Verformbarkeit oder Korrosionsschutz handelt, müssen entsprechende technische Maßnahmen angestrebt werden. Es liegt also im Bestreben des Injiziervorganges eine Wiederherstellung der Undurchlässigkeit (Dichtigkeit, Injektionen mit Zement-suspensionen [165] oder quellenden Kunststoffen) oder des Korrosionsschutzes und /oder der kraftschlüssigen Verbindung der Rissufer, also zur Wiederherstellung der Festigkeit, meist unter Verwendung von Epoxid-Harzen auf Kunststoffbasis [172] zu erreichen. Um das Ziel möglichst sicher, effizient, kostengünstig und unter Vermei-dung unerwünschter Nebenwirkungen (Risswachstum, bedenkliche Zusatzspan-nungen oder Verformungen) erreichen zu können, muß der Injektionsvorgang opti-miert und kontrolliert ablaufen.

Die dazu erforderliche Injektionstechnik ist bisher im wesentlichen eine auf Erfahrung und Einfühlungsvermögen beruhende Kunst [42 S 94, 165 S1, 172].

Zur Füllung der Risse wird ein System von Bohrungen angeordnet, über welches das Injektionsgut eingepresst wird. Für diese Injektionen ist die Bruchzähigkeit ein wichtiger Wert, um nicht im Zuge der Arbeiten weiteren Schaden hervorzurufen. Denn um eine weitgehend vollständige Verfüllung und/oder Verklebung zu erreichen, ist das Injektionsgut im ganzen Riß gut zu verteilen, und möglichst nahe an die Risswurzel zu bringen. Dafür wären relativ hohe Drücke vorteilhaft.

Durch das Injektionsgut und den auftretenden Strömungsvorgängen und hydraulischen Druckverteilungen, den dadurch verursachten elastischen Verformungen der Rißwandungen (bzw. Rissaufweitungen), samt deren Rückwirkung auf die Strömung des Injektionsgutes gilt es durch geeignete in Richtung einer vorherberechenbaren, optimierbaren Technologie weiterzuentwickeln durch geeignete naturnahe Rechenmodelle zu beschreiben [16, 41, 42 S 93-100, 172]. Da zu große Drücke aber wiederum zu einer Rißaufweitung und – verlängerung führen können (Stichwort "hydraulic fracturing" [24, 101, 172], quasi eine "nasse" Beanspruchung der Risse), muß der Injektionsdruck auf ein sinnvolles Maß begrenzt werden. Mit Hilfe bruchmechanischer Berechnungen soll als Ergebnis jene Druckbegrenzung erreicht werden, bei der es – gerade noch – nicht zu dieser unerwünschten nachteiligen, im Sinne der ursprünglichen Injektionszielsetzung, kontraproduktiven Rissverlängerung kommt. Sie kann bei bekannter Bauwerks-geometrie, Rissgeometrie und Belastung abgeschätzt werden, wenn die mathematische Erfassbarkeit gegeben ist.

Richtwerte für die Ausführungen von Injektionsarbeiten werden bislang oft nur aufgrund von Erfahrungen angegeben. Zur Zeit werden auch Verfahren erprobt, bei denen die Geräusche, welche die Rissfortpflanzung ankündigen und begleiten, zur Begrenzung des Injektionsdruckes führen. Verwendete Injektionsdrücke als beispielhafter Anhalt (Erfahrungswerte, siehe auch [165]): Staumauer Zeuzier in der Schweiz 20 bis 40 bar, Staumauer Kölnbrein in Österreich bis zu 60 bar [41, 172, 192]. Heutzutage werden die buchmechanischen Eigenschaften des unbewehrten Betons in der Regel im sogenannten "Trockenversuch" mit den bisher bekannten und anerkannten bruchmechanischen Prüfmethoden und Bruchmodellen (siehe Kapitel 2) im Baustofflabor [12] und seltener in situ (zum Beispiel die Feldversuchsmethode nach SAOUMA u.a. [75] als Bauwerksbetonprüfung) ermittelt.

BRÜHWILER und SAOUMA [78,79] haben erstmals experimentell den nicht mehr zu vernachlässigenden Einfluß des sich frei ausbreitenden Druckwassers in einem Betonriss, als ein mögliches Einwirkungsszenario wie es bei unbewehrten massiven Sperrenbauwerken auf der unter Umständen gerissenen Wasserseite auftreten kann, auf das bruchmechanische Verhalten bzw. die Standsicherheit des Bauwerkes bzw. des eingebauten rissebehafteten Baustoffes aufgezeigt und gleichzeitig nachge- und bewiesen, was man in der Natur schon bisher beobachten konnte.

BRÜHWILER ergründete [46], wie viele andere Forscher auch [12, S88-89, 15, 23, 24, 42 S 26-28, 54, 56, 70, 73, 74, 77, 80, 92], die Annwendung der bruchmechanischen Eigenschaften auf Dammbetone: Bei den theoretischen (analytisch und/oder numerisch) und experimentellen Analysen von Bauwerken muss der Größeneffekt berücksichtigt werden. Die Anwendung der bruchmechanischen Eigenschaften ist sehr stark von der Größe der Betonbauwerke abhängig die mechanisch und baustofftechnologisch analysiert werden sollen, sowie auch vom zu verwendenden bruchmechanischen Modell. Basierend auf Experimenten und Größenabhängigkeitsbetrachtungen wurden die Grenzen der Anwendbarkeit der klassischen "Linearelastischen Buchmechanik" (LEBM) auf Betonsperren bewertet [76 S 248-249]. Dabei wurde erkannt, dass die LEBM für die mechanische Analyse des unteren massiven Teiles von großen unbewehrten Schwergewichtsmauern geeignet ist. Die "Nichtlineare Bruchmechanik" (NLBM), heute auch als "Elastisch-Plastische Bruchmechanik" (EPBM) bezeichnet, sollte für die bruchmechanische Analyse von schlanken ("dünneren") Bogenstaumauern und Stützpfeilermauern und am oberen Ende von Schwergewichtsmauern zum Einsatz kommen. Von allen Stahlbetonbauwerken, welche verbundtechnologisch begründet schlankere Konstruktionen sein können als die unbewehrten massiven Dammbauwerke, kann man erwarten, dass die in den Bereich der NLBM Modelle fallen.

SAOUMA bemerkte im Fachartikel "Fracture Mechanic of Concrete Gravity Dams" in [31 S 313-314] sinngemäß, dass ein Blick in die Literatur über Bruchzähigkeiten (oder kritische Bruchenergie) von Beton offenbart, dass die meisten bruchmechanischen Prüfungen bisher ("Anmerkung: Zum Teil noch bis heute") an "kleinen" Probengrößen erfolg(t)en. Dies sind Dimensionen die nicht groß genug sind, um sichere Bruchzähigkeiten im ebenen Dehnungszustand (EDZ) verlässlich ermitteln zu können. Daher sollte man aufpassen, wenn man solche Kennwerte, ermittelt an kleinen Proben, für die bruchmechanischen Analysen von großen Dammbauwerken numerisch extrapoliert.

Am besten werden also die notwendigen und brauchbaren Materialkennwerte ohne rechnerische Manipulationen direkt, wo möglich und machbar, an geeigneten Proben mit entsprechender ausreichender Größe und Prüfmittelausstattung ermittelt. Daher wurde für den unteren massiven Abschnitt von massigen unbewehrten Betonsperrenbauwerken die "Penny Shaped Crack-Prüfmethode" (PSC) als bestmögliche bruchmechanische Versuchseinrichtung für Massenbeton entwickelt, und auf seine Machbarkeit und Brauchbarkeit hin experimentell im Baustofflabor untersucht. Diese innovative physikalische, zerstörende, statische Festigkeits-prüfmethode für Beton dient zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowohl im "Trockenversuch" als auch im "Nassversuch". Mit den Prüfergebnissen dieser zwei einfachen anwendungsorientierten Labor- und/oder in situ-Prüfmethode können damit also die trockenen luftseitigen Oberflächen- und Innenrisse und/oder auch die feuchten wasserseitigen Oberflächen- und Innenrisse von betonierten Sperrenbauwerken beurteilt werden. Als Labor- aber auch als Bauwerksbeton-prüfungsmethode vor Ort beim Bauwerk selbst kann diese so optimal eingesetzt verwendet werden, um in der Folge je nach Bedarf und Zielsetzung die Bruchzähigkeiten in der Testung von grossen Proben, wie es bei Massenbetonen mit großen Zuschlägen erforderlich ist, experimentell zu ermitteln. Jenen Massen-betonen also, wie er bei den im konstruktiven Wasserbau in Österreich und International vorkommenden großen Betonsperren (Beispiel Abb. 1.1-1 und Abb. 1.1-2) üblicherweise als Konstruktionsbaustoff bisher schon zum Einsatz kam und zukünftig zweckdienlich seine Verwendung finden wird [97, 101].



Abb. 1.1-1 Rißerscheinungen im Kölnbrein-Gewölbesperrenfuß [24 S 129] Nach BAUSTAEDTER, K.: Die Kölnbreinsperre aus heutiger Sicht. Erstes Christian Veder Kolloquium, TU Graz, Nov. 1985





1.2 Zielsetzung

Im Betonlabor wurde eine Variante eines bruchmechanischen Testverfahrens entworfen bzw. entwickelt und im Baulabor experimentell untersucht [14, 15 S 3-2 und 3-3, 41, 42, 97]:

Der Versuchsaufbau mit innendruckbelasteten "Penny Shaped Crack (PSC)" - ein zylindrischer Betonprobekörper mit einem kreisförmigen, zentral innenliegenden, Starterriß (siehe auch [177]) wird auf seine Machbarkeit und Brauchbarkeit zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten untersucht und beurteilt.

Diese experimentelle Arbeit soll einerseits Aufschlüsse über die Brauchbarkeit einer sehr einfachen Methode zur Ermittlung der Bruchzähigkeit K_{IC} als Materialkennwert des Betons geben. Ebenso wurde versucht die kritische Bruchenergie G_{IC} zu ermitteln.

Durch Kombination dieses Laborversuchs mit den entsprechenden Messergebnissen mit bruchmechanischen Berechnungen als Basis für die Auswertemodule kann die Bruchzähigkeit ermittelt werden. Dies soll besonders im Hinblick auf den beim Betonsperrenbau verwendeten unbewehrten Massenbeton und Injektionstechnologien geschehen.

Andererseits sollte durch die Versuche auch demonstriert werden, dass wasserdruckbeaufschlagte feuchte Risse im Beton im Gegensatz zu den trockenen Rissuferwandungen schon bei relativ geringem Druck (20 bis 50 bar) und geringen Rissabmessungen (38 bis 10 cm Durchmesser) instabil wachsen können. Das zeigt, dass bei vorhandenen Rissen schon Nennwasserdrücke zu instabilem Risswachstum führen können, die weit unter der Zugfestigkeit von Beton zum Bruch führen (Rißvergrößerung bzw. ein instabiles Risswachstum tritt auf). Dies liefert eine Erklärung für die in der Praxis immer wieder vorkommenden plötzlichen und unerwarteten Rissbildungen bzw. Brüche im Betonbau.

Die aufwendige experimentelle Untersuchung der Machbarkeit und Brauchbarkeit der anwendungsorientierten betonbruchmechanischen Materialprüfungsmethode "Penny Shaped Crack – Kurzschreibweise PSC" als neue innovative einfache Prüfmethode zur Ermittlung betonbruchmechanischer Materialkennwerte, insbesondere von Massenbeton, im Baulabor und als Feldversuch ist der eigentliche Gegenstand und Hauptziel dieser vorliegenden experimentellen Arbeit.

Solche Kennwerte sollen eine quantitative Beurteilung der Stabilität von Rissen in unbewehrten massigen Betonbauteilen erlauben.

Primäre Anwendung im konstruktiven Wasserbau zur Stabilitätsuntersuchung von gerissenen, unbewehrten Massenbetonbauteilen (wegen der möglichen leicht und einfach zu prüfenden großen Betonproben mit dem vorhandenen Größtkorn bis zu 120 mm), wie diese in mächtigen Talsperrenbauten vorkommen.

Mittels Wasserdruck im offenen und geschlossenen (Druckkissen, flat jack) Hydrauliksystem (siehe Kapitel 3) wird ein gerader zylindrischer Probekörper mit einem Durchmesser von 60 und 110 cm und einer Höhe von 40 und 60 cm, innenliegend zentrisch in einer flachen dünnen Scheibe (münzförmig, daher penny shaped crack), welche normal zur lotrechten Zylinderlängsachse und daher parallel zu den Deckflächen der Betonprobe konstruktiv platziert ist und gleichzeitig als Starterriß fungiert, entweder kraftgesteuert (konstanter Druck/Zeiteinheit) oder verformungsgesteuert (d.h. konstantes injiziertes destilliertes Wasservolumen/Zeiteinheit) durch Innendruck im Starterriß belastet.

Die Unterscheidung von zwei Versuchsmethoden, also Testung in einem offenen oder geschlossenen hydraulischen Prüfsystem, zielt auf eine anwendungsorientierte betonbruchmechanische Materialprüfung von massigen Sperrenbetonen ab. Genauer gesagt sollen damit die Rissestabilität der wasserseitigen und mit Wasserdruck beaufschlagten Betonrisse (offenes Prüfsystem) und die luftseitigen "trockenen" Risse (geschlossenes Prüfsystem) simuliert bzw. in einer Art einwirkungsspezifischen Grenzwertbetrachung praktisch untersucht werden können. Auch im Hinblick auf potentielle Injektionsarbeiten in der Zukunft eines geschädigten Tragwerkes sollen solche PSC-Proben zur Verfügung stehen, um so den optimalen Injektionsdruck mit dem spezifischen Injektionsgut ermitteln zu können.

Der Einfluß verschiedener experimenteller Details der Versuchsanordnung des PSC sowie verschiedene Auswertungsverfahren werden kritisch betrachtet und untersucht, um eine Optimierung zu erreichen. Die wesentlichen Vorteile des Verfahrens werden in relativ geringen Geräteaufwand, der langen kreisförmigen Rissprozesszone und vergleichsweise einfachen Herstellung und Prüfung großer Betonproben im Baulabor und auf der Baustelle als Feldversuch gesehen.

1.3 Inhalte der einzelnen Kapitel

Im Kapitel 1 findet man eine kurze Einleitung im Hinblick auf die Problemstellung, sowie die primären Aufgabenstellungen und die Anwendungen der Bruchmechanik im Betonbau erläutert. Auch wird die allgemeine Zielsetzung dieser Arbeit dargelegt.

Das Kapitel 2 zeigt zwecks besserem Verständnis der Thematik im Vorfeld grundsätzliches und kurz den wesentlichen Stand der Technik in der betonbruchmechanischen Forschung und Prüftechnik auf.

Der Penny Shaped Crack (PSC) selbst wird im Kapitel 3 behandelt und beschrieben, ergänzt durch dokumentierende und z.T. auch selbsterklärende Fotos in [181], Konstruktionsskizzen in [177 - 180] und diversen Tabellen. Die beiliegende DVD enthält auch eine detailliertere Versuchsbeschreibung der PSC-Forschung [185].

Die Zusammenfassung und der Forschungsausblick im Kapitel 4 beschließen die Ausführungen zu dieser experimentellen betonbruchmechanischen Baulaborarbeit.

Die verwendete und zitierte Literatur in dieser Arbeit spiegelt sich im Kapitel 5 wider.

Letztendlich findet man passend zum vorliegenden Dissertationstext und zum besseren Verständnis im Anhang eine DVD, auf welcher die im Forschungszeitraum 1993 bis 2003 erstellten Forschungs- und Technischen Berichte FTB1 bis FTB 16 thematisch geordnet [177-192] abgespeichert sind.

2. Wesentliche Grundlagen der Bruchmechanik zementgebundener Baustoffe

Die Geschichte der Bruchmechanik reicht in ihren Wurzeln bis zu den Anfängen der Mechanik zurück. GALILEI zum Beispiel erkannte, dass es auf den belasteten Querschnitt ankommt, also auf die Kraft pro Fläche [99].

In [21 S 1-30] ist die historische Entwicklung der Anwendung der Bruchmechanik auf zementgebundene Werkstoffe beschrieben. Ausgangspunkt der konstruktiv kritischen Betrachtungen und Überlegungen waren ursprünglich die Materialien Glas bei GRIFFITH (1921) [104] und die Metalle (U.S.A. Liberty Schiffe ~1940) [5, 45, 99]. In bezug auf die in der Einleitung des ersten Kapitels erörterte Problemstellung werden die sich daraus ergebenden Themenschwerpunkte dieser Arbeit nachfolgend in einer kurzen und wesentlichen Literaturzusammenfassung diskutiert. Diese kann bestenfalls, wegen der Vielfalt und Menge der vorhandenen Literatur, als ein Versuch eines Literaturüberblickes bezeichnet werden. Der Begriff "Literatureinblick" wäre dabei zutreffender. Daher wird naturgemäß auch kein Anspruch auf Vollständigkeit erhoben. Zum vertieften weiteren Studium im Bedarfsfall wird auf die entsprechende problemspezifische Fachliteratur im Text durch die Zahlen in den eckigen Klammerausdrücken verwiesen werden (Kapitel 5). Ein Experte in der Thematik Betonbruchmechanik könnte dieses vorliegende zweite Kapitel ohne Verständnisschwierigkeiten problemlos in der Folge überspringen. In [186] findet man wichtige und beachtenswerte Zusammenhänge über die Eigenschaften und Prüfung des Festbetons. In [163, 164, 171, 173] ist wesentliches zur Bindemittel- und Betontechnologie dargelegt.

2.1 Zur Genese der Fragen, Lösungen und Probleme in der Betonbruchmechanik

Mit der Entwicklung der Kontinuumsmechanik im 19. Jahrhundert kam es zur Aufstel-Reihe verschiedener Festigkeitsund Versagenshypothesen luna einer (MISESSCHE und TRESCASCHE Fließbedingung, Hauptspannungshypothese W.J.M. RANKINE (1820-1872), G. LAME (1795-1870) und C.L. NAVIER (1785-1836), Hauptdehnungshypothese von de SAINT-VENANT (1797-1886) und C. BACH (1889), Formänderungsenergiehypothese von E. BELTRAMI (1885), COULOMB-MOHR-Hypothese (1900), DRUCKER-PRAGER-HYPOTHESE nach D.C. DRU-CKER und W. PRAGER (1952 – Anwendung für granulare und geologische Materialien gleich wie Mohr-Coulomb-Hypothese) die zum Teil noch heute als Bruchkriterien Verwendung finden. In ihnen werden Spannungen oder Verzerrungen zur Charakterisierung der Materialbeanspruchung herangezogen. Entsprechende Bemühungen erfolgten seit Anfang des 20. Jahrhunderts insbesondere im Zusammenhang mit der Entwicklung der Plastizitätstheorie [4, 45].

Das Versagen von Werkstoffen wird durch die Festigkeitslehre beschrieben [2, 36]. Das Festigkeitskriterium ist hierbei das älteste Versagenskriterium. Versagen tritt ein, wenn die Spannungen der am stärksten beanspruchten Stelle einen kritischen Wert überschreiten. Es wird angenommen, dass dieser Wert eine Werkstoffkenngröße darstellt, die mit Festigkeit bezeichnet wird.

Fehlstellen im Werkstoff wie Querschnittsänderungen, Kerben, Rillen, Hohlräume oder ähnliches können in der Festigkeitslehre nicht berücksichtigt werden. Dieser Tatsache wird in der Kerbspannungslehre Rechnung getragen, die auf Verfahren der Kontinuumsmechanik beruht. Basierend auf der Beobachtung, dass gekerbte Proben eine höhere Festigkeit aufweisen (geometrische Versprödung), weil Fehlstellen eine Spannungserhöhung am Kerbgrund hervorrufen, ermöglicht die Kerbspannungslehre Berechnungen von Spannungen und Verschiebungen in direkter Umgebung von solchen Werkstofffehlstellen.

Alfons LEON (1881-1951) – als gelernter Bauingenieur war er u.a. ordentlicher Professor für Technische Mechanik und Mechanische Technologie (1918-1934), Dekan der Baufakultät (1919-1921) in der Vorläuferorganisation der heutigen TU Graz, Gründervater der heutigen TVFA TU Graz im Jahre 1921 als Mechanisch-Technische Versuchsanstalt für experimentelle Festigkeitslehre und öffentliche Versuchsanstalt für die Industrie, als Sozialist flüchtete er 1938 aus Graz, der Stadt der nationalsozialistischen Volkserhebung und nach dem 2. Weltkrieg baute er die TVFA an der TU Wien wieder auf, wo er seine Berufslaufbahn fortsetzen konnte [51, 52, mündliche Überlieferungen] – lieferte in seiner vielfältigen Tätigkeit als Hochschullehrer, Forscher und Praktiker z.B. auch bedeutende Beiträge zur Kerbwirkungstheorie. Es gelang ihm, verschiedene Probleme dieser Art elastizitätstheoretisch strenge zu lösen. In anderen Fällen wieder konnte er Näherungslösungen aufstellen, die er experimentell überprüfte, wenn notwendig verbesserte und fallweise auch unter Verwertung von Neuerkenntnissen anderer Forscher weiterentwickelte, bis eine praktisch hinreichende Annäherung an die Wirklichkeit erreicht war. Eine seiner besonderen Interessen waren die Spannungserhöhungen zufolge von Hohlräumen und Einschlüssen (siehe erste bedeutende Veröffentlichungen dazu im Zeitraum 1906 -1909) [51]. So löste LEON erstmals 1908 das elementare Kerbproblem eines kugelförmigen Hohlraumes im unendlich ausgedehnten Körper bei einachsigem Zug ("Problem von Leon" in Kugelkoordinaten), und bediente sich eines speziellen Lösungsansatzes von STEFAN. LEON gilt als einer der ersten Forscher, der sich ausgiebig mit den Problemen der Spannungskonzentration theoretisch befasst hat und der auch deren praktische Bedeutung erkannte. Häufig wird die Lösung des genannten Problems SOUTHWELL und GOUGH zugeschrieben, die sie mittels einer LOVE'SCHEN Verschiebungsfunktion in Zylinderkoordinaten angegeben haben. NEUBER hat das Problem von LEON auf anderem Weg nachvollzogen (allg. krummlinige Koordinaten, verschiedene Belastungsarten, s.a. dazu HAHN [36 S 290-295]).

Im Jahre 1921 legte A.A. GRIFFITH (1893-1963) [1, 2, 4, 38, 99,104] einen ersten Grundstein für eine Bruchtheorie von Rissen, in dem er die für den Rissfortschritt erforderliche Energie in die Beschreibung einführte und damit das energetische Bruchkonzept schuf. Auf dieser Erkenntnis baut das Wissensgebiet der Bruchmechanik auf, deren Aufgabe darin liegt, die Entstehung von Rissen und die Art ihrer Ausbreitung in festen Körpern zu untersuchen. Ein weiterer Meilenstein war die 1939 von W. WEIBULL entwickelte statistische Theorie des Bruches. Der eigentliche Durchbruch gelang aber erst 1951 G.R. IRWIN (wird als der geistige Vater der ingenieurmäßigen Bruchmechanik bezeichnet), der zum erstenmal den Rissspitzenzustand mit Hilfe von Spannungsintensitätsfaktoren charakterisierte. Das daraus folgende K-Konzept **Bruchmechanik** (LEBM) der linearen elastischen [2. 3] (gilt genau genommen nur für ideal-elastische, homogene, isotrope sowie absolut kerbempfindliche spröde Stoffe) fand rasch Eingang in die praktische ingenieurmäßige Anwendung und ist inzwischen fest etabliert. Für viele mechanische Problemfälle (unterschiedliche Geometrien des Risses und Belastungssituation) gibt es umfangreiche dem K-Konzept folgende Formel-sammlungen [2, 3, 4, 5, 6, 9, 10, 33, 34] als Folge von analytischen und/oder auch numerischen Detailpunktsanalysen, primär aus dem Bereich des Maschinenbaues. Individuelle bruchmechanische Problemanalysen sind heutzutage problemlos mit FE-Programmen möglich [3, 13, 15, 24, 30, 57, 78, 79, 92, 98].

Seit Anfang der 60-er Jahre wird an Problemen der elastisch-plastischen (nichtlinearen) Bruchmechanik (Abkürzung NLBM oder auch EPBM) gearbeitet [4]. Geschichtlich begründet liegt in der Neuzeit des 20.Jahrhunderts die Weiterentwicklung der Bruchmechanik (Schadensmechanik) auch in den kostspieligen, die Staatshaushalte stark belastenden Schadens- und Problemfälle (Katastrophen) [3]. Zum Beispiel die katastrophalen Brückeneinstürze [99], die Brüche von Fernrohrleitungen, Kesseln und Behältern [3], der Bruch von den Liberty-Schiffen die durch die U-Boote des 1. Weltkrieges ins kältere Nordmeer abgedrängt wurden und spröd im Hafen liegend auseinandergebrochen sind [99], in den Sicherheitsanalysen von Atomreaktoren, im Flugzeugbau, in der Raumfahrt, beim Bruch der Schweissnähte von Raketen, im Behälterbau, im Fahrzeugbau [3, 6, 99] und im Massivbauwesen [13, 72, 73, 84], wie z.B. beim Bruch bzw. den Risseerscheinungen der hohen Betonstaumauern aus Massenbeton [16, 37, 41, 42 S 26-28 und S93-100, 70, 74-80, 97] wie z.B. die österreichischen Gewölbesperren Kölnbrein und Zillergründel [23, 24, 44, 53, 54, 56, 77, 88, 101].

In den Vereinigten Staaten von Amerika (USA) wurde aufgrund der erwähnten Vorkommnisse in den 50-er Jahren des vorherigen Jahrhunderts der Wille zum Verständnis der den Schadensfällen zugrundeliegenden Ursachen und den physikalischen Prinzipien der Bruchvorgänge verstärkt. Die Notwendigkeit zur genaueren Untersuchung der Bruchvorgänge in den verschiedensten Materialien hat zur Entwicklung der Bruchforschung als eigener Disziplin geführt. Dabei ist die Bruchmechanik nicht Teilgebiet der Mechanik, sondern erstreckt sich über die Materialtechnologie, die angewandte Mechanik und das Ingenieurwesen. Die Ingenieurwissenschaft auf Basis der Naturwissenschaft trägt zur Last- und Spannungsanalyse bei, die angewandte Mechanik liefert die Spannungsverteilung an der Rissspitze sowie die elastischen und (quasi)plastischen Deformationsanteile des Materials in der Umgebung der Rissspitze. Die Materialtechnologie befasst sich mit dem Bruchvorgang im mikrostrukturellen Bereich (Abb. 2.1-1) bis hin zu den physikalisch-chemischen Bindungskräften zwischen den Molekülen und Atomen der verschiedenen chemischen Elemente und Stoffverbindungen [1].

Die Technische Bruchmechanik (Rissmechanik) als Lehre und Wissenschaft der Vorgänge beim Brechen und Trennen eines festen Körpers in zwei oder mehrere Teile kombiniert mathematisch-physikalische Methoden mit werkstofftechnologischen Konzepten [5]. Man spricht von einem Bruch, wenn ein Kontinuum, ein Festkörper, durch einen Riss in zwei oder mehr Teile zertrennt wird [1]. Bei einem Rissforschritt bzw. beim Bruchvorgang unterscheidet man zwischen dem Sprödbruch, der sogenannten instabilen Rissausbreitung, und dem kontrollierten, stabilem Risswachstum, ein quasi-statisches Risswachstum also. Letzteres liegt vor, wenn der Bruchvorgang stets durch energetische Gleichgewichtszustände führt [24, 38, 88].

Die wichtige Aufgabe der Materialprüfung dabei ist die material- und einwirkungsspezifische Bruchkennwerteermittlung, welche zur quantitativen Beschreibung der Rissausbreitung in Bauteilen unter bestimmten Betriebsbedingungen herangezogen werden können [3, 15, 42 S150-155, 52, 59, 93, 97, 99].



Abb. 2.1-1: Stellung der Bruchmechanik am Beispiel der Betonbruchmechanik [3]

Im Bereich der Festigkeitslehre treten die bruchmechanischen Konzepte zu den klassischen elastizitäts- und plastizitätstheoretischen Bemessungsgrundlagen (Eurocode 1 bis 8) hinzu und moderne Zuverlässigkeits- und Sicherheitsuntersuchungen sind ohne die Berücksichtigung bruchmechanischer Aspekte nicht mehr denkbar. Auch im Hinblick auf Lebensfähigkeit und Lebensdauer gerissener Bauteile. Ein Restversagensrisiko der Bauteile ist seitens der Ingenieure zu akzeptieren, aber auch dieses ist soweit als möglich zu minimieren. Die Versagenswahrscheinlichkeit sollte während der vorgesehenen Betriebsdauer auf einem vertretbaren, individuell zu vereinbarenden, niedrigen Niveau liegen. Diese Sicherheitsfragen sind ebenfalls Aufgabe der Bruchmechanik und umfassen die Bruchvorhersagen und Entwicklungen von geeigneten "Vorhersagmethoden" [3], quasi als ein prognostizierendes Instrument zum Vorausblick in die nahe und weite Zukunft des bereits geschädigten realen verwendungsorientierten Baustoff- und Bauteilverhaltens unter den nachteiligen nachfolgenden, ungünstigsten, vorhersehbaren und gerade noch "ertragbaren" Betriebsbedingungen [97].

Daneben wird die Bruchmechanik in vielen anderen Gebieten zur Lösung von Problemen verwendet, wo Trennprozesse eine Rolle spielen [1]. Beispiele hierfür sind die Zerkleinerungstechnik, Verbundwerkstoffe- und konstruktionen, spanabhebende Werkzeuge (Hobelbank), die Geo- und Felsmechanik [16, 29, 31], Pneumatik, Bohrtechnik [87], Injektionstechnik [16, 23, 41 S93-100, 42, 165, 172], Dübel- und Ankertechnologie, Sprengtechnik im Tunnelbau und im Bergbau (Untertag und im offenen Tagbau im Steinbruch) und u.a. [1, 4, 99]. Im Problembereich Bruchmechanik angesiedelt sind auch die Schadensfälle im Grenzübergang zwischen Boden- und Felsmechanik im Grundbau wie im Spezialtiefbau [29] (stark verfestigte Locker- bzw. Mischböden, tieferliegende konsolidierte Sedimente und Tonböden mit mehr oder weniger Wassergehalt) und der baumechanischen Problematik des hydraulischen Grundbruchs und des Sohlwasserdruckes als baupraktische Gefahrenmomente im konstruktiven Wasserbau [87, 101] und in der Erdölindustrie [172] ("hydraulic fracturing" [16, 24]).

Die typische Vorgangsweise bei der Bewältigung bruchmechanischer Probleme ist die folgende: Gegenstand der Rissmechanik ist die Ermittlung charakteristischer Größen zur Rissbeurteilung aufgrund passender Bruchkriterien. Die kritischen Werte der charakteristischen Größen werden für spezielle Prüfkörper mit definierter Rissgeometrie durch Vergleich ermittelt [11 S 406-414, 23, 53, 59, 72].

RIEDL [45] erkannte ein wesentliches anwendungsspezifisches Detail, nämlich dass durch die Beanspruchungsbedingungen dem Konstruktionsbaustoff ein sprödes Werkstoffverhalten aufgezwungen werden kann. Als Beispiele benannte er die tiefen Betriebstemperaturen, die hohe Belastungsgeschwindigkeiten, und die Dicke des Werkstoffes, also die fliessbehindernde Wirkung einer entsprechenden Überlagerungsdicke und Ausdehnung der Ligamentflächen. Nur durch das maximale Fliessbehinderungsvermögen (siehe auch EPBM, Ausbildung der Rissprozesszone im Ligament , engl. "fracture-process-zone FPZ" genannt) bei gegebener Probendicke (zweckdienliche Größe der Probe) zeigt der Werkstoff durch Schaffung von einem ebenen Dehnungszustandskriterium (EDZ-Kriterium [2, 36, 89, 74, 76]) als Wirkungsumgebung, in welcher der eigentliche Riß hineinwachsen kann, sein sprödestes Verhalten.

SAOUMA stellte ebenso sinngemäß fest, dass dies die primäre Untersuchungsmaxime, nämlich anwendungsorientiert, im Bedarfsfall in der Bestimmung bruchmechanischer Materialkennwerte sei, wenn man große massive geschädigte Dammbauwerke analysieren möchte – erst dadurch können optimale notwendige Grundlagen zur bestmöglichen Beurteilung der herrschenden Sprödbruchgefahr (Trennbruch) gewonnen werden [31 S 313-314]

Auch TSCHEGG [44] erkannte den Einfluss eines mehrachsigen Spannungszustandes als eine wesentliche und stark beeinflussende versprödende Betriebsbedingung auf den Werkstoff Beton. Die Bruchenergie von Proben im mehrachsigen Spannungsmilieu sind geringer als jene von einachsial beanspruchten Zugproben. In seinen Untersuchungen von Bohrproben war also ein relevanter werkstofftechnologischer Einfluß auf die Bruchenergie von Alkali-Zuschlag-Reaktionen (AZR od. AAR) geschädigten österreichischen Dammbetonen ersichtlich. Dabei verwendete er die von ihm entwickelte Keilspalt-Testmethode [95,96].

Schärfster Kerb dabei als Defekt wäre theoretisch ein Kerbradius an der Rissspitze von wenigen Atomabständen [45].

Bei den Metallen werden deshalb ergänzende vertiefende Probenanrisse zusätzlich in den mechanischen Kerb der Kompaktzugproben nach ASTM 399 (eine normierte Bruchmechanikprüfung für Metalle in den USA) in aufwendiger versuchstechnischer Manier vor der eigentlichen bruchmechanischen Testung durch geeignete Dauerschwingungsversuche- und belastungen initiiert (künstliche Probenanrisse als naturnahe Rissspitzenausbildungen). Demnach erfolgt das Einbringen eines Daueranrisses in die mechanisch vorgefertigte CT-Probe ("Compact Tension Sample", Herstellung der Probe sehr teuer, da die Herstellungstoleranzen sehr anspruchsvoll sind) mit Hilfe einer Hochfrequenzresonanzprüfmaschine. Bei gleicher Einspannung der

Probe wird diese im Anschluss mit der selben Prüfmaschine im bruchmechanischen Zugversuch (Mode 1) getestet. Der Zusammenhang zwischen Frequenzabfall und Dauerrisslänge wird empirisch ermittelt, d.h. man schwingt die eingespannte CT-Probe an, deren Frequenz mit der Entstehung und dem Fortschreiten des Risses abfällt. Nach dem Eintreten des angenommenen (zuvor proben- und werkstoffspezifisch definierten) Frequenzabfalles (Erfahrungen haben gezeigt, dass ein gewisser Zusammenhang zwischen Frequenzabfall und der Risslänge besteht), zerreisst man die Probe und misst neben den Kräften und den Kerbaufweitungen an der gebrochenen Probe die erkennbare Risslänge, bestehend aus mechanischer Kerblänge und Daueranrisslänge. Beim eigentlichen bruchmechanischen Zugversuch wird ein Diagramm zwischen der aufgebrachten Last und der zugehörigen Kerbaufweitung mit-Die Kerbaufweitung kann mit einem Dehnmessstreifen DMSaeschrieben. bestückten Tensometer aufgenommen werden. Nach dem Versuch erfolgt auch eine augenscheinliche Kontrolle der gerissenen Probe (Rissflächenufer, Ligamentflächen) über das Aussehen des Risses hinsichtlich Aufbereitung und Gleichmäßigkeit und über die Einhaltung des schon zuvor erläuterten notwendigen und auch in der Prüfnorm entsprechend geforderten ebenen Dehnungszustandes (über die Mindesmasserfordernisse der Probenabmessungen als Funktion der Bruchzähigkeit und der Streckgrenze). Die CT-Probengeometrie ist auch dahingehend darauf genormt nach ASTM 399 ausgelegt [BRÜHWILER 12, 76, SAOUMA 31, TSCHEGG 44, RIEDL 45]). Der Riß wird genauestens vermessen und eine mittlere Gesamtrisslänge ermittelt, mit deren Hilfe man den Geometriefaktor ermitteln kann und in der Folge die Bruchzähigkeit des Werkstoffes der CT-Probe nach eine Formel errechnet wird (siehe Kapitel 2.2).

Dies alles ist bei Betonproben werkstoffspezifisch bedingt experimentell nicht immer stabil und kontrolliert machbar, und auch bisher kein fixer Prüfungsbestandteil in den Probenvorbereitungen. Es ist so in wenigen bisher bekannten Testungsmethode, bisher jedenfalls, (Kerbschärfenproblematik [182 S78, 13, 72]) praktiziert worden.

Aus dem Vergleich von experimentellen Grenzwerten aus dem Labor oder als Ergebnis von Feldversuchen mit analytischen oder numerischen Berechnungen können unter gewissen Voraussetzungen Aussagen über die Bruchsicherheit, Restlebensdauer etc. eines Bauteiles oder einer Konstruktion getätigt und weitere Entscheidungen über Inspektion, Service, Reparatur (Dübel, Anker, Injektionen, Abriss, Adaptionen oder gänzlicher partieller Neubau), Verwendungsbeschränkungen bis hin zu Stilllegung einer Anlage oder eines Anlagenteiles getroffen werden [3, 13, 23, 24, 75, 77, 97].

Die Forschung in der Bruchmechanik im Bereich der zementgebundenen Werkstoffe ist geschichtlich betrachtet etwas jünger [8, 39, 40]. Wesentliche Gesichtspunkte des inhomogenen, quasi spröden Verbundwerkstoffes Festbeton als Mehrphasenstoff sind gewonnen. Teilweise abgeleitet sind diese von den Erkenntnissen der metallischen Werkstoffe, soweit es die Werkstofftechnologie und die Grenzen der Vereinfachung im Rahmen der abstrahierenden Analogie erlauben.

Ein erster Versuch für die Anwendung der linearelastischen Bruchmechanik (LEBM) auf zementgebundene Stoffe wurde 1961 von KAPLAN [102] veröffentlicht. In den weiteren Jahren folgten darauf zahlreiche weitere Arbeiten [13].

Die Entwicklung der "Nichtlinearen Bruchmechanik (NLBM)" oder auch "Elastisch-Plastischen Bruchmechanik (EPBM)" genannt, begann 1976 mit dem FCM-Modell. Zuerst führte das nichtlineare Bruchverhalten von Beton zu Untersuchungen mittels Griffith Kriterium [6 S22-23] ("Griffith-criterion von 1921"), J-Integral-Methoden von RICE [4 S89ff, 6 S140ff, 11 S70-72 von 1968], R-Kurvenkonzept [6 S130-136, 11 S72-77 abgeleitet vom Griffith Kriterium, 73], Nachgiebigkeitsmethode [6 S137-140] ("compliance-method", oder auch "method of crack length measurement" Risslängenmessmethode, bzw. "compliance measurement" Nachgiebigkeits-messung), COD-Kriterium nach WELLS [6] S24-25 von 1961/1963] ("crack-openingdisplacement-criterion") und den CTOD-Konzept [6 S 230-244, 11 S77-85] ("cracktip-opening-displace-ment- criterion"). Ausgehend vom "verschmierten-Rissmodell" von RASHID [11 S150-153 von 1968] ("SCM smeared-crack-model") [25] leistete HILLERBORG die Pionierarbeit mit seinem "fiktiven Rissmodell" ("FCM fictitiouscrack-model" von 1976) [11 S117-119, 60, 61, 62], BAZANT mit seinem "Rissbandmodell" ("CBM crack-band-model" von 1983/1984 ist physikalisch ähnlich dem "smeared crack-model" von RASHID) [11 S120-123, 12, 13, 24, 26], NAL-LATHAMBI-KARIHALOO [11 S140-141 von 1986/1989, 66, 67] und REFAI-SWARTZ [11 S141-142 von 1988/1989] mit ihren "effektiven Griffith'schen Rissmodell" (" ECM effective-crack-model") und JENQ-SHAW [11 S129-134 von 1985, 64, 65] mit ihren "zwei Parameter Bruchmodell" ("TPFM two-parameter-fracture-model") [8, 11, 12, 15, 38]. BAZANT formulierte auch das "Größenabhängigkeitseffektmodell" [11 S135-139 von 1990, 103] ("SEM size-effect-model") [40, 63, 68, 69, 70]. Die Testmethoden [12] und Bruchmodelle zur Bestimmung von Mode 1 Brucheigenschaften für Beton und Fels wie FCM [von 1976, RILEM 1985 in 60, 61, 62], CBM, ECM, TPFM [von RILEM 1990 in 64] und SEM [RILEM 1990 in 63] stellen den heutigen anerkannten Stand der Technik (als RILEM-Prüfmethoden, Empfehlungen) der "Nichtlinearen Betonbruchmechanik" dar [6, 11 S162-238, 25 S67ff]. Beispiele dazu im Anhang der Dissertation in [187-189].

Es galt bzw. gilt neben der Variation der verschiedenen Einflussparameter auf die bruchmechanischen Kennwerte [73, 74, 89], die Entwicklung besserer und geeigneter (anwendungsorientierter) Test- und Prüfmethoden für Bruchmechanikproben aus Beton zu entwickeln und zu untersuchen [11, 12, 14, 15, 24, 42, 55, 58, 70, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 86, 87, 92, 95, 96, 97].

Der in dieser Arbeit beschriebene "Penny Shaped Crack – Versuch" (Kurzschreibweise PSC) [14, 97, 99] ist eine solche Entwicklung einer bruchmechanischen Prüfmethode für unbewehrten Beton bis Größtkorndimensionen, wie sie in Massenbetonen üblich sind, und der thematische zielorientierte Untersuchungsgegenstand und Schwerpunkt in dieser vorliegenden diffizilen komplexen experimentellen Dissertationsarbeit.

Die Ursachen und Erscheinungsformen des Bruches sind sehr vielgestaltig. Dies liegt daran, dass die Phänomene entscheidend von den mikroskopischen [27] und makroskopischen [28] Eigenschaften des Werkstoffes bestimmt werden [38, 39], welche wiederum von Material zu Material, auch im gesamten Spektrum der Betontechnologie [99], variieren. Für die praktische Materialprüfung, insbesondere bei großen Prüflingen wie bei Massenbetonen üblich, und für die ingenieurmäßige Problembehandlung ist schliesslich das auf der kontinuumsmechanischen Betrachtung basierende makroskopische [28] Bruchverhalten bedeutsam. Bei der experimentellen und numerischen Beschreibung von Werkstoffen (im Bauwesen Baustoffe genannt) und ihren mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften ist die Grössenordnung, bei der man die Materialstruktur betrachtet, von entscheidender Bedeutung [24, 39]. Die meisten anorganischen Werkstoffe erscheinen auf einer makroskopischen Längenskala homogen, d.h. sie können in guter Näherung mit einem linear elastischen Verhalten beschrieben werden. Analysiert man solche Werkstoffe auf mikroskopischer Ebene, so zeigen diese ein weitaus komplexeres, meist heterogenes Materialverhalten, welches sich dann nicht mehr einfach mit der linear elastischen Theorie beschreiben lässt.

Beton ist ein solcher Werkstoff, welcher makroskopisch betrachtet homogen ist, aber schon bei mesoskopischer Betrachtung einen komplexen zementgebundenen Mehrphasenstoff darstellt, bestehend aus Zementstein, Zuschlagstoff, Luftporen und Kontaktzone.

Die Eigenschaften des erhärteten hydraulischen Bindemittels, d.h. des Zementsteines, werden in der Mikroebene abgebildet. Die hierarchische Einteilung zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton in drei Strukturebenen geht auf SET-ZER und WITTMANN zurück [38 S2-3, 39 S 5ff]. Die Betrachtung des Betons aufgrund struktureller unterschiedlichen Grössenskalen ist dann von hohem wissenschaftlichen Wert, wenn man von Messungen an verkleinerten Modellen auf die Tragfähigkeit des großen Bauwerkes schliessen kann [15, 92].

Als ein Beispiel dafür sei an dieser Stelle die im Baulabor ermittelte Würfeldruckfestigkeit von Beton erwähnt (unterschiedliche Würfelprobengeometrie mit jeweils 15 cm, 20 cm oder 30 cm Kantenlänge, je nach Prüfnorm und Größtkornanteil), die selbst wiederum näherungsweise Aufschluss darüber gibt wie sich der Beton im Bauwerk verhält, quasi als "Ersatz" für die Bauwerksfestigkeit und Stabilität der Konstruktionen. Ein scheinbar plausibler und einfacher Zusammenhang ist in Wirklichkeit auch hier nicht gegeben [42 S 151-154], im Gegenteil. [186]

Vom Stoffaufbau her ist der Beton ein künstliches hergestelltes Konglomerat. Er besteht aus Zuschlagstoff (Sieblinie mit Mehlkornanteil, Sand und Feinkorn 0-4 mm und aufsteigender Kornanteile bis hin zum Größtkorn/Grobkorn GK, im Massenbeton durchaus üblich GK 100-120 mm [164, 166, 170]), hydratisierter Zementstein (starres Gel) mit chemisch-physikalisch gebundenen Wasser und Poren (Tab. 2.3-1) verschiedener Größenordnungen. Der Portlandzementstein z.B. enthält Produkte, die in ihrer Kristallstruktur dem in der Natur vorkommenden Mineral Tobermorit gleichen [49, 117, 173-175].

Im Falle des Werkstoffes Beton mit seinem komplexen Werkstoffverhalten ist es möglich, innerhalb dieser drei Längenskalen unterschiedliche Strukturphänomene zu beobachten [38 S2-3, 39 S 5ff]:

Auf der Mikroebene (10⁻⁹ bis 10⁻⁶ m, charakteristisches Merkmal ist die mineralogisch-kristallographische sowie elementchemische Struktur des Zementsteins (Gelporen), und als Modell dienen materialwissenschaftliche Modelle) sind es vor allem die Vorgänge und Eigenschaften des Zementsteines, d.h. des Zementes und Wassers, welche in einer gemeinsamen hydraulischen Reaktion die Mineralphasen Portlandit und verschiedene Modifikationen des Calcium Silikat Hydrates, abgekürzt CSH, bilden (Stichwort Silikatchemie). Mit der zunehmenden Verwendung von puzzolanischen Zementersatzstoffen, wie Silikatstaub, Flugaschen und feinstgemahlenen Hochofenschlacken verschiedener Zusammensetzung sowie verschiedensten Zusatzmitteln und Füllermaterialien wie Steinmehlen, ist die Mikroebene des Betons wieder stark ins allgemeine Interesse gerückt. Die Anordnung bzw. Verteilung der mikrofeinen Füllstoffe in den Zwickeln der Zuschlagskörner, Wirkprinzipien von Zusatzmitteln auf makromolekularer Ebene und die gezielte Beeinflussung der Zementstruktur bei Verwendung von Puzzolanen sind die Hauptforschungsinteressen auf der mikroskopischen Grössenskala.

> Auf der Mesoebene (10^{-6} bis 10^{-1} m, charakteristisches Merkmal sind die Poren wie die Kapillarporen und die Grobporen, Risse, Einschlüsse und Grenzflächen; als Modell dienen ingenieurwissenschaftliche Werkstoffmodelle, mechanische und numerische Modelle) werden Schwankungen im Werkstoffverhalten beschrieben, die auf die Partikelstruktur zurückgeführt werden können. Ausbildung der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Mörtel sowie die mechanischen Eigenschaften dieser schwächsten Zone im Beton standen in den letzten Jahren besonders im Fokus der Wissenschaft. Grund für die intensive wissenschaftliche Forschung auf diesem Gebiet in den letzten Jahrzehnten war die Intention, durch die Verbesserung der Kontaktzoneneigenschaften einen bedeutenden Beitrag zur Entwicklung der Hochleistungsbetone zu leisten. Getrieben von den Herstellern industrieller Sekundärrohstoffe wurden Zuschlagsmaterialien mit speziellen Eigenschaften entwickelt, wie beispielsweise Leichtzuschlagstoffe für Leichtbetonbauteile. Gleichermassen wurden wichtige Erkenntnisse über Reaktionsmechanismen gewonnen, die zwischen Zuschlag und den verschiedenen Bestandteilen der Bindematrix, d.h. von Zement und Zusatzmitteln, ablaufen. Als Beispiel ist in diesem Zusammenhang die Alkali-Silikat-Reaktion (als "Alkali-Zuschlag-Reaktion AZR" auch "Betonpest" genannt, im englischen "Alkali-Aggregate-Reaction AAR", [44, 88, 164 S26-27, 182 S162-163]) zu nennen, deren verherrende Wirkung auf die Betontragfähigkeit und Betondauerhaftigkeit hinlänglich bekannt ist. Es handelt sich dabei um Alkalireaktionen der Zuschläge mit den Alkalien des Zementes im ständig feuchten Umgebungsmilieu (z.B. Betonsperren, Fundamente). In Amerika immer schon in Betonprüfwesen als solches verankert, wurde es in Europa bisher als nicht bedeutend eingestuft, aber auch in Österreich [182 S162-163] sind unsere grossen massiven Wasserkraftbauwerke und Betonsperren im Zeitraum 1997 bis 1998 einer experimentellen Untersuchung im Hinblick auf die Alkali-Silikat-Reaktionen [44, 97, 88] und der Gefährdung des Tragvermögens der Konstruktionen dadurch unterzogen worden. Es gibt aber auch andere bekannte stoffimmanente und fallweise auftretende Fehlermechanismen wie z.B. das Gipstreiben (Sulfatangriff, Magnesiums- und Ammonsulfat in Meerwasser, Magnesiumtreiben), das Bluten des Betons, Schwindrisse, Kriecherscheinungen, thermisch induzierte Risse zufolge der Abbindewärme (des Zementes) des langsam erhärtenden Betons und während des Abkühlungsprozesses insbesondere bei Massenbetonen und die auftretenden Verformungs-behinderungen. Die unterschiedlichen Temperaturausdehnungskoeffizienten der verschiedenen Zuschlagsmaterialien (ie nach Sieblinienzusammensetzung und geologischen Verfügbarkeit der jeweiligen Korngruppen- und Kornklassen) und der Zementmatrix sind wesentlich an der Rissbildung beteiligt, neben den auch u.U. konstruktiv bedingten Zwängungsspannungen (Setzungen und die Verbundwirkungen im Tragwerk selbst oder die damit verbundene Interaktion zwischen Untergrund und Tragwerk).

> Auf der Makroebene $(10^{-1} \text{ bis } 10^3 \text{ m}, \text{ charakteristisches Merkmal ist die Geo-$ Konstruktionselementen. als Modell dienen metrie von ingenieurwissenschaftliche Strukturmodelle und Materialgesetze) wird das globale Materialverhalten abgebildet, welches sich aus den Wechselwirkungsmechanismen der Mikro- und Mesostruktur zusammensetzt und durch die Materialparameter aller Strukturkomponenten bestimmt wird. Die Interessensgebiete der Wissenschaft auf dieser Längenskala sind vielseitig. Beginnend von der Beschreibung komplexer Bauwerke über die Analyse einzelner Komponenten dieser Bauwerksstruktur, wie beispielsweise Fertigbauteilen, bis hin zur reinen betontechnologischen Materialcharakterisierung zum Zwecke der Qualitätssicherung an cm-großen Prüfkörpern in der Materialprüfung.

Eine getreue Abbildung des Betonverhaltens mittels der numerischen Simulation muss bzw. sollte allen Wechselwirkungsmechanismen und Phänomenen dieser drei strukturellen Längenskalen (nämlich situativ analysiert, beurteilt und angepasst) gerecht werden, je nachdem wie genau man sein muss oder sein möchte. Die numerischen Berechnung auf der Makroebene des Betons zur Vorhersage des Traglastverhaltens werden bereits erfolgreich angewendet. Diese basieren auf einem Zusammenspiel aus intensiver experimenteller Forschung auf dem Gebiet des Probengrösseneinflusses [15, 40, 48, 70, 73-80, 92] einerseits und aus der Vereinfachung der mathematisch-physikalischen Grundlagen in den Berechnungsmodellen andererseits [13, 24, 38, 42, 57]. Beim Betonbruchtest mit dem Penny Shaped Crack in dieser vorliegenden Dissertationsarbeit handelt es sich um Untersuchungsbereiche mit den Längendimensionen im Bereich von 10⁻³ m bis 10⁺¹ Meter (Abb. 2.1-1). Für die Entwicklung von Baustoffen und Tragwerkskonstruktionen spielen die Prozesse, welche auf der mesoskopischen Größenskala ablaufen, eine immer bedeutendere Rolle. Grundlage hierfür bilden die Erkenntnisse aus den zahlreichen Untersuchungen über die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Mörtel bzw. Zementstein [38]. Die letztgenannte Längenskalaproblematik ist aber nicht Gegenstand dieser vorliegenden PSC-Forschungsarbeit.

Die ersten Jahre der "Betonbruchmechanikforschung" waren sehr stark durch widersprüchliche Ergebnisse und Aussagen (Paradoxien) betreffend die Anwendbarkeit bruchmechanischer Methoden auf zementgebundene Werkstoffe geprägt (siehe dazu Übersichtsbericht von 1984 in [25 S67ff]).

Durch die Einsetzung eines RILEM-Komitees (RILEM 50 FMC – Fracture Mechanics of Concrete [60]) erfolgte ein intensiver Kontakt der weltweit tätigen Forscher und Anwender. Das ursprüngliche Ziel war die komprimierte Dokumentation vom Stand der Technik in der Betonbruchmechanik [20, 21, 50]. Die Arbeit des RILEM 50 FCM Komitees wurde mit einer Empfehlung für die Bestimmung der Bruchenergie von Beton an Dreipunkt-Biegebalken abgeschlossen [53, 60].

Die darauf folgende künftige Entwicklung erforderte die Gründung von zwei neuen Fachgruppen für die Bereiche "Testmethoden" (Committee 89 FMT) [12, 63, 64] und "Anwendung" (Committee 90 FMA) [43, 60].

Im RILEM-Komitee-89 FMT (Fracture Mechanics of Concrete – Test Methods; Vorsitzender: S.P. Shaw, Northwestern University, Evanston, USA) verfolgte man das Ziel der Entwicklung neuer geeigneter Testmethoden für die Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte (wie z.B. die Bruchzähigkeitswerte K_{IC} und die Bruchenergie G_{IC} [53, 12]).

Die Aufgaben vom RILEM-Komitee-90 FMA (Fracture Mechanics of Concrete – Applications; Vorsitzender: L. ELFGREN, Lulea University of Technology, Schweden) bestand in der Erfassung und Koordination der Einsatzmöglichkeiten "betonbruchmechanischer" Methoden in der Ingenieurpraxis. Auch diese Arbeit wurde abschliessend veröffentlicht [43 und in 11, 26, 53].

Aufgrund der Publikationen von Arne HILLERBORG zum Thema "Test Method – Determination of Fracture Energy" und dem Konzept des "fictious crack model" [11, 60, 61, 62], welches als Meilenstein in der Betonbruchmechanik anzusehen sind, erfolgten schlussendlich nach deren Akzeptanz durch die weltweit tätigen Forscher unzählige und kaum mehr zu überblickende Publikationen, quasi einer Informations- bzw. Erkenntnisexplosion gleich. Der damit verbundenen Flut an veröffentlichten vielfältigen Meinungen und Ergebnissen und abgeleiteten Erkenntnissen folgte 1991, auf Initiative von Zdenek P. BAZANT durch Vorarbeiten im Jahre 1990, die Gründung einer Organisation mit dem englischen Titel "International Association of Fracture Mechanics of Concrete Structures (IA-FraMCoS)". Ein wissenschaftliches und bis heute tätiges Forum, gedacht zum Gedankenaustausch aller weltweit in der Forschung tätigen "Betonbruchmechaniker". FraMCoS-Konferenzen finden seit 1992 weltweit in periodisch sinnvollen Zeitabständen (ca. alle 3 Jahre) statt [17, 18, 19]. Bei diversen anderen Werkstofftechnologiekongressen sind ebenso Bruchmechaniker vertreten (z.B. beim EUROMAT Werkstofftechnologiekongress [92]).

An dieser Stelle muss angemerkt werden, dass die anerkannten Testmethoden [12, 182] und Bruchmodelle [188, 189], wie zuvor aufgezählt, in der Betonbruchmechanik für zementgebundene Werkstoffe noch nicht Bestandteil der nationalen Normung sind. Zwar entsprechen die bekannten Prüfmethoden den Regeln der Technik ("Kunst") ("art de legis"), vielfach von Experten erprobt und disputartig konstruktiv-kritisch diskutiert, sind aber noch nicht normierter Stand der Technik ("state-of-the-art", Technik im lateinischen "technica", Technik im griechischen "techne" im Sinne von "Kunst und Fertigkeit"). Es ist wohl eine Frage von engagiert tätigen facheinschlägig tätigen Experten und der zukünftigen und vielleicht auch einmal selbstverständlichen allgemeinen Akzeptanz der Methoden der Bruchmechanik im Betonbau in der Bauwirtschaftspraxis und auch in der Lehre und Ausbildung der Bauschaffenden.
2.2 Linearelastische Bruchmechanik (LEBM)

Die LEBM hat ihre Gültigkeit genau genommen nur für ideal-elastische , homogene, isotrope sowie absolut spröde und kerbempfindliche ("notch-sensitive" [11 S5]) Werkstoffe und ab einer gewissen Mindestrissgröße [11 S 8], ähnlich der Euler-Knickkurve als Stabilitätskriterium beim Knicken (Abb. 2.2-1a).

- Abb. 2.2-1: Verschiedene Typen von Materialverhalten von Werkstoffen unter einachsialer gleichmäßiger Zugspannung ("stress") und Dehnungen ("strain, elongation") [11 S3].
- Abb. 2.2-1a: Elastisch-sprödes Material ("elastic brittle material", z.B. Glas)
- Abb.2.2-1b: Elastisch-plastisches Material ("elastic-plastic material", z.B. Baustahl S235)
- Abb. 2.2-1c: Elastisch-quasi sprödes Material ("elastic-quasi-brittle material", z.B. Beton, Fels)



In Anlehnung an die obigen Materialunterschiede spricht man auch von einem strukturellem Versagen ("structural failure") (Abb. 2.2-5), die Bruchlastspannung entspricht in allen Fällen der Zugfestigkeit des Materials (siehe auch Bruchkriterien):

a.) sprödes Bruchversagen ("brittle failure")

b.) plastisches Bruchversagen ("plastic failure")

c.) quasi-sprödes Bruchversagen ("quasi-brittle failure")

Die LEBM wird in der Literatur allgemein auf GRIFFITH [104] zurückgeführt. An Gläsern, also ideal spröden Werkstoffen hat GRIFFITH erstmals versucht den, Unterschied zwischen der theoretischen und der gemessenen Zugfestigkeit auf atomare Bindungskräfte zurückzuführen. Dabei führte er den oben beschriebenen Unterschied auf Fehlstellen im Werkstoff zurück, die als kleine Risse aufgefasst werden. Ausgehend von einem scharfen Riss konnte GRIFFITH theoretisch die Festigkeit einer angerissenen, unendlich grossen Scheibe beschreiben. Hierzu stellte er eine Energiebilanz auf, zwischen dem Energieanteil der zur Bildung der neuen Oberfläche konsumiert wird und der elastischen Energie, die beim Risswachstum frei wird. Anhand der Gleichung 2.2-1 beschreibt GRIFFITH die kritische Bruchspannung σ_{C} , bei deren Erreichen der Rissfortschritt instabil wird:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{2.E.\gamma}{\pi.a}} \qquad \text{Glg. 2.2-1}$$

mit: $\gamma = \text{spezifische Oberflächenenergie}, E = Elastizitätsmodul, a = halbe Risslänge$

Die Beschreibung von Spannung in Rissnähe ist sehr aufwendig und nur in wenigen Grenzfällen möglich. Deshalb führte IRWIN [105] die Spannungsintensitätsfaktoren (SIF "stress intensity factors") K_i (i = I, II, III) ein, die eine asymptotische Näherung der Spannungssingularität darstellen (Abb. 2.2-2). Sie berücksichtigen allerdings keine endlichen Spannungsterme. Ihr Geltungsbereich ist somit auf den Bereich um die Rissspitze beschränkt, da hier endliche Spannungsterme vernachlässigbar klein gegen den singulären Term sind. Da sich ein Riss in drei unabhängige Richtungen öffnen kann, beschreibt IRWIN [106] drei unterschiedliche Rissöffnungsarten, die in Abb. 2.2-3 dargestellt sind.



Abb. 2.2-2: Mögliche zweidimensionale Spannungsverteilung der realen Spannung und das singuläre Glied der Spannung in y-Richtung; der Riss ist als Spalt dargestellt [47]

Für die Rissöffnungsart I (Abb. 2.2-3) ergibt sich die in Gleichung 2.2-2 dargestellte Spannungsverteilung in der Rissebene:

$$\sigma_y = \frac{K_I}{\sqrt{2.\pi . r}} \qquad \text{Glg. 2.2-2}$$

mit: σ_y = Normalspannung in der Rissebene, r = Abstand von der Rissspitze, K_I = SIF Mode I

IRWIN [106] konnte weiterhin zeigen, dass die von GRIFFITH in Glg. 2.2-1 verwendete Oberflächenenergie γ auch plastische γ_{pl} , thermische γ_{th} , akustische γ_{ak} , elektrische γ_{el} und andere Energieanteile beinhalten kann. Da beim Bruch immer mindestens zwei Oberflächen entstehen, führte IRWIN [106] die kritische Energiefreisetzungsrate *G*_C als Materialkenngröße ein (Gleichung 2.2-3):

$$G_{c} = 2.(\gamma + \gamma_{pl} + \gamma_{th} + \gamma_{ak} + \gamma_{el} + ...$$
 Glg.2.2-3

Unter Berücksichtigung der Glg. 2.2-3 ergibt sich das GRIFFITH`sche Bruchkriterium nach Gleichung 2.2-4:

$$\sigma_c = \sqrt{\frac{E.G_c}{\pi.a}} = \frac{K_c}{\sqrt{\pi.a}}$$
 Glg. 2.2-4

mit: K_C = kritischer Spannungsintensitätsfaktor mit der physikalischen Einheit (Kraft/Länge^{+3/2})

Aus dieser Gleichung kann der kritische Spannungsintensitätsfaktor K_C, der die kritische "Stärke" der Spannungssingularität beschreibt, bestimmt werden. Dieser Werkstoffkennwert ist ein Mass für die elastische Energie, die im Moment der Rissverlängerung in der Umgebung der Rissspitze mit infinitesimal kleinem Kerbgrundradius ("scharfe Rissspitze") gespeichert ist.

Der zuvor beschriebene Sachverhalt verdeutlicht, dass sich die LEBM nicht mit der Entstehung von Rissen beschäftigt, sondern vielmehr das Stabilitäts- und Ausbreitungsverhalten der Risse untersucht. Wenn nur kleine irreversible Deformationszonen im Bereich der Rissspitze auftreten, besitzt die LEBM ihre Gültigkeit. Diese Voraussetzung ist bei grossen (und hoher Steifigkeit und EDZ) Probenabmessungen und Konstruktionen in Relation zur Ausdehnung der Bruchprozesszone ("fractureprocess-zone", FPZ) im Beton in der Regel erfüllt (LINSBAUER [55, 24]).



Abb. 2.2-3 [5]:

Drei grundsätzliche mögliche **Rissöffnungsarten** (Relativbewegungen) der Rissoberflächen nach IRWIN (1958 [106]):

Mode I (einfache Rissöffnung): Zugbelastung in der y-Richtung normal zur xz-Ebene. Eine Zugspannung führt zum orthogonalen Abheben der Rissufer (mechanisches Beispiel: Keilwirkung).

Mode II (Längsscherung): Schubbelastung in der x-Richtung normal zur zy-Ebene.

Ebener Schub bewirkt ein Abgleiten der Rissoberflächen in der mittleren Rissuferflächenebene

(mechanisches Beispiele: Abgleiten der Rissuferwandungen in der Folge von Mode I oder zeitgleich - "mixed mode", Spanvorgang beim Holzhobeln, Fräsvorgänge in der metallverabeitenden Industrie.

Mode III (Querscherung): Schubbelastung in der z-Richtung normal zur xy-Ebene. Nichtebener Schub führt zum Verschieben der Rissoberflächen quer zur Rissrichtung (mechanisches Beispiel: Scherenschnitt).

Anmerkung:

Im Betonbau ist primär der Mode I für die Neubildung von Rissoberflächen interessant bzw. massgeblich, jedoch sind Mode II Verformungszustände in der Folge möglich und Mode III Verschiebungen in den seltensten Fällen wahrscheinlich und konstruktiv relevant. Die "festverankerten" Größtkörner (im festhaftenden Verbund mit der Zementsteinmatrix) in der Rissoberfläche bewirken im Mode II eine Verschiebung der Rissuferwandungen wieder in Mode I Richtung. Ein natürlicher Widerstand gegen Mode II Zustände ist die Folge (LINSBAUER [24]: "Mixed Mode" Stabilitätskriterium im Dammbau).

Für den Penny Shaped Crack ist der Mode I massgeblich, da der Innendruck die rissaufweitende Zugspannung an der Risswurzel (und in der Folge in der Bruchprozesszone) normal zu den Rissoberflächen erzeugt [Kapitel 3ff, 97].

KAPLAN [102] war der erste Wissenschafter, der die LEBM 1961 auf Beton angewendet hat. Es stellte sich jedoch heraus, dass die LEBM nicht ausreicht, um das Risswachstum gänzlich zu beschreiben. So konnte SHAH [107] durch seine Untersuchungen an Beton und Gestein zeigen, dass zwischen der Bruchzähigkeit K_{IC} und der Probenkörpergeometrie eine starke Abhängigkeit besteht. Auf diesen Effekten, das nichtlineare, inelastische Deformationen im Bereich der Rissspitze auftreten (Abb. 2.2-1c), beruht die nichtlineare Bruchmechanik (Kap. 2.3ff), auch elastischplastische Bruchmechanik genannt.

In Ergänzung zur o.b. IRWIN'schen Spannungsingularität sind in Abb. 2.2-4 für einen homogenen, isotropen und gleichmäßig auf Zug beanspruchten Körper mit durchgehenden Innenriss 2a und unter Annahme linear-elastischen Werkstoffverhaltens das unmittelbar an der Rissspitze vorliegende Spannungsfeld durch die von WESTER-GAARD (Glg. 2.2-5a, Mode I angeschrieben) entwickelte Spannungsfunktion zu beschreiben. Die ursprüngliche Risslänge in der unendlichen Scheibe sei gleich 2a. Der Spannungszustand an eine beliebigen Punkt der Scheibe kann mit Glg. 2.2-5a und

Glg. 2.2-5b bestimmt werden. Die WILLIAMS-IRWIN-Gleichung 2.2-5b ist die explizite Lösung von Glg. 2.2-5a [5].



Abb. 2.2-4:

Spannungen in Rissspitzennähe in Abhängigkeit von den geometrischen Parametern r und φ und mechanischen Parameter, der äußeren Zugbelastung auf den Riss. Elastisch betrachtet verläuft σ_y in der Risswurzel (x=0) theoretisch gegen Unendlich. Kein realer Werkstoff kann das aushalten, zuvor werden diese extremen kerbbedingten Spannungsspitzen durch Fliessen abgebaut. Die natürliche Beanspruchungsgrenze ist dabei die Zugfestigkeit der verschiedenen Materialien innerhalb der Bruchprozesszone im Ligament [5].

Es gilt demnach in der xy-Ebene, dabei wird vorausgesetzt, dass in z-Rtg (Bauteildicke) sich nichts ändert:

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{pmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt[2]{2.\pi.r}} \begin{pmatrix} f_{xx}(\varphi) \\ f_{yy}(\varphi) \\ f_{xy}(\varphi) \end{pmatrix}$$

 $\underline{\sigma} = \frac{K_n}{\sqrt{2.a.\pi}} \cdot \underline{f(\varphi)}$

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{\sqrt[2]{2.\pi.r}} \sum_{n=1}^{III} K_n f_{ij}^n(\varphi)$$

Glg. 2.2-5a vektorielle Darstellung, Schreibweise 1

Glg. 2.2-5a vektorielle Darstellung, Schreibweise 2

Weiters gilt:

$$K_{I} = \frac{\lim}{r \to 0} \sqrt[2]{2.\pi.r.\sigma_{yy}}(r, \varphi = 0) \qquad \text{Glg. 2.2-5c}$$

$$K_{I} = \sigma_{yy} \sqrt{a.\pi} Y_{I} \Sigma_{I} \qquad \text{Glg. 2.2-6 Allgemeiner Ansatz für K}_{I}$$

mit: In o.b. Gleichungen bedeuten die Abkürzungen und Zeichen:

{}	physikalische Einheit
а	maßgebliche Risslänge { Länge }
$f_{xx}(\varphi), f_{yy}(\varphi), f_{xy}(\varphi)$	dimensionslos, vom Winkel ϕ abhängige Funktionen {1}
$f_{ij}^{n}(arphi)$	modusabhängige Tensordarstellung o.b. Funktionen {1}
Kn	Spannungsintensitätsfaktor (SIF) { Kraft/Länge ^{+3/2} }
σ_{ij}	Spannungstensor; Komponenten { Kraft/Länge ² }
σ _{yy}	charakteristische Spannung (Belastung, Einwirkung) { Kraft/ Länge ² }
Yı	dimensionsloser Geometriefaktor {1}; Bruchmodus I. Für unendlich große Proben ("infinite body") gilt $Y_1 = 1,00$. Für endliche Probenabmessungen ("finite body") ist der Geometriefaktor eine Funktion der Risslänge(Rissgeometrie) und der Körpergeometrie (tatsächliche Bauteil- bzw. Prüfkörperdimensionen).
Σι	Spannungsverteilungsbeiwert, eine Funktion der Form der Spannungsverteilung im Riss bzw. im gerissenen Körper {1}. Siehe auch in Kapitel 3 die PSC-Spannungsintensitäts- gleichungen in Abb. 3.2-4 bis Abb 3.2-7.

Die SIF sind elastizitätstheoretisch betrachtet primär von der Geometrie des betrachteten gerissenen Körpers, der Risskonfiguration und von der externen Belastung abhängig.

In Abb. 2.2-4 und in den Gleichungen 2.2-5a und 2.2-5b ist ersichtlich, dass die Spannungskomponenten proportional der einfachen Konstante K (SIF) sind. Der K-Faktor beschreibt in unmittelbarer Rissspitzenumgebung alle Spannungskomponenten. Diese definierte Größe ist ein wichtiger Parameter in der Rissmechanik [6 S9-12].

Voraussetzungen für die Gültigkeit der obigen Gleichungen 2.2-5 und der Gleichung 2.2-6 ist, dass der Radius r sehr viel kleiner als a und die Bauteil- und Probenabmessungen ist. Nach den Gleichungen 2.2-5 wachsen die Spannungen mit Annäherung an die Rissspitze proportional zu $r^{-1/2}$ an, und erreichen für $r \rightarrow 0$ einen unendlich hohen Wert. Praktisch hält dem kein Werkstoff stand - siehe dazu auch die nichtlineare Bruchmechanik. Diese r^{-1/2}-Singularität ist charakteristisch für ein linear-elastisches Spannungsfeld, dessen Intensität nach IRWIN durch den Spannungsintensitätsfaktor (SIF) K_n (n = I, II, III) beschrieben werden kann. Der Spannungsintensitätsfaktor K_n , der nicht mit dem Spannungskonzentrationsfaktor α_k (Kerbfaktor) als Verhältnis zwischen örtlicher Spannung und Nennspannung an einer geometrischen Unstetigkeit (Unterschied zwischen Kerbe und sehr scharfer Rissspitze beachten) verwechselt werden darf, kontrolliert die Rissausbreitung in der sogenannten K-dominanten Region. Er ist von der Bauteilbelastung und Bauteilform, sowie von der Lage, Form und Größe des Risses abhängig und hat die Dimension {Kraft.Länge^{-3/2}}. Der SIF K ist proportional der anliegenden Spannung und beschreibt als brauchbarer Materialkennwert im Gegensatz zur Bruchenergie G (siehe auch Kapitel 2.3ff) unabhängig vom Elastizitätsmodul des Werkstoffes den materialspezifischen Risswiderstand [5].

Nach den örtlichen Relativbewegungen der Rissoberflächen (Rissöffnungsmoden nach Abb. 2.2-3) sind die Spannungsintensitätsfaktoren K_I, K_{III}, K_{III} zu unterscheiden. In der Praxis hat Mode I vorrangige Bedeutung im Betonbau aufgrund der Tatsache der geringen Zugfestigkeitseigenschaften von Beton. Bei Beton wird primär eine Rissentstehung im Modus I erfolgen, und erst dann können die übrigen Bruchzustände sich einstellen. Mode I ist u.a. wirksam bei gerissenen Bauteilen mit Innenbzw. Oberflächenrissen, die auf Zug oder Biegung beansprucht werden, sowie bei Rissen in unter Innendruck stehenden Bauteilen. Die Moden II und III treten bei Scher- oder Torsionsbeanspruchungen auf. In der Geomechanik sind sie im Zusammenhang mit tektonischen Bewegungen von Interesse. Ohne hier näher darauf einzugehen sei angemerkt, dass man bei Überlagerungen von Mode I bis Mode III von "Mixed-Mode-Beanspruchung" spricht (Bruchkriterium bei Dammbauten z.B. nach Bruchabschätzungsdiagrammen nach LINSBAUER [24]).

Beim Vorliegen des ebenen Dehnungszustandes (EDZ) tritt infolge der Verformungsbehinderung in z-Richtung (Abb. 2.2-4, parallel zur Rissfrontlinie) noch nach Glg. 2.2-7 die Spannungskomponente σ_{zz} auf:

$$\sigma_{zz} = v.(\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) \qquad \qquad \text{Glg. 2.2-7}$$

mit: v = Ingenieurkonstante isotropes Material, Poisson'sche Konstante Beton v = 0,15-0,25; i.M. v = 0,20 [117]

Dies führt aufgrund der "Versprödungswirkung" des EDZ letztendlich zu geringeren Bruchzähigkeiten [45].

Im Rissligament in Abb. 2.2-4 beträgt die Spannung nach Glg. 2.2-8 (ungerissene Zone in der Rissebene ausserhalb des Risses; $\phi = 0$) bei einachsiger Zugbeanspruchung orthogonal zum Riss:

$$\sigma_{yy} = \frac{K_I}{\sqrt[2]{2.\pi.r}}$$
 Glg. 2.2-8

Für die Spannungen in Mode II und Mode III ergeben sich analoge Ausdrücke. Entsprechende Zusammenhänge lassen sich auch für die in den x-, y- und z-Richtungen auftretenden Verschiebungskomponenten herstellen.

Obwohl z.B. die Gleichung 2.2-5 nur das erste Glied der Lösung einer analytischen Reihenentwicklung des mechanischen Problems ist, stellt sie dennoch eine brauchbare Näherung in Rissspitzenumgebung wie o.b. dar. Ein zweiter Term bleibt im allgemeinen unberücksichtigt.

In dieser Dissertation wird im Zusammenhang mit dem Penny Shaped Crack der Mode I mit dem K_I-Wert weiterhin untersucht und diskutiert werden. Weiters befindet sich in der [184] auch eine Umrechnungstabelle für verschiedene physikalische Einheiten von Spannungsintensitätsfaktoren. Nützlich bei Abweichungen von den SI-Einheiten in der englischsprachigen Literatur und bei Bewerkstelligung einer verständlicheren Vergleichbarkeit der Prüfergebnisse unterschiedlicher Autoren.

Aufgrund der verschiedenen Typen von Materialverhalten von Werkstoffen unter einachsialer gleichmäßiger Zugspannung (Abb. 2-2-1) spricht man auch aufgrund der aufgezeigten Materialunterschiede von einem strukturellem Versagen ("structural failure") bei Bruch. In Abb. 2.2-5 sind diese exemplarisch dargestellt:



Abb. 2.2-5: Strukturelles Bruchversagen von verschiedenen Materialien (Scheibe mit elliptischen Loch unter einachsiger Zugbelastung) [11 S3]

- a.) sprödes Bruchversagen ("brittle failure", z.B. Glas)
- b.) plastisches Bruchversagen ("plastic failure", z.B. duktile Metalle)
- c.) quasi-sprödes Bruchversagen ("quasi-brittle failure", z.B. Beton)

Gerade das natürliche "quasi-spröde" Betonbruchverhalten und die einer Rissspitze vorauseilende "nicht elastische Zone" ("inelastic zone") bedingte die Notwendigkeit der Ergründung des erkannten materialtechnologisch bedingten nichtlinearen Werkstoffverhaltens und der damit verbundenen tieferen Zusammenhänge.

Im nachfolgenden Kapitel erfolgt daher kritisch die Darstellung der bisher gewonnenen Erkenntnisse der "elastisch-plastischen-Bruchmechanik" (EPBM).

2.3 Elastisch-plastische Bruchmechanik (EPBM)

Die Grundlagen zur EPBM von zementgebundenen Baustoffen und Fels finden sich z.B. sehr gut in [6, 8, 11, 13, 15, 38, 39, 40, 53, 60-64, 72] u.v.a.m. aufbereitet.

Das reale Bruchverhalten von Normalbetonen und Massenbetonen als quasi-spröder Werkstoff (Abb. 2.3-1b), weicht im Vergleich zu den ideal-elastischen, homogenen, isotropen und absolut spröden Werkstoffen (Bsp. Glas, Abb. 2.3-1a) wesentlich von den Prinzipien der zuvor erläuterten LEBM ab. Die Ursache liegt in der relativ großen Bruchprozesszone (Abb. 2.3-1).



Die Bruchprozesszone ist der entscheidende Faktor für die bruchmechanische Zähigkeit von Beton. Bezüglich einer physikalisch und mathematisch erfassbaren Modellierung der energetischen kräfte- und verformungsmäßigen mechanischen Vorgänge im Nahbereich einer Rissfront gibt es unterschiedliche Modellansätze.

Für ein ideal sprödes Material ist die Spannungs-Dehnungslinie bis zum Bruch bis zur Maximalspannung eine Gerade. Ab diesem Punkt gibt es aufgrund eines inneren Materialfehlers einen Sprödbruch (Abb. 2.3-1a). In Abb. 2.3-1b ist eine typische Kurve für einen guasi-spröden Werkstoff ersichtlich. Man erkennt den nichtlinearen Verlauf schon vor dem Erreichen der Maximalspannung ab einem gewissen Punkt (f_{vield}). Die Deformationsvorgänge nach diesem Proportionalitätspunkt f_v sind bis heute nicht ganz klar und eindeutig verständlich. Der wesentliche Grund liegt an den "toughening"-Mechanismus (Zähigkeitsmechanismus) in der Bruchprozesszone (Abb. 2.3-6 Seite 41). Rundum partiell verteilte Mikrorisse werden vorher gebildet. Zu einem gewissen Zeitpunkt vor der Maximallast (ein "fliessender" Übergang, in der Realität besteht eine gewisse Unbestimmheit hinsichtlich Lage/Ort und Zeitpunkt, also ein Zufallsmoment in der Folge der zunehmenden äusseren Einwirkungen) verbinden sich die Mikrorisse zu einem Makroriss (siehe Abb. 2.3-4), der sich kritisch oder stabil auszubreiten beginnt. Das nicht elastische Materialverhalten in der FPZ wird im kohäsiven Spannungsmodell mit einer kohäsiven Zone ∆a, vor der Rissspitze vom Riss mit der Länge a liegend (im Ligament), welche noch Zugspannungen übertragen kann, berücksichtigt (Abb. 2.3-2).

Eine nichtlineare Zone an der Rissspitze ist aus energetischen Gründen notwendigerweise mit größeren gegenseitigen Verschiebungen der Rissfläche, im Fall eines



elastisch-ideal-plastisch Materials sogar mit einer Unstetigkeit der Verschiebung bei x = 0 in Abb. 2.2-3 verbunden.



Der Parameter d (Rissbandbreite entspricht der Verschiebung δ (CTOD im TPFM) in der EPBM [47].

Das heisst, dass sich die obere und die untere Rissfläche - anders als im elastischen Fall (Glg. 2.2-2) – auch bei x = 0 um einen bestimmten Betrag δ gegeneinander verschieben (vgl. Abb. 2.3-2) kann. Man nennt diese Verschiebung die Rissspitzenöffnung CTOD (Crack Tip Opening Dispacement). In Anlehnung an das COD-Konzept. Auch spricht man im Bedarfsfall von einem CMOD (Crack-Mouth-Opening-Displacement); da die Messung des CTOD schwierig ist, wird der leichter zugängliche bzw. zu bestimmende COD oder CMOD-Wert gemessen. Die Rissspitzenöffnung δ ist eng mit den lokalen nichtlinearen Dehnungen verknüpft und deshalb zur Charakterisierung des lokalen Beanspruchungszustandes eines Risses geeignet (zwischen dem COD und CTOD kann eine Beziehung hergestellt werden); dies gilt insbesondere im Fall einer dehnungsinduzierten Rissausbreitung (oder verformungsgesteuerten Prüfverfahren). Dabei ist die Größe der plastischen Zone im Vergleich zur Bauteilgröße bis zu eine gewissen Grad nicht von Bedeutung. CTOD (δ) als Rissbeanspruchungsparameter hat somit einen weiteren Anwendungs- und Gültigkeitsbereich als der KI-Faktor, welcher das lokale Spannungsfeld beschreibt und deshalb auf kleine plastische Zonen beschränkt ist. Erstmals als Rissbeanspruchungsparameter wurde das CTOD von WELLS vorgeschlagen. Wesentlich bei dem von WELLS vorgeschlagenen CTOD-Konzept ist, dass das Bruchverhalten nicht durch die Risslänge - wie bei GRIFFITH - sondern von der Rissbreite entlang der Rissfront (Abb. 2.2-4) bestimmt wird. Zwischen der Rissbreite am Kerbgrund (CTOD) und der Rissbreite am Kerbanfang CMOD besteht in der Regel eine Korrelation, so dass häufig der versuchstechnisch einfacher zu messende CMOD-Wert zur Auswertung verwendet wird.

2.3.1 Die Bruchprozesszone

Der wesentliche Unterschied der EPBM zur LEBM ist, dass beim Bruch eines Körpers die zugeführte Energie nicht gleich jener Energie ist, die zur Bildung neuer Oberflächen verbraucht wurde. Dieser energetische Sachverhalt von grundsätzlich zwei Energieanteilen bei einem Bruchvorgang (Rissinitiierung und die mehrstufigen Risswachstumsprozesse bzw. Rissentwicklungsstadien nach Abb. 2.3-3) fand seinen Niederschlag in den Entwicklungen der nichtlinearen betonbruchmechanischen Modelle: Einerseits der Gesichtspunkt der Energiedissipationen nach dem GRIFFITH-IRWIN-Mechanismus (Grundlage zum kohäsiven Modellansatz nach dem Prinzip der "effektiven-elastischen-Rißannäherung" - "effective-elastic-crack-approaches" - wie das TPFM, das ECM und das SEM) oder dem DUGDALE-BARENBLATT-Mechanismus (quasi elastischen Modellansatz der Gruppe der "fiktiven-Rißannäherung" – "fictious crack approach" – wie das CBM und die G_F-Bestimmung nach HILLERBORG's FCM in Abb. 2.3-2). Die Modelle sollen das Bruchverhalten von elastisch-plastischen Werkstoffen beschreiben. Das kohäsive Modell basiert auf der Annahme, dass Zugspannungen über die Rissöffnung übertragen werden können, während im guasi-elastischen Modell duktiles Materialverhalten vorausgesetzt wird. Bei den nicht duktilen Werkstoffen, zu denen auch die zementösen Verbundwerkstoffe zählen, und die im Unterschied zu den Metallen bei hohen Dehnungen nicht mit plastischen Fliessen reagieren (verbunden mit einer Reduktion der Kerbschärfe am Kerbgrund), wird die Duktilität durch die Bildung einer durch Mikrorisse entfestigten Zone realisiert. Nachfolgend werden noch die gängisten Modelle vorgestellt werden, die zur Beschreibung des Bruchverhaltens von zementösen Verbundwerkstoffen Relevanz besitzen (TPFM, SEM, ECM, FCM, CBM). Bis auf das J-Integral sind die anderen bekannten Modelle, welche noch zur experimentellen Bestimmung des "Beton-Dehnungs-Entfestigungs-Verhalten" ("softening"-Verhalten in Abb. 2.3-8 und Abb. 2.3-3) verwendet werden, nur Abwandlungen der vorgenannten und noch vorzustellenden Modelle in Kapitel 2.3.3.

Mehr darüber nach den nachfolgenden wesentlichen Erläuterungen zur Bruchprozesszone. Diese wurde nämlich in den zahlreichen Versuchen an Betonen so genau als möglich untersucht und ergründet. Demnach wurde erkannt, dass beim Bruchversagen zuerst Mikrorisse in der sogenannten Bruchprozesszone (FPZ - "Fracture-Process-Zone" liegt nach Abb. 2.3-5 im Ligament vor der Rissspitze, das FPZ-Volumen ist unbestimmt und zufällig) gebildet werden, diese anschliessend Energie dissipieren und letztlich eine Änderung der lokalen mechanischen Materialeigenschaften hervorrufen.

Wenn nun auch noch ein Fluid (Injektionsgut Kunstharze, Zementsuspension im Rahmen von Injektionen oder noch schlimmer Wasser, hat eine kleinere Viskosität als die vorgenannten flüssigen Stoffe) unter Druck in den Riss selbst und in der Folge nachhaltig in diese geschwächte Zone (FPZ) einringen und sich rundum verteilen soll (Injektionsziel) und kann, so muss dieses folglich einen weiteren materialtechnologischen Einfluss haben. Die Zugfestigkeit β_{Zug} (β_t , f_t) des Betons im Mode I ist die determinierende Bestimmungsgröße vor dem eigentlichen Risswachstum bzw. Bruchversagen (Abb. 2.3-6), und diese Betonfestigkeit ist im Vergleich zur Betondruckfestigkeit β_{Druck} (f_c) sehr gering, und beträgt mitunter gar nur mehr $\beta_{Zug} = 1,00$ N/mm² und reicht bis zu circa $\beta_{Druck}/10$ N/mm² [99, 117, 186]. Dieser materialtechnologische Einfluss von Wasser in der Betonbruchprozesszone, als solches Faktum

auch in der baubetrieblichen Praxis von Dammbauten ein zu beobachtender kritischer Sachverhalt, wurde von SAOUMA und BRÜHWILER [78, 79] erstmals mit druckhaften Wasser im Hinblick auf gerissene Betonsperren bzw. deren Betonbruchmechanikproben im Keilspaltversuch experimentell aufwendig im Labor simulierend im Modellversuch nachgewiesen (siehe später Kapitel 2.5).



Abb. 2.3-3 nach A. VERVUURT [145]: Zusammenhang zwischen Traglastvermögen (Load) eines zementösen Werkstoffes und der Entwicklung von lokalen Rissen anhand eines Zugversuches; schematische Darstellung des makroskopischen Bruchverlaufs unter Zugbeanspruchung dargestellt [108]. Das Lastmaximum dabei ist ultimativ die Zugfestigkeit des Betons. Charakteristische Bruchdehnung von Beton liegt zwischen 0,1 mm/m und 0,2 mm/m [38 S S30]. Siehe auch Rissweitenbeschränkungen im Stahlbetonbau wegen Korrosionsgefahr. Es gilt: w: Rissweite, load P: Last P, bridging: Überbrückung, microcracking: Mikrorissbildung, macro-crack propagation: Makrorissausbreitung

In Abb. 2.3-3 ist das typische Traglastverhalten von Beton und Mörtel und die Entwicklung von lokalen Rissen ersichtlich. Als Mörtel gilt grundsätzlich eine zementöse Mischung mit einem Größtkorn/Grobkorn (GK) in der Zuschlagssieblinie bis maximal 4 mm Korndurchmesser als Grenze gegenüber den grobkörnigeren Betonmischungen, bis hin zu den Massenbetonen mit GK bis 120 mm. Dieses Last-Verschiebungs-Diagramm zufolge eines verfomungsgesteuerten Zugversuches kann in drei voneinander getrennte Bereiche unterteilt werden: In einen ersten Kurvenast, der entsprechend der LEBM-Theorie das elastische Verhalten des Werkstoffes nach dem Hook'schen Gesetz beschreibt (Spannung= Elastizitätsmodul mal Dehnung). Der zweite mittlere Kurvenabschnitt ist durch das Lastmaximum (Zugkraftmaximum) und den darin auftretenden örtlichen Dehnungskonzentrationen gekennzeichnet. Der abfallende Ast des dritten Bereiches beinhaltet die sogenannte Materialentfestigung. Alleine die Form der Kurve und die Fläche darunter gibt Experten als eine typische Stoffcharakteristik (steiler, flacherer Anstieg, hohes/geringeres Lastmaximum, kurzer oder weiterer abfallender Ast, hohe/geringe Endfestigkeit, kleinere/größere Fläche im Kraft-Weg-Diagramm) Aufschluss über das nichtlineare bruchmechanische Werkstoffverhalten als wesentliche Eigenschaft des untersuchten Betons. Schon im ersten Bereich des Diagrammes kommt es durch zunehmende Mikrorissbildung zur Schwächung der Werkstofffestigkeit (siehe auch Abb. 2.3-4), die sich in der Nichtlinearität vor Erreichen des Lastmaximums widerspiegelt und den Übergang zum mittleren Teil bildet. Bei zementösen Verbundwerkstoffen wie Beton treten isolierte Mikrorisse in mechanisch schwächeren Zonen auf, die durch Fehlstellen (Gel-, Kapillar- und Grobporen, Nesterhohlräume, Verdichtungsporen - siehe dazu auch Tabelle 2.3-1 mit den Porenklassen je Größenbereich) infolge der Herstellung oder durch Schwindrisse und Eigenspannungen (als Folge der chemisch-physikalischen Hydratationsabläufe) charakterisiert sind. In der Umgebung des Lastmaximums (Abb. 2.3-

3) reagiert der Werkstoff mit diskontinuierlicher Rissausbreitung. Beginnend mit der Ausbildung einer Mikrorisszone findet bei fortschreitender Verformung und abfallendem Traglastvermögen der Übergang von ruhenden in wachsende Risse statt. Zu diesem Zeitpunkt beginnt die Entfestigung des Werkstoffes, die dadurch charakterisiert ist, dass sich nur die grössten Rissflächen weiter ausbreiten und zwar entweder im Falle einer stabilen Rissausbreitung mit geringer bzw. bei einer instabilen Rissausbreitung mit hoher Geschwindigkeit (Schallgeschwindigkeit). In diesem letzten Teil der Last-Verformungs-Kurve werden während der Offnung von Makrorissen benachbarte Bereiche entlastet (eine ventilartige "Spannungsentlüftungwirkung"). Die gemessenen Verformungen entsprechen in dieser Phase weitgehend den aktuellen Rissöffnungen und der Probekörper ist nahezu in einem spannungsfreien Zustand. Die Übergänge zwischen den Bereichen sind fliessend und zufälliger Natur. Die Größenordnungen der Bereiche und Risse im einzelnen und in einer Gesamtschau können in ihrer Ausdehnung auch werkstofftechnologisch beeinflusst werden (Duktilität des Zementsteines, der Zuschläge, zugfeste Faserzusätze und andere Betonzusatzstoffe, Betonzusatzmittel).

Beton ist ein Verbundwerkstoff bestehend aus Zuschlagsbestandteilen (Siebline, Feinkorn 0-4 mm und aufsteigende Kornanteilsgruppen – Kornklassen bis hin zum Größtkorn im Massenbeton üblich bis GK 100-120 mm), die in einem Mörtel, d.h. einem starren Verbund aus Sand (GK 0-4 mm) und Zementmatrix, eingebunden sind. Vom Stoffaufbau also ein künstlich hergestelltes Konglomerat. Zuschläge, Zementstein (starres Gel), chemisch-physikalisch gebundenes Wasser und Poren unterschiedlicher (Tab. 2.3-1 nach WESCHE [50]) Größenordnungen bestimmen die Heterogenität des anisotropen inhomogenen Werkstoffes. Die Längenskalen unterschiedlicher Strukturphänomene [38, 39] wiederum werden nach SURBERG [38] und MIER [39] eingeteilt in die Mikroebene (10⁻⁹ bis 10⁻⁶ m, Gelporen), die Mesoebene (10⁻⁶ bis 10⁻¹ m, Kapillar- und Grobporen) und die Makroebene (10⁻¹ bis 10³ m).

Nach WITTMANN [21 S43-74] können die vorgenannten drei Strukturebenen unterschieden werden in Mikro-, Meso- und Makroebene (Tab. 2.3-2). Die entsprechende Aufgabenstellung ist in der jeweiligen Strukturebene einzuordnen Für Fragestellungen, die sich mit den Zementeigenschaften oder den Eigenschaften von Zementersatzstoffen und Additiven beschäftigen, muss der Werkstoff auf der Mikroebene betrachtet werden. Den Beton auf der Partikelebene zu analysieren wird mittels der Mesostruktur beschrieben. Auf der Makroebene wird Beton als näherungsweise homogener Werkstoff ohne innere Strukturkomponente angenommen.

Tab. 2.3-1: Heute übliche Einteilung der Poren nach Porenklassen und Porengrößen nach WESCHE [49] Anmerkung zum Vergleich der Bezeichnungen: Nach ON V 118 "Technische Berechnungsgrößen - Größen und Einheiten in der Physik" gelten nachfolgende SI-Vorsatzbezeichnungen: 10⁻⁹ : Nano; 10⁻⁶ : Mikro; 10⁻³ : Milli;10⁻⁹ : 10⁻² : Zenti; 10⁻¹ : Dezi;10⁺¹ : Deka; 10⁺² : Hekto; 10⁺³ : Kilo; 10⁺⁶ : Mega; 10⁺⁹ : Giga.

Porenklassen	Größenbereiche		
Mikroporen	10 ⁻⁹ m		
Gelporen			
Mesoporen	10 ⁻⁸ m		
Mikro	10 ⁻⁷ - 10 ⁻⁶ m		
(normale) Kapillarporen	10⁻⁵ m		
Makro	10 ⁻⁴ - 10 ⁻³ m		
Grobporen	10 ⁻³ - 10 ⁻² m		

Strukturlänge	charakteristisches Merkmal	Modell		
Mikroebene	mineralogisch-kristallographische sowie elementchemische Struktur des Ze- mentsteins	materialwissenschaftliche Modelle ingenieurwissenschaftliche Werkstoffmodelle, mecha- nische und numerische Modelle		
Mesoebene	Poren, Risse, Einschlüsse und Grenzflä- chen			
Makroebene	Geometrie von Konstruktionselementen	ingenieurwissenschaftliche Strukturmodelle, Materi-		

Tab. 2.3-2: Charakteristische Merkmale von Zementstein und Beton sowie entsprechende Modelle unterteilt in drei verschiedene Längenskalen [21 S43-74]

Die Eigenschaften des Betons können großteils aus seinen Bestandteilen vorausbestimmt werden. Die stark unterschiedlichen Steifigkeiten und Festigkeiten seiner Bestandteile rufen wesentlich andere Mikrorissbildungen im Beton hervor, als die zuvor genannten idealen, isotropen und spröden Stoffe. Da die Festigkeit der Matrix im normalen Beton kleiner als die der Zuschlagskörner ist, werden Mikrorisse zuerst um die Zuschlagskörner herum auftreten. Mit steigender Spannung (Belastung, Einwirkung) erhöht sich die Anzahl dieser einzelnen auftretenden Mikrorisse, die sich mehr und mehr miteinander verbinden, wodurch sie sich letztendlich zu makroskopischen Rissen entwickeln können (Abb. 2.3-4).

Dieser Rissbildungsvorgang ist der entscheidende Grund für die folgenden wesentlichen Unterschiede zwischen Beton und den durch die LEBM definierten Stoffe. In einem inhomogenen Material (wie auch in Baukonstruktionen aus unterschiedlich geformten und starken Bauteilen) werden Spannungen von der steiferen Komponente angezogen. Aufgrund der höheren Steifigkeit der Zuschläge im Beton konzentrieren sich die Spannungen um diese herum und führen so zu einer inhomogenen Spannungsverteilung. Die Konsequenz aus diesem heterogenen Werkstoffverhalten ist, dass die Mikrorissbildung in verschiedenen Bereichen des Betons der Makrorissausbreitung vorangeht (Abb. 2.3-4).

Abb. 2.3-4:

Mikrorissbild in Beton unter Zugbeanspruchung [13]. Auch unter einer Druckbelastung bilden sich diese Rissefolgeerscheinungen, wegen der Querkontraktion den Hauptspanungstrajektorien [49 S232, 49 S241, 117] folgend, aus. Mikrorisse Mörtel Zuschlagkörner

(b)

Demnach ist das Betonbruchversagen bei Biegemomenten (Biegzug-, druckspannungen) und Druck eigentlich immer ein reines Zugversagen (Überschreitung der Bruchzähigkeit) des Betons. Querkraft bedingte Schub- und Scherbeanspruchungen zufolge von Torsionsmomenten (Torsion) verursachen ein Scherversagen im Beton. Daher werden im Eurocode 2 bei Schub- und Torsionsbeanspruchungen Fachwerksmodelle zur Konstruktionsbemessung gebildet. Die Zugstäbe werden durch die Bewehrungseisen abgedeckt und die Normalkräfte in den Druckstreben werden durch den Beton leichter abgetragen. Die Fachwerksknoten werden durch die Zug- und Druckstabverbindungen gebildet. Die zulässige Beton-Scherbeanspruchung τ (Scherfestigkeit des Betons) spielt auch bei den Durchstanzproblemen (Stütze auf Fundament oder Betondecke) eine wichtige Rolle. Die jeweiligen Betonstahlfestigkeiten werden dabei auch hier wegen der u.U. hohen äusseren Einwirkungen traglasterhöhend berücksichtigt.

(a)

Aus den beiden obengenannten Gründen erscheint es offensichtlich, dass die Rissbildung und – ausbreitung in Beton durch das Phänomen der Lokalisierung charakterisiert ist, jedoch nicht von Beginn an. Erst wenn die Traglast des Werkstoffes überschritten ist und Mikrorisse sich zu Makrorissen verbinden, findet Lokalisierung statt. Experimentelle Untersuchungen an Beton unter Zug- und Druckbeanspruchungen bestätigen diesen Sachverhalt [13, 38 S19].

Die makroskopisch wahrnehmbare Kerbempfindlichkeit ("notch sensitivity") des Betons ist gering. In Abb. 2.3-5 (entnommen aus [13 S9, 21 S10, ursprünglicher Autor ist aber MINDESS]) ist eine Zusammenstellung der Versuchsergebnisse über die Kerbempfindlichkeit von zementgebundenen Stoffen ersichtlich. Hieraus erkennt man, dass Zementstein eine hohe, Beton hingegen nur eine geringe Kerbempfindlichkeit zeigt. Diese Phänomen hängt offensichtlich mit den unterschiedlichen Mikrorissbildungsvorgängen in grobkörnigen Beton und feinstrukturierten Zementstein zusammen. Die Kerbempfindlichkeit ist jedoch eine wichtige Voraussetzung für die Anwendung der LEBM zur Ermittlung der Spannungsintensitätsfaktoren.

Die Mikrorisszone im Beton im Beton kann groß sein. Nach Beginn der Mikrorissbildung kann eine definierte Rissoberfläche im Beton wegen des Haftverbundes zwischen Zuschlagskörnern und Matrix und der Kornverzahnung noch Zugspannungen übertragen. Das bedeuted, dass sich vor der Rissspitze eines realen Risses, in dem keine großen Zugspannungen übertragbar sind (FPZ), eine "plastizierte Zone" – Mikrorisszone – befindet. Die als Korrektur zur LEBM eingeführte Fliesszone in der Nähe der Rissspitze kann dabei die sich häufig auf größere Volumeneinheiten erstreckenden Risszonen im Beton nicht realistisch berücksichtigen.



Abb. 2.3-5: Zusammenstellung der Kerbempfindlichkeit von zementgebunden Werkstoffen. [21 S10]

Die Risse in der Mikrorisszone in Beton haben nicht die Form von "Einzellinien" wie sonst in absolut spröden Stoffen, sondern näherungsweise die Form eines "Bandes", was aus der Heterogenität des Betons resultiert. Deswegen sind die nur für Fliesslinien eingeführten Kriterien der LEBM bei Beton ebenfalls nicht anwendbar will man halbwegs realistisch und naturnahe numerisch den Rissverlauf und das Risswachstum mit FE-Programmen simulieren. In jenen Fällen wo die FPZ-Ausdehnung als Schwächezone groß ist im Vergleich zu den Bauteilstrukturen wird, basierend auf der LEBM, naturgemäß die wirkliche Bruchlast eines Betonkörpers überschätzt. Durch die FPZ-Zone wird die Singularitätsproblematik der LEBM aufgrund der scharfen Rissspitze in Beton abgebaut, ähnlich dem plastifizierten Zonenmechanismus ("Fliessen bei Erreichen der Streckgrenze") bei den duktilen Metallen und anderen ähnlichen zähen Feststoffen mit Fliessvermögen.

Abb. 2.3-6: Kohäsives Kantenrissmodell mit Bruchprozesszone im zementgebundenen Baustoff (nach KARIHALOO [67]).

Darin bedeuten:

- ft: Zugfestigkeit von Beton
- a_o: Traktionsfreie Risszone, realer Makroriss; in Prüfkörpern auch als Starterriss bezeichnet.
- Ip: Länge der FPZ-Bruchprozesszone bestehend aus Mikrorissen und einer Überbrückungszone (Bereich D bis C) und reiner Mikrorisszone (Bereich A und B)



Das Phänomen, dass nennenswerte Zugspannungen noch über die Rissöffnung bis zu 0,15 mm übertragen werden können, wird mit den existierenden Haftspannungen der Grenzfläche Zementmatrix-Zuschlagskorn (siehe auch Kontaktzoneneigenschaften) begründet [38]: Da die Rissbildung von normalfesten Betonen an diesen Grenzflächen stattfindet, entstehen beim Herausziehen der Zuschlagskörner aus der umgebenden Zementmatrix Reibungskräfte. Diese liefern vor allem bei grösseren Rissöffnungen einen wesentlichen Beitrag zur Spannungsübertragung nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit. WALRAVEN [176] beschreibt in seiner Dissertation 1980 einen weiteren Effekt, den des mechanischen "Verhakens" von Zuschlagskörnern, auch "mechanical interlock" genannt. Eine weitere Hypothese für das zuvor geschilderte Phänomen wurde von VAN MIER [39] im sogenannten "crack face bridging" entwickelt. Dabei sind zwei überlappende Rissspitzen über ein steifes Zuschlagskorn voneinander getrennt (Abb. 2.3-7a). Bei ansteigender Last, d.h. fortschreitender Rissöffnung und Rissausbreitung, beginnt einer der beiden Risse um das Zuschlagskorn herum auf den anderen Riss zuzulaufen, um sich mit diesem zu verbinden (Abb. 2.3-7b).

> Abb. 2.3-7: Experimentell von VAN MIER [39] nachgewiesenes (anfänglich hypothetisch postuliertes) "crack face bridging" um ein steifes Zuschlagskorn eingebettet in der Zementmatrix.



Mittels eines Mikroskops, welches während des Belastungsvorganges die Rissverläufe an der Probenoberfläche registrierte, konnte die in den Abb. 2.3-7a und Abb. 2.3-7b schematisierte Mechanismen experimentell nachgewiesen werden. Es ist verständlich, dass "crack face bridging" ein dreidimensionaler mechanischer Effekt ist und deshalb die Traglastfähigkeit des jeweiligen Werkstoffes bei zweidimensionaler Betrachtung unterschätzt würde. Dies deshalb, da mehr Energie zum räumlichen Risswachstum erforderlich ist und der Widerstand von einfachen Rissen, und noch mehr von zufällig vorkommenden verzweigten Rissen, im Raum größer ist als im Fall des einfachen zweidimensionalen Risswachstums, so wie es in den meisten Prüfmethoden modellmäßig und bewusst bewerkstelligt (Versuchsstabilität) passiert. Die so ermittelten kritischen Spannungsintensitätsfaktoren (Bruch-zähigkeiten) und Energiefreisetzungsraten (Bruchenergie) und sind naturgemäß und konservativ kleiner, und somit auf der sicheren Seite im Hinblick auf die Beanspruchungsgrenze für gerissene Bauteile. Die Wahrheit ist es aber nicht und der "wahre" naturnahe Risswiderstand muss im anwendungsorientierten Bedarfsfall mit anderen neuartigen Prüfmethoden als den derzeit gängigen und favorisierten (siehe später) seitens der mutigen und innovativen Baustoffprüfung ermittelt werden. Da der Mechanismus des "crack face bridging" ausschliesslich in unmittelbarer Umgebung von steifen Zuschlagskörnern auftritt, ist ein signifikanter Einfluss von der Zuschlagsart, Zuschlagsverteilung- und Maximalkorngröße zu erwarten. Letzterer konnte durch Untersuchungen von VAN MIER [39] in der Art nachgewiesen werden, dass bei steigender Maximalkorngröße des Betonzuschlages infolge der "crack face bridging" - Zunahme ein duktileres Werkstoffverhalten erhalten wurde. Hinsichtlich reiner Mode I Belastung spielen "mechanical interlock" und Reibungskräfte gegenüber dem "crack face bridging", insbesondere bei zweidimensionaler Anschauung und Modellierung, eine geringere Rolle bei der Übertragung von Zugspannungen bei fortgeschrittener Rissöffnung. Bei Mode II Belastung dagegen konnte WALVAREN [176] zeigen, dass "mechanical interlock" das Haupt-wirkungsprinzip der Lastübertragung darstellt [38, 39].

Die LEBM arbeitet man mit Rissspitzenspannungen, die theoretisch an der Rissspitze modellbezogen gegen Unendlich anwachsen würden. In Wirklichkeit kann sich in keinem Baustoff eine derartige Spannung naturgemäß aufbauen, weil die Bruchprozesszone als ein elastischer Bereich vor der Rissspitze existiert.

Abb. 2.3-8: [119]

Schematische Darstellung des "Softenings-Verhaltens" einer Betonzugprobe unter Mode I Beanspruchung.

- a.) Dehnungskonzentration im Beton.
- b.) Idealisierung des Dehnungszustandes
- c.) Globale Spannungs-Verformungs-Beziehung
- d.) Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons ausserhalb der Prozesszone.
- e.) Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung des Betons innerhalb der Prozesszone

Mit der dargestellten Maximallast (Peak-Load) ist die Betonzugfestigkeit gemeint.



Die Vorgänge in der Entwicklung der selben sind sehr kompliziert und lassen sich nicht von Fall zu Fall so ohne weiteres einfach übertragen. Jedenfalls begründet die Existenz dieser FPZ ein "softening Verhalten" wie in Abb. 2.3-8 ersichtlich.

Für die gesamte Zunahme der Verformung über die Messlänge gilt:

 $\Delta l = \varepsilon . l + w$ Glg. 2.3-1

mit: ε = Dehnung der ungestörten Zone, w = Mikrorissöffnung der Prozesszone, *I* = Messlänge

Im nächsten Bild (Abb. 2.2-9) sind die verschiedenen möglichen "softening-Teilprozesse" ersichtlich:



Abb. 2.3-9: "Softening-Teilprozesse" – "toughning-Mechanismen" im Ligament und in der Bruchprozesszone (Makroebene) [11 S96]

- a.) "Crack Shielding"-Phänomen Rissschild gegenüber dem Hauptriss durch Mikrorisse gebildet
- b.) "Crack Deflection"-Phänomen Rissablenkung durch steife Teilchen in der Matrix
- c.) "Aggregate Bridging"-Phänomen Zuschlagskörner haften fest in beiden Rissuferflächen und bilden so Rissüberbrückungsverbindungen.
- d.) "Crack surface roughness-induced closure"-Phänomen beruht auf der die Risse verschliessenden Mechanik bedingt durch die Reibungsabläufe zwischen der Rissuferflächen aufgrund der Rauhigkeit der Risseuferoberflächen.
- e.) "Crack tipp blunted by void"-Phänomen Rissspitzenabstumpfung (Stopperwirkung) steifes Hindernis.
- f.) "Crack branching"-Phänomen Risseverzweigungen, wie z.B. durch "mechanical interlock" und "crack face bridging".

Die Mikrorisse sind zum Teil herstellungsbedingt, quasi "vorinduziert" im Beton enthalten (wassergefüllte Poren, Schwindrisse, Hohlräume unter größeren Zuschlagskörnern als Folge des nicht sichtbaren inneren Blutens ("Mikrobluten" Abb. 2.3-14) im Beton im Nahbereich größerer Körner, thermische Risse wegen Hydratation und Auskühlungsprozess insbesondere bei Massenbetonen) an denen extern induzierte Energie (z.B. mechanische Rissaufweitungen, dehnungsgesteuert oder kraftgesteuert) abgebaut wird (Phänomen des "microcrack shielding"). Mikrorisse haben wahllose Richtungsorientierungen im Vergleich zur mittleren Hauptrissebene ("traction free zone", Risswanduferbereich) und ihre Dichte reduziert sich mit der Entfernung von der Rissspitze. Die Rissabweichung ("crack deflection") resultiert aus einem starken und schwachen Widerstand im Pfad der Hauptrissorientierung (starkes größeres Korn und schwächere Materialzone, Rissstopper und risswachstumsfördernde Stoffzustandsbereiche). Aggregat-Brücken-Effekte ("aggregate bridging effect") begründen sich in Zuschlagskörnungen, welche bis zum Bruch oder bis zum Herausziehen aus der Rissuferwand Energie abbauen. Dabei wird Energie dissipiert (verbraucht), nämlich durch begrenzte Verformungsfähigkeit und Reibung der steifen Körner, die im chemisch und/oder physikalisch bedingten Haftungsverbund mit der Matrix (Kontaktzonen-Materialeigenschaft) im Kräftewechselspiel stehen. Der "Hauptriss" ("main crack") ist dabei zuerst um die Körnungen vollständig herumgewachsen und kann sich u.U. auch geringfügig öffnen. Energie wird auch dissipiert durch die Reibung der neu entstandenen (und alten) Rissuferwandungen selbst ("crack surface roughnessinduced closure"). Kleine Lücken (Hohlräume) vor den Rissspitzen und steife Körner stumpfen diese ab und nehmen ihr naturgemäß die Schärfe (Rissstopper, "cracktipp-blunting-by-voids"). Es muss für die Bildung neuer Rissspitzen Energie aufgebracht und verbraucht werden. Die Rissbildungen gehen nicht einfach linear von statten, sondern vielmehr gibt es (räumliche) Rissverzweigungen in verschiedenen Größenordnungen. Ein mehr an zusätzlicher Energie wird verbraucht durch die Bildung neuer Risszweige ("crack branching"). [11]

Experimentell und numerisch werden Risse bzw. die Bruchprozesszonen und deren Größenordnungen bzw. Wachstumserscheinungen, ohne näher darauf einzugehen, durch versuchstechnisch aufwendige zerstörungsfreie begleitende Prüfmethoden, bestimmt [12 S231-279, 11 S97-104]: Compliance Messungen ("compliance measurements"), Röntgenstrahlen ("X-ray techniques"), optische Mikroskopie ("optical microscopy"), Rasterelektronenmikroskopie ("scanning electron microscopy"), elektrische Widerstands-Verformungsgeber-Technik ("electric resitance strain gauge techniques"), photoelastische Methoden ("photoelastic methods"), Quecksilber-Pentrations-Messungen ("mercury penetration measurements"), Tinteneindringverfahren ("dye penetrants"), Infrarot-Thermografieverfahren ("infrared vibrothermography"), Ultraschallimpulsgeschwindigkeitsverfahren ("ultrasonic pulse velocity"), Geberverfahren ("demec gauges"), Akustik-Emissions-Verfahren ("acoustic emission"), Interferometrie-Technik ("interferometry techniques"), Multi-Schneid-Verfahren ("multi-cutting-techniques"), numerische Methoden ("numerical methods"), Rückstreuelektronenbilder und Punktlasermethode zur Mikrorissanalyse. [12]

Nach SURBERG [38 S64] können drei Typen von Mikrorissen unterschieden werden:

- a.) Mikrorisse, die bevorzugt an und entlang der Grenzfläche zwischen Sandkörnern und Zementstein auftreten,
- b.) Mikrorisse innerhalb des Zementsteins und
- c.) Mikrorisse, die durch grosse plättchenförmige Kalziumhydroxidkristalle hindurch in den Zementstein laufen.

Alle zuvor beschriebenen Mechanismen erklären das nichtlineare Phänomen, nämlich dass nennenswerte Zugspannungen noch bei fortgeschrittener Lokalisierung übertragen werden können. Jedoch muss in diesem Zusammenhang beachtet werden, dass diese Erkenntnisse über die lokalen Gegebenheiten von "mechanical interlock" und "crack face bridging" nur für den mesoskopischen Bereich des Betons Gültigkeit besitzen. Auf makroskopischer Ebene wird "crack face bridging" in erster Linie von Struktureffekten auftreten.

2.3.2 Die Kontaktzone

Die Kontaktzonen an den Grenzschichten zwischen Gesteinszuschlag und Zementstein besitzen die entscheidenden Eigenschaften und spielen für das Versagensverhalten zementöser Verbundwerkstoffe (Abb. 2.3-10) wie dem Beton eine entscheidende Rolle. Infolge des Aufeinandertreffens zweier Werkstoffe unterschiedlicher Steifigkeit (Zementstein und Zuschläge) bilden sich Spannungskonzentrationen aus und in dieser Zone sind die Festigkeiten signifikant geringer als in den Einzelkomponenten. Beide Phänomene führen zu einer bevorzugten Rissinitiierung in dieser Region.



Zuschlag Zementstein Kontaktzone

Abb. 2.3-10: Gefügestruktur des Betons auf der Mesoebene (s.a. Tab. 2.3-2). [39]

SURBERG [38] analysierte auf die Mesoebene beschränkt u.a. die Eigenschaften von Kontaktzonen zwischen Sandsteinen und Mörtel (Mächtigkeit der Kontaktzone die ein Zuschlagskorn umgibt beträgt ca. 30-50 μ m), und dies im Hinblick auf den einfachen Verbundbereich des Zementsteines zu den gröberen Zuschlägen. Auf dieser Grössenskala wird die Kontaktzone als eine schwache, poröse und kontinuierliche Grenzschicht zwischen Gesteinszuschlag und Zementstein betrachtet (Abb. 2.3-11).



Abb. 2.3-11: Schematische Darstellung des Zementsteines im Bereich der Kontaktzone [38 S59]

Es ist auch bekannt, dass die jeweilige Längenskala einen Einfluss auf die Eigenschaften der komplexen Strukturen des Verbundwerkstoffes Beton hat. Der Anteil Sand-Zementstein-Interfaces hat bei weitem den größeren Anteil an Verbundflächen innerhalb des Betons. Innerhalb der Kontaktzone hat der Zementstein im Unterschied gegenüber dem Zementstein im restlichen Betongefüge eine geringere Festigkeit und Steifigkeit, der Anteil unhydratisierter Zementkörner ist größer, einen höheren Anteil an Ettringitkristallen, einen höheren Anteil an Kalziumhydroxidkristallen mit den Achsen normal zur Zuschlagsoberfläche orientiert. Zwischen den Zuschlägen und der Matrix herrschen chemische, physikalisch-chemische Bindungskräfte und auch rein physikalische Wechselwirkungen; der mechanische "Interlock-Mechanismus" ist dabei als der Wichtigste von diesen Bindungskräften zu benennen. Bei porösen Zuschlagsoberflächen, wie sie beispielsweise Leichtzuschläge aus Schlackenmaterial bei Leichtbetonen besitzen, können die Hydratationsprodukte des Zementes in die Zuschlagstruktur (oberflächliche Eintiefungen, Kerben, Mulden und Lochöffnungen) eindringen und dadurch die Dichtigkeit und Festigkeit der Kontaktzone drastisch verbessern bzw. erhöhen (Abb. 2.3-12c). In diesem Fall ist das Verhaken des Zementsteines im Zuschlagskorn, also der "mechanical interlock", der Hauptmechanismus. Kantkorn in Massenbetonen von Hochgebirgsbaustellen, welches durch natürliche Zuschlagsgewinnung im Tagebau durch Sprengungen (Abbautechnolgie) und anschliessender Zerkleinerungen mit geeigneten Brechern gewonnen werden, haben naturgemäß eine rauere und unregelmäßigere Oberfläche. Da ist der Verbund mit der Korn umgebenden Matrix sicherlich größer als mit den Rundkörnern aus den Kiesablagerungen in unseren Alpentälern (Modell liegt dann zwischen Abb. 2.3-12b und Abb. 2.3-12c, kantige und aufgerauhte Gesteinsoberflächen gewährleisten offensichtlich eine höhere Bindungsfestigkeit der Kontaktzone).



Abb. 2.3-12: Die Bindungsfestigkeit der Kontaktzone beeinflussende Mechanismen [38 S36]

MINDESS u.a. Autoren (siehe dazu in [38 S35ff]) untersuchten die Mikrostruktur der Kontaktzone, deren Aufbau schematisch in Abb. 2.3-11 dargestellt ist. Die Kontaktzone ist charakterisiert durch eine Anhäufung hexagonaler Portlandit-Kristalle (Ca(OH)₂), die für die hohe Porosität der Kontaktzone verantwortlich sind. Die Bindung zwischen Zement und natürlichen Zuschlagskorn ist chemischer Natur. Es ist verständlich, dass zudem noch andere Bindungsmechanismen wie zuvor erläutert auftreten können. Für gut polierte ("glatte", Rundkorn "RK") Zuschläge wie z.B. Flusskiesel (alluviale Ablagerungen in den heimischen Talböden und natürlichen Kies- Lagerstätten zufolge der Verfrachtungen durch die rückläufigen Gletschereiswanderungen in der auslaufenden letzten Eiszeit) ohne chemisches Bindungspotential dominieren die physikalischen Wechselwirkungserscheinungen (Abb. 2.3-12a) mit der Matrix, was zu einer schwachen Einbindung im Beton führt. Eine höhere Bindungsfestigkeit kann erwartet werden, wenn der Zuschlag die Eigenschaft besitzt, mit der Matrix zusätzlich eine chemische Bindung einzugehen (Abb. 2.3-12b).

Da die Kontaktzone normalfesten Betons von seinen bruchmechanischen Eigenschaften bedeutend schwächer ist als der Zementstein bzw. Mörtel und der Zuschlag, ist es nur verständlich, dass die Rissinitiierung in diesem Bereich zu allererst zu beobachten ist. Nach LEE (Zitat in [38 S37]) ist das Bruchverhalten der Kontaktzone durch drei Versagensarten charakterisiert: Rissablenkung entlang und somit in der Kontaktzone (Abb. 2.3-13a), Eindringen des Risses in das Zuschlagskorn (Abb. 2.3-13b) und Rissreflexion an der Kontaktzone (Abb. 2.3-12c). Weiters schlussfolgerte LEE et al., dass die Kontaktzonenrauhigkeit der entscheidende Faktor für den weiteren Verlauf des Risspfades in der Kontaktzone ist. In dem von ihnen vorgestellten Modell tritt Rissablenkung unter Berücksichtigung der Matrixrauhigkeit mit abnehmender Kontaktzonenrauhigkeit zunehmend häufiger auf. Porosität beispielsweise begünstigt die Rissablenkung entlang der Kontaktzone.



Abb. 2.3-13: Definition des Grenzflächenversagens in der Kontaktzone nach LEE (veröffentlicht in) [38 S37]):

- a) Rissablenkung,
- b) Risseindringung und
- c) Rissbiegung aus der Kontaktzone heraus.

Hinsichtlich der Kontaktzonenporosität resultiert aus einer höheren Porosität und dem geringeren Anteil an unhydratisiertem Zement innerhalb der Kontaktzone eine geringere Packungsdichte der Zementkörner, die zu einem "wall-effect" und somit zu einem Mikrobluten unterhalb der groben Zuschlagpartikel führt, wie dies in Abb. 2.3-14 ersichtlich ist [38 S61].



Abb. 2.3-14: Schematische Darstellung des Mikroblut-Phänomens in Frischbeton. Darin bedeuten: 1=Zuschlag, 2=Zement, 3=sichtbares Bluten, 4=inneres Bluten/Mikrobluten. [38 S61]

Die bruchmechanische Charakterisierung der Kontaktzoneneigenschaften kann einerseits durch den energetischen Kennwert G_f (definiert durch das FCM) und andererseits die Spannungsintensitätsfaktoren der LEBM erfolgen. Letztere Ansatz wurde von HILLEMEIER [108] verfolgt und angewendet. Aufbauend auf der von ihm entwickelten Methode zur Bestimmung bruchmechanischer Kennwerte von Zementstein an keilbelasteten Kompaktzugproben konnten HILLEMEIER & HILSDORF [110] zeigen, dass hinsichtlich der allgemein anerkannten Hypothese in der Betontechnologie nicht nur die Zugfestigkeit, sondern vor allem die Bruchzähigkeit der Kontaktzone

das entscheidende Kriterium für die Zug- und Druckfestigkeit von Beton darstellt. Zur Bestimmung der Bruchzähigkeit der Zementstein-Zuschlag-Kontaktzonen verwendeten sie Kompaktzugproben [182], deren eine Hälfte aus Zementstein und deren andere Hälfte aus dem Zuschlagmaterial hergestellt wurden. Um stabile Versuche zu erhalten, wurden die Probenbreiten so gewählt, dass die Probenhälften ungefähr gleiche Steifigkeiten besassen. In Tab. 2.3-3 sind die Ergebnisse aus [109] zusammengefasst. Demnach besitzt die Kontaktzone eine signifikant geringere Zugfestigkeit und Bruchzähigkeit im Vergleich zur Zementsteinmatrix und den Beton.

Tab. 2.3-3: Vergleich zwischen den Eigenschaften von Zementsteinmatrix, Kontaktzone und Beton [109]

Kontakt-	Zementstein-Matrix		Kontaktzone		Beton		
zone						$0/8 \ mm$	$16/32 \ mm$
	Zugfestigkeit		Bruch-	Zug-	Bruch-	Biegezug-	Biegezug-
	zentrisch	Biegezug	zähigkeit	festigkeit	zähigkeit	festigkeit	festigkeit
	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^{3/2}]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^{3/2}]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$
Kalzit	5,83	8,82	12,2	0,96	5,2	7,69	-
Quarzit	5,83	8,82	12,2	1,19	6,6	7,88	3,05

w/z = 0, 4; Prüfalter 7 Tage.

Nach HILSDORF [109] ist der Anstieg der Bruchzähigkeit mit steigendem Zuschlaggehalt und steigender Korngröße vor allem darauf zurückzuführen, dass ein Riss, der sich in der Zementsteinmatrix fortpflanzt, von einem Zuschlagskorn mit höherer Bruchzähigkeit gebremst wird. Der Riss verzweigt sich, die für den Rissfortschritt erforderliche Energie steigt an, weshalb daher auch bei Zugbelastung von Beton ein Bruch nicht als Folge eines Einzelrisses, sondern vielmehr als Folge zahlreicher verzweigter und parallel laufender Risse auftritt. Nach HILLEMEIER [108, 110] ist bei stabiler Rissausbreitung die Bruchzähigkeit K_{IC} von reinem Zementstein, von Zuschlägen und von der Zuschlag-Zementstein-Kontaktzone von der Risstiefe unabhängig (Risstiefe ist nicht die Risslänge a, sondern parallel zur Richtung der Rissfront nach Abb. 2.2-4 in z-Richtung). Diese fallspezifische Beobachtung darf wegen der zuvor erläuterten räumlichen Rissausbreitungsproblematik in seiner Allgemeingültigkeit aus berechtigten und nachvollziehbaren Gründen bezweifelt werden – dazu herrscht eine viel zu große Komplexität des Risswachstums in Verbindung mit den damit verbundenen vielfältigen Wirkungsmechanismen und Einflussparameter.

Anmerkung zur Literatur im Themenbereich der Eigenschaften von Kontaktzonen: SURBERG hat 2001 in seiner Dissertation [38] einen kurzen Überblick über den wesenlichen Stand des Wissens über die Kontaktzoneneigenschaften ([38 Seite 34-41 und Seite 58-66], samt sachdienlichen Zitaten) erarbeitet, auf die an dieser Stelle verwiesen werden darf, da in dieser Dissertation nicht weiter darauf eingegangen wird. Hinsichtlich der experimentellen Bestimmung bruchenergetischer Materialkenngrößen wie beispielsweise G_f der Zuschlag-Zementstein- bzw. Zuschlag-Mörtelmatrix-Kontaktzone existieren vergleichsweise noch wenig Arbeiten [38 S37].

2.3.3 Nichtlineare Bruchmodelle für Beton

Es wurden eine Reihe von näherungsweisen nichtlinearen Bruchkonzepten bzw. Bruchmodellen für den quasi-spröden Baustoff Beton entwickelt. Ausgehend von den sogenannten "fiktiven Rissannäherungen" ("fictitious crack approach") und den "effektiv-elastischen Rissannäherungen" oder auch "equivalent-elastische Rissannäherung" genannt ("effectiv-elastic crack approach" oder auch "equivalent-elastic crack approach"), sind heute in der bruchmechanischen Materialprüfung von Beton vier wesentliche Näherungsmodelle in Verwendung. Beide Rissannäherungsmodelle beinhalten (implizit) die Energiedissipationen im Zusammenhang mit den Mikrorissbildungen in den Kontaktzonen (Ausgangspunkt des Risswachstumsgeschehen in der Bruchprozesszone) zwischen Zuschlagskörnern und Zementsteinmatrix im Beton.

Der GRIFFITH-IRWIN-Mechanismus als Grundlage zum kohäsiven Modellansatz nach dem Prinzip der effektiv-elastischen Rissannäherung und der DUGDALE-BARENBLATT-Mechanismus nach dem Prinzip der fiktiven Rissannäherung stellen die Grundlagen der nachfolgend vorzustellenden nichtlinearen Bruchmodelle dar.

Das "Zwei Parameter Bruchmodell" (TPFM), das "effektive Rissmodell" (ECM) und das "größenabhängigkeitseffekt Modell" (SEM) basieren auf der effektiv-elastischen Rissannäherung. Das "Rissbandmodell" (CBM) und die Bestimmung der kritischen Bruchenergie G_F nach dem "fiktiven Rissmodell" (FCM) leiten sich ab von der fiktiven Rissannäherung.

SHAH und CARPINTERI veröffentlichten in [12] exemplarische Beispiele von bruchmechanischen Kennwerten tabellarisch samt zugehörigen Betonrezepturen bezüglich den gleichnamig vorgenannten Versuchsreihen bzw. Bruchmodelle. Es sind Vergleichsausschnitte, und bei der Suche nach den "wahren" bruchmechanischen Materialkennwerten repräsentieren diese einen kleinen Teil von allen möglichen betonbruchmechanischen Materialkennwerten.

Entweder mit standardisierten (z.B. RILEM-Empfehlungen [12] und Forschungsbeiträgen [61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 72, 95, 96]) oder innovativen anwendungsorientierten Prüfmethoden [14, 15, 38, 46, 58, 75, 76, 78, 79, 87, 88, 92, 97] ermittelt, je nach Bedarf der Planer und Konstrukteure.

Auch in den im Literaturverzeichnis (Kapitel 5) angeführten anderen zahlreichen Veröffentlichungen sind solcherart ermittelte Versuchsergebnisse ersichtlich. Es gibt derlei Werte weit verstreut in der gängigen fachspezifischen Literatur. Man beachte dabei immer bei den notwendigen Vergleichsanalysen, dass man sich vergewissert, auf welche Art und Weise man diese bruchmechanischen Materialkennwerte versuchstechnisch experimentell ermittelte. Auch welche Modelle samt Auswertealgorithmen zur Berechnung der Bruchkennwerte auf Basis der Messergebnisse verwendet wurden. Gerade beim Baustoff Beton streuen die Laborwerte sehr stark und hängen bekanntlich von vielerlei Faktoren (Randbedingungen) ab, wie z.B. von der Prüfmethode, der Probenherstellung, den Lagerungsbedingungen, dem Probenalter, der Gleichmäßigkeit der Betonzusammensetzung der zu testenden Proben, der Probengeometrie (Querschnittsform, Rissgeometrie) und Probengröße (Abmessungen), der Prüfmaschine, vom jeweiligen Laboranten bzw. Versuchsdurchführenden und den eingesetzten Prüfvorschriften, den Prüfbedingungen, der Art und Weise der Kennwerteberechnungen basierend auf den speziellen Auswertealgorithmen (je Modell entsprechende Formeln) und deren Interpretationen u.v.a.m....

Die unterschiedlichen mechanisch-physikalischen Ansätze hinsichtlich der Energiedissipationen im rissebehafteten Kontinuum aufgrund der komplexen Vorgänge beim Risswachstum unter Bildung einer Bruchprozesszone erklären bzw. begründen den Bestand und den Unterschied der verschiedenen Rissannäherungsmodelle.

A.) Grenze der Anwendbarkeit der linearen bzw. nichtlinearen bruchmechanischen Modelle für Beton

Wie schon zuvor eingehend erläutert ist der entscheidende Faktor für die bruchmechanische Zähigkeit von Beton die Existenz der Bruchprozesszone. Bezüglich der Modellierung der energetischen, kräfte- und verformungsmäßigen mechanischen Vorgänge im Nahbereich der Rissspitze gibt es unterschiedliche Modellansätze. Die von GRIFFITH entwickelte linear-elastische Bruchmechanik ist im Grunde genommen nur gültig für ideal-elastische, homogene, isotrope, sowie absolut spröde und kerbempfindliche Stoffe. Die Anwendbarkeit der LEBM ohne Korrektur auf den "softening"-Baustoff Beton ist im wesentlichen erst möglich, wenn die Größe der Prozesszone im Betonbauteil im Vergleich zu den gesamten Abmessungen des Bauteiles sehr klein ist. In der Materialprüfung soll die Probengröße in Abhängigkeit des Grösstkornes derart gestaltet sein, dass die Ligamentfläche bzw. die Distanz von der Starterrissspitze zum Probenrand mindestens ca. das 5 bis 10-fache des Grösstkorndurchmessers betragen soll [24]. Die Gültigkeit der Prüfergebnisse ist von einer ausreichenden Entwicklung der Länge der Bruchprozesszone (FPZ-Länge) im Ligament der Betonfläche abhängig. Die Länge der Bruchprozesszone von Beton ist in der Regel in der Größenordnung von 0,3.lch bis 0,5.lch. PETERSSON [111] und MO-DÈER [112] geben für zementgebundene Baustoffe folgende Grössenordnungen für I_{ch} (charakteristische Länge, Definition siehe später beim FCM) an:

Mit dem Verhältnis der Balkenhöhe d (Balkenprüfmethode) zur charakteristischen Länge I_{ch} kann auch die Kerbempfindlichkeit ausgedrückt werden. HILLERBORG ["Analysis of a single crack" erschienen in 21 S 223-249] und PETERSSON [112] haben für verschiedene Abmessungen von d in bezug auf I_{ch} die Kerbempfindlichkeit ausgedrückt. Zementgebundene Baustoffe sind kerbunempfindlich bei geringem d/ I_{ch}, während ab einem Verhältnis von 10 bis 20 Kerbempfindlichkeit vorliegt und die Modelle der LEBM zur Beschreibung des Versagensverhaltens durch die Modelle der EPBM ergänzt werden können. Der Nachteil dieser Kennwerte ist, dass sie geometrieabhängige Materialparameter darstellen. Daher berechneten BAZANT und PFEIFFER [113] eine Sprödigkeitszahl, die zu einer spezifischen Probenabmessung korrespondiert. Weiters sind in dieser Sprödigkeitszahl die Maximalkorngrösse und ein empirischer Faktor inkludiert, dessen Bestimmung fragwürdig erscheint [38 S22].

Gemäß der LEBM- und der EPBM-Modelle werden die bruchmechanischen Werkstoffgrössen der kritischen Energiefreisetzungsrate G_c und der Bruchenergie G_F als Materialkennwerte angenommen. Experimentelle Untersuchungen von verschiede-

nen Forschern haben aber gezeigt, dass diese bruchmechanischen Materialparameter von den messtechnischen Einflussgrössen, den Belastungsbedingungen, der Probengrösse, sowie von der Probengeometrie abhängig sind [38 S22- 30]. Die Versuchsdurchführung (langsame oder schnelle Belastungs- oder Dehnungsgeschwindigkeiten) selbst hat natürlich auch einen Einfluss auf das Prüfergebnis, deshalb sind in den entsprechenden genormten Prüfvorschriften für Betonfestigkeitsuntersuchungen u.a. diese Werte standardisiert wegen der Vergleichbarkeit festgehalten [42, 99]. Ebenso haben bei konsequenter logischer Überlegung aufgrund des bisherigen Erläuterungen die Rissspitzenstärke der Starterkerbe (Kerbgrundradius, "Schärfe" der Rissspitze), die Länge der Bruchprozesszone entlang der Rissfront (Dickenrichtung der Proben), die Geradlinigkeit oder Krümmung der Rissfront (FPZ) in der Ebene oder im Raum einen signifikanten Einfluss auf das Bruchverhalten von Beton. Wie meistens der Fall ist auch hier die Quantifizierung der jeweiligen Einflüsse auf das Versuchsergebnis das Problem und bedingt aufwendige Parameterstudien im Betonlabor [59, 99].

Die Behandlung des "size-effects" bei Bruchprüfungen an heterogenen Baustoffen ist heute ein noch nicht restlos gelöstes Problem [40, 70, 73, 114, 38 S67-68]. Man weiss, dass die Probenkörper eine Mindestgröße haben müssen. Diese Grösse wird hauptsächlich bestimmt durch die Größe der Bruchprozesszone vor der Rissspitze und der Bridging-Zone hinter der Rissspitze. Ebenso muss nach RIEDL [45] im Bedarfsfall auf den Spannungszustand geachtet werden, je nach Anwendungsfall der Kennwerte, nämlich im Zustand des ebenen Spannungszustandes (ESZ) oder ebenen Dehnungszustandes [EDZ]. Der Probekörper muss die Ausbildung dieser beiden Zonen, nämlich die Größe der Bruchprozesszone vor der Rissspitze und der Bridging-Zone hinter der Rissspitze, beim Bruchvorgang in voller Grösse ermöglichen. Erst dann wird das Bruchverhalten gültig erfasst. Es ist daher zu erwarten, das im Falle zu kleiner Probekörper zu niedrige und daher ungültige Bruchkennwerte gemessen werden. Aus der Sicht der Planer und Konstrukteure sind solcher Art gemessene Werte auf der konservativ sicheren Seite, jedoch unbrauchbar, will man naturnahe und der "Wahrheit" nahe kommende Prognosen anstellen. Eine Frage der Ehre und notwendigen bedarfsorientierten Gewissenhaftigkeit im Wechselspiel und Spannungsfeld der Interessen und Kräfte in der Praxis der bauwirtschaftlichen Prozesse und Abläufe.

Im Hinblick auf mächtige Sperrenbauten aus Beton veröffentlichte LINSBAUER [24, 55] u.a. nachfolgendes Schema nach Abb. 2.3-15 zur Beurteilung der Anwendungsmöglichkeiten und Abgrenzungen der Modelle nach der LEBM oder EPBM. Ein Faktum, welches nicht immer in den vorausgegangenen intensiven Forschungen gleich selbstverständlich war und in vielen Veröffentlichungen zuvor für Begriffsverwirrungen und verschiedene Anwendungsinterpretationen führte. Ein erwähnenswerter Beitrag findet sich auch in [71], aber auch BRÜHWILLER [46], SAJNA [15, 92] und SA-OUMA [74, 75, 76] und WIDMANN [76] kamen zu der gleichen Erkenntnis hinsichtlich der Anwendungsproblematik der unterschiedlichen Modelle.

Abb. 2.3-16 zeigt anschaulich, dass der Einsatz des entsprechenden Bruchmodells, wie schon zuvor angemerkt, durch das Verhältnis der Ausdehnung der Bruchprozesszone zur Bauwerks- oder Bauteilabmessung oder auch zur Probenabmessung bestimmt ist. Die nachfolgenden beiden Illustrationen (Abb. 2.3-16 mit Kantenriss im Beton, Mode I und Anlageverhältnisse im Schema nach Abb. 2.3-15) und im Vergleich zur Abb. 2.2-4 und Abb. 2.3-2 (Spannungen vor der Rissspitze nach der LEBM und EPBM) veranschaulichen einfach die Problematik hinsichtlich der Spannungsentwicklung vor der Rissspitze im Ligament.





Kantenriss unter Zugbelastung – Spannungsaufbau und Spannungsverlauf im Bereich der Rissspitze entsprechend der Ausdehnung der Bruchprozesszone (p) im Vergleich zur Ligamentbreite (L). [24]





Schema zur Abgrenzung der zwei bruchmechanischen Modellvorstellungen und deren problemspezifische Anwendbarkeit. [24]

"Verformungs-Softening" nach Abb. 2.3-3 oder auch Abb. 2.3- 1b kann unter stabiler Rissausbreitung beobachtet werden. Die Verformung nimmt bei gleichzeitiger Abnahme (nur bei verformungsgesteuerten Testungen) der mechanischen Einwirkung

(Spannung) zu. Wenn sich ein Riss im Beton ausbreitet, so entstehen dabei neue Rissoberflächen. Diese neuen Rissoberflächen sind in Kontakt (Rissweiten von Beton nicht sehr gross und betragen ca. w = 0.1 bis 0.2 mm) bzw. miteinander verzahnt (unebene Bruchfläche). Dies führt zu den bereits zuvor beschriebenen "toughening"-Prozesse (Zähigkeitsmechanismen) in der Bruchprozesszone ("aggregate bridging", ""crack surface roughness induced closure"). Solange diese neuen Rissoberflächen in Kontakt sind, können diese Zugspannungen übertragen bzw. aufnehmen. Die Verteilung der Zugspannungen auf der neugeformten Rissoberfläche hängt von der Definition der Bruchprozesszone (FPZ-Länge und Mikrorissvolumina innerhalb und ausserhalb der FPZ) ab. Wenn die FPZ keine Mikrorisseffekte vor der neuen Rissfront enthält (Abb. 2.3-17a), steigt die Normalzugspannung von der initiierenden Kerbspitze ausgehend an und erreicht die Zugfestigkeit ft des Materials. Diese Zugfestigkeit ist ein bruchmechanischer Materialkennwert, und ist nicht zu verwechseln mit der Zugfestigkeit, welche an standardisierten Zugproben ermittelt wird. Diese ist wiederum als Materialkennwertgrösse von der Probengeometrie und der Probengröße abhängig.



Wenn die FPZ so definiert ist, dass sie Mikrorisseffekte den neuen Rissoberflächen vorausliegend hat, so steigt die Normalzuspannung bis zur Zugfestigkeit f_t an und fällt bis zur "Proportionalitätsgrenze" f_y am Ende der FPZ ab (Abb. 2.3-17b). Die Proportionalitätsgrenze f_y ist als jene Spannung anzusehen, bei der die "neuen" kleinsten Mikrorisse gerade im Material initiiert werden.

Die Problematik bei der Anwendung der Bruchmechanik zur Beschreibung von Fehlstellen im quasi-spröden Beton fusst auf den beiden nachfolgenden Punkten:

- Die Rissoberflächen sind grundsätzlich verzahnt

- Es ist schwierig die Rissspitze in Beton bei "particle-bridging"-Mechanismen und Variation der Bruchprozesszone in der Dickenrichtung zu bestimmen. Eine der

"Wahrheit" nahe kommende Beschreibung von betonbruchmechanischen Vorgängen sollte die Verzahnung der Bruchflächen (Ligamentbruchoberflächen), den dreidimensionalen Aspekt des Rissprofiles und das nicht elastische Materialverhalten in der Bruchprozesszone berücksichtigen. Im Hinblick auf die "feuchten" Risse in Betonsperrenbauten (im Riss wirkender Wassserdruck und sein Eindringvermögen in die FPZ) sollte nach SAOUMA und BRÜHWILLER [78, 79] zusätzlich dieser materialtechnologische Einfluss auch anwendungsspezifisch (versuchs- bzw. prüftechnisch) berücksichtigt werden ("water fracture interaction in concrete", "fracture proberties" und "hydrostatic pressure in cracks".

Bei den Injektionsarbeiten im Sanierungsfall von mit Rissen behafteten Dammbauten herrschen ähnliche fluidmechanische Zustände im Riss und in der FPZ. Die Eindringtiefe des Injektionsgutes (Fluid: Kunstharze, Zementmörtelsuspensionen) hängt vom Druck, der Rauhigkeit der Rissoberflächen, den Spaltweiten, vom Elastizitätsmodul des Beton und wesentlich auch von der Viskosität des Fluids ab.

In der Anwendung von bruchmechanischen Konzepten auf Fehlstellen im Beton, wird in den derzeit gebräuchlichen Modellen (Simulation Mode I) von Rissen mit einer geradlinigen Rissfront in Probendickenrichtung gearbeitet. Die natürliche Variation der FPZ entlang der Dickenrichtung oder in der Breite (normal zum Riss mit Abmessung a) wird gewöhnlich vernachlässigt.

Das nicht elastische Materialverhalten in der FPZ wird mit einem kohäsiven Spannungsmodell nach Abb. 2.3-19 (siehe auch Abb. 2.3-2) berücksichtigt. Dabei wird der massgebliche "FPZ-Ausdehnungsbereich" Δa modellhaft nach Abb. 2.3-18 als eine "kohäsive Zone", vor der Rissspitze des Risses a wirkend, betrachtet.





B.) Die fiktive und die effektiv-elastische Rissannäherung als Grundlagen der nichtlinearen Betonbruchmodelle [11]

Zu den fiktiven Rissmodellansätzen gehören das FCM von HILLERBORG et al. [115] und das CBM von BAZANT und OH. Das effektive GRIFFIT'sche Rissmodell gehört zum effektiv-elastischen Rissmodellansätzen wie das TPFM von JENQ und SHAH [65], das ECM von KARIHALOO und NALLATHAMBI [66, 67] und das SEM [116] von BAZANT.

Die Energiefreisetzungsrate für Mode I für den quasi-spröden Baustoff Beton kann nach Gleichung 2.3-2 wie folgt angeschrieben werden:

 $G_a = G_{IC} + G_{\sigma}$ Glg. 2.3-2 [11]

mit:

G_q = Energiefreisetzungsrate,

G_{IC} = Energieanteil nach dem Mechanismus der GRIFFITH-IRWIN-Energiedissipation,

 G_{σ} = Energieanteil nach dem Mechanismus der DUGDALE-BARENBLATT-Energiedissipation.

Rissausbreitung kann also durch die letzte Gleichung beschrieben werden. Einige Modelle verwenden nur die singuläre Variante der Bruchenergiedissipationsmechanismen bei der Modellbeschreibung bzw. Analyse.

Der GRIFFITH-IRWIN Mechanismus (LEBM) setzt voraus, dass $\sigma(w)=0$ ist. Der DUGDALE-BARENBLATT Mechanismus (EPBM) setzt voraus, dass $G_{IC}=0$ ist.

Darin legt der Wesensursprung der beiden genannten Modellansätze "fictitious crack approach" und "effective-elastic-crack approach (equivalent-elastic crack approach)". Bruchmechanische Modelle, die nur die Energiedissipationsanschauungen des DUGDALE-BARENBLATT Verfahrens beinhalten, gehören zur Gruppe der fiktiven Rissannäherungsmodelle. HILLERBORG's G_F-Bestimmung (RILEM-Vorschlag) gehört dazu, ebenso wie das Rissbandmodell von BAZANT und OH.

Demnach gilt die Bestimmungsgleichung 2.3-3:

$$G_q = \int_{0}^{w_t} \sigma(w) dw$$
 Glg. 2.3-3 [11]

Anmerkung: Der kohäsive Spannungsanteil $\sigma(w)$ wird im englischen auch "closing pressure for a fracture process zone" genannt.

Jene bruchmechanischen Modelle, wie das effektive GRIFFITH'sche Rissmodell, die nur die Energiedissipationsanschauungen nach dem GRIFFITH-IRWIN-Verfahren beinhalten, zählen zu den "effectiv-elastic-crack-approaches", wie eben das TPFM, das ECM und das SEM. In diesem Fall gilt die Bestimmungsgleichung 2.3-4:

 $G_q = G_{IC}$ Glg. 2.3-4 [11]

Der Wert G_{IC} wird ermittelt auf Basis der LEBM und wird die kritische Energiefreisetzungsrate genannt (Glg. 2.3-5). Jene Energierate also die benötigt wird, um zwei Bruchoberflächen zu erzeugen. Auch werden nach der LEBM die kritischen Spannungsintensitäten K_{IC} unter Berücksichtung des kritischen "FPZ-Ausdehnungsbereiches" Δa (wegen der assoziierten FPZ-Länge daher auch der Name "equivalent-elastic crack approach") beim Risswachstum (Rissverlängerung bis zum Bruch) ermittelt.

 G_{σ} ist die Arbeit, die durch die kohäsive Spannung über eine Einheitslänge des Risses für eine Struktur mit der Einheitsdicke "1" verrichtet wird. In der modellhaften kohäsiven Spannung sind die "toughening"-Mechanismen in der Bruchprozesszone

integraler Bestandteil. Dies ist jene Energierate, die zur Überwindung der kohäsiven Spannung $\sigma(w)$ in der FPZ bei der physischen Trennung des Betons zur Erzeugung neuer Rissoberflächen benötigt wird.



Kritische Anmerkung:

Um einen Riss wachsen zu lassen, kann die dazu notwendige Energie in einen Anteil zur Risswachstumsinitiierung G_{IC} und in einem Anteil zur Überwindung der Zugfestigkeit in der FPZ G_{σ} (die kohäsive Spannungsverteilung $\sigma(w)$ hat die Wirkung eines Widerstandes, quasi einer "Risse verschliessenden, abdichtenden Druckspannung"). Der reale Energieverbrauchsverlauf liegt in der kombinatorischen Wirkung beider Anteile. Die Quantifizierung der differenzierten Anteile ist schwierig und von Fall zu Fall verschieden. Je mehr Energie zur Rissinitiierung aufgewendet muss, desto grösser ist de Gefahr einer instabilen Rissausbreitung nach Überschreitung der Bruchzähigkeit (Nachteilige Rahmenbedingungen: Sehr spröde Werkstoffe, hohe Druckfestigkeiten mit geringerer Zähigkeit, sehr grosse und steife Betonproben (bis hin zu sprödbruchfördernden geometrisch bedingten EDZ-Verhältnissen, bei denen die notwendige FPZ-Ausdehnung durch die steife und wachstumseinschränkende FPZ-Materialumgebung entsprechend behindert wird) aufgrund der Probengeometrie und Probenabmessungen, zu geringe Steifigkeit der Prüfmaschinen und Prüfeinrichtungen, zu schnelle unkontrollierbare Prüfgeschwindigkeiten, insbesondere kraftgesteuerte Versuche mit hohem Ausgangspotential, zu tiefe versprödende Prüftemperaturen).

$$G_{\sigma} = \frac{1}{\Delta a} \int_{0}^{\Delta a} \int_{0}^{w} \sigma(w) dx dw = \frac{1}{\Delta a} \int_{0}^{\Delta a} dx \int_{0}^{w} \sigma(w) dw = \int_{0}^{w} \sigma(w) dw \qquad \text{Glg. 2.3-5 [11]}$$

mit:

 $\sigma(w)$ = in der Normalenrichtung wirkende (Mode I) kohäsive Spannungsanteil (eine monotone abnehmende Funktion der Risstrennungsöffnungsweite *w*, auch als Entfestigungskurve bezeichnet. Der tatsächliche Funktionsverlauf ist unbekannt und wird in FE-Berechnungen in interativen Schritten geschätzt implementiert. Beispiele für diese "closing pressure for a fracture process zone" – Funktion sind in [11 S123-127, 13 S23-36, 38 S93-96] ersichtlich.

 w_t = Risstrennungsweite an der Initialrissspitze (Starterrissspitze, Kerbspitze) bei Erreichen der Zugfestigkeit f_t, und zeitlich unmittelbar vor dem Übergang zur eigentlichen physischen Materialtrennung..

Wenn dx aus dem Doppelintegral (es bleibt die Integrationsvariable w übrig, das Oberflächenintegral wird zu einem einfachen Integral) herausgehoben wird, so wird damit vorausgesetzt, dass die Form bzw. das Profil der Rissöffnungsverschiebung (CTOD) *w* sich mit der Änderung der Risslänge nicht signifikant verändert. Die Gleichung 2.3-5 gilt nur, wenn das Material an der Rissspitze in Kontakt bleibt. Wenn die Rissaufweitung bzw. Risstrennung gross genug ist, nämlich derartig, dass einige Teile der neu geformten Rissoberfläche sich dabei auch trennen ($w_t > w_c$, siehe Abb. 2.3-19b), so kann die obere Integrationsgrenze w_t in Glg. 2.3-5 durch w_c (dies ist die Risstrennungsweite wo $\sigma(w_c) = 0$ ist, auch kritische Risstrennungsverschiebung genannt, ähnlich dem CTOD_c im TPFM) ersetzt werden. Bei Erreichung der Maximallast ist w_t wahrscheinlich kleiner als w_c.

Eine Substitution der Glg. 2.3-5 in Glg. 2.3-2 führt zu Glg. 2.3-6:

$$G_q = G_{IC} + \int_{0}^{w_l} \sigma(w) \, dw$$
 Glg. 2.3-6 [11]

Die Glg. 2.3-6 ist, basierend auf dem effektiven quasi-spröden Riss, unterteilt in zwei Kraftkomponenten,- diese sind der aufgebrachte Spannungsanteil und der kohäsive Spannungsanteil in der FPZ. Diese Gleichung 2.3-6 ist eine grundlegende "allgemeine Energiegleichgewichtsbedingung für die Rissausbreitung im Mode I von quasispröden Rissen". Die Energiefreisetzungsrate kann also in zwei energiedissipierende Anteile unterteilt werden. Zusammengefasst besteht die Energiefreisetzungsrate G_q aus der GRIFFITH-IRWIN Energiedissipation G_{IC} und aus dem DUGDALE-BARENBLATT Energiedissipationsmechanismus, repräsentiert durch G_{σ}.

C.) Fiktive Rissmodell nach HILLERBORG, MODÈER und PETERSON [115]

Das fiktive Rissannäherungsmodell setzt voraus, das jene Energie (G_{IC}), die zur Erzeugung neuer Rissoberflächen benötigt wird klein ist im Vergleich zu jener Energie (G_{σ}) , welche diese Flächen in der FPZ zu trennen vermag. Dies ist in obiger Abb. 2.3-18 (Seite 54) ersichtlich, wobei die neugeformte Rissoberfläche und die zugehörige FPZ in Rissrichtung an der Front der initiierten Rissspitze und die kohäsive Spannung in der FPZ mechanisch simuliert wird. Die Energiedissipation wird durch die kohäsive Spannung als Funktion der Zugfestigkeit in der FPZ, welche der physikalischen Risstrennung als Folge der Einwirkungen (Kräfte und/oder Dehnungen) als Widerstand ("resistance") entgegen wirkt, charakterisiert. Die ganze aufgebrachte Energie, welche durch die äusseren Einwirkungen produziert bzw. aufgebracht wird, wird komplett durch die kohäsive Spannung kompensiert. Die allgemeine Energiegleichung 2.3-2 reduziert sich wie o.b. zu Gleichung 2.3-3. Diese Gleichung gilt für unbewehrte Betonstrukturen mit konstanter Dicke. Die obere Integrationskonstante w_t soll durch w_c ersetzt werden, wenn $w_t > w_c$ wird; dies ist nach der Maximallast möglich. Der fiktive Riss wächst weiter (Trennung und Rissverlängerung), wenn die Zugspannung die materialtechnologische wirksame Zugfestigkeit ft in der FPZ überschreitet. An dieser Stelle sei auf die gualitative und guantitative Problematik der "einfach" erscheinenden Materialkennwerte, wie z.B. der Betonzugfestigkeit, der Betondruckfestigkeiten, der Querdehnungszahl und dem Beton E-Modul verwiesen [190].

Im Vergleich zu quasi-duktilen Werkstoffen wie den Metallen, bei denen sich das Versagen durch Fliessen am Ort der höchsten Beanspruchung (Spannungskonzentration) ankündigt (plastifizierte Zone vor der Rissspitze, Abb. 2.2-1b) besitzen zementöse Verbundwerkstoffe wie der Beton ein guasi-sprödes Materialversagen (Abb. 2.2-1c, Abb. 2.3-1), welches durch das Entstehen von Mikrorissen in der Bruchprozesszone beginnt. Experimentelle Untersuchungen und phänomenologische Beobachtungen zum Betonversagen mittels Dehnmessstreifen. Schallemissionsanalyse. Moirè Interferometrie, laserinterferometrischer und laserholographischer Messungen bestätigen, dass der Bereich des Lastmaximums durch örtliche Dehnungskonzentrationen gekennzeichnet ist. Mittels Spannungs-Verformungs-Diagrammen von Stahl und Beton, ermittelt im einaxialen Zugversuch mittels einer sehr steifen Prüfeinrichtung bei verformungsgesteuerten Bedingungen, lässt sich verdeutlichen, dass im Falle des Betons nach Erreichen der Zugfestigkeit trotz abnehmender Zugspannungen die Verformung ansteigt (Abb. 2.3-20a). Dies wird auf das Wachstum von Mikrorissen, die im gesamten Prüfkörper verteilt sind, zurückgeführt. Es bedeutet, dass nachdem der schwächste Probenguerschnitt keine höheren Spannungen mehr aufnehmen kann, zusätzliche Verformungen nur innerhalb eines engen Bereiches (FPZ) der Probe auftreten, während das Material, welches sich ausserhalb dieser Zone befindet, wieder entlastet wird (siehe auch Abb. 2.3-3), Auf Basis dieser Erkenntnisse entwickelten HILLERBORG, MODÈER und PETERSSON [115] eine Bruchmodellvorstellung, die als fiktives Rissmodell bezeichnet wird [38 S14-15].

1976 gingen diese Forscher davon aus, dass das Softening-Verhalten (Entfestigungsverhalten) des Betons mit einer kohäsiven Spannung, die auf den fiktiven Rissoberflächen wirkt (Abb. 2.3-2), berücksichtigt werden kann. Nach einer Modifikation des DUGDAL'schen Modells ($G_{IC} = 0$) wurde von ihnen das fiktive Rissmodell FCM entwickelt.



Abb. 2.3-20: Prinzip des fiktiven Rissmodells nach HILLERBORG et al.: (entnommen aus [11])

a.) eine komplette Zugspannungs-Verlängerungskurve von Beton,

b.) Linearer Bereich der Spannungs-Dehnungskurve für den nicht gerissenen Querschnitt zufolge Geber B,

c.) Nichtlinearer Bereich der Spannungs-Rissöffnungskurve für den gerissenen Querschnitt zufolge Geber A.

Dabei wird unter der Annahme, dass das Entfestigungsverhalten den Betons (das ist die Abnahme der Lastübertragungsfähigkeit), welches nur innerhalb eines engen Bereiches im Beton auftritt, das gesamte Spannungsverformungsverhalten einer Betonzugprobe (Abb. 2.3-20a) in einen linear-elastischen (Abb. 2.3-20b) und in einen nichtlinearen Bereich (Abb. 2.3-20c) unterteilt (siehe auch Abb. 2.3-8). Damit erfüllt das FCM gleichzeitig die Grundannahmen der Festigkeitslehre und den Energieansatz der LEBM [38 S15].

Zur Förderung des leichteren und besseren Verständnisses wird quasi als Analogie zu den mechanischen Vorgängen in der FPZ der einaxiale Zugversuch, so wie zuvor beschrieben, herangezogen.

Eine typische Spannungs-Dehnungskurve für eine Betonzugprobe (Plattenstreifen) unter einachsialer Zugbeanspruchung ist in Abb. 2.3-20a ersichtlich. Die Verlängerung der Platte wird durch zwei Weggeber A und B gemessen. Der Geber A misst die

Verlängerung im Bereich des Risses und der Geber B misst die Verlängerung ausserhalb des Risses. Dehnungskonzentrationen werden deutlich messbar nach dem Erreichen der Maximallast. Die zwei Geber A und B messen die gleiche Verlängerung bei Erreichung der Maximallast. Nach der Maximallast nimmt die Verlängerung beim Geber A zu während eine Entlastung am Geber B gemessen wird (Abb. 2.3-20a).

Es wurde festgehalten, dass das Zugverhalten des Betons im Bereich vor der Maximallast ("prepeak tensile" genannt) durch eine Spannungs-Dehnungskurve nach Abb. 2.3-20b beschrieben werden kann, wohingegen das Bruchverhalten des Betons bzw. das "Softening" nach der Maximallast ("postpeak tensile" genannt) mit der Spannungs-Rissöffnungskurve nach Abb. 2.3-20c charakterisiert werden kann.

Die Fläche unter der "Softening"-Spannungs-Verlängerungskurve – der $\sigma(w)$ -Verlauf wird auch als Entfestigungskurve bezeichnet – wird als die Bruchenergie G_F beschrieben, wodurch das FCM in der reduzierten Energiebilanz für G_q (dabei ist $G_{IC} = 0$) nach Glg. 2.3-3 berücksichtigt werden kann.

$$G_{q} = G_{\sigma} \qquad G_{\sigma} = \int_{0}^{w_{t}} \sigma(w) dw \qquad G_{F} = G_{\sigma}$$
$$G_{F} = \int_{0}^{w_{t}} \sigma(w) dw \qquad \text{Glg. 2.3-7 [11]}$$

Auch in Abb. 2.3-2 ist die Spannungsverteilung an einer Rissspitze gemäss der LEBM und dem FCM dargestellt. Demnach stellt sich für Beton eine ähnliche Spannungsverteilung ein, wie auch bei anderen kohäsiven Rissmodellen, die beipielsweise von DUGDALE [124] und BARENBLATT [125] entwickelt wurden.

Wie schon zuvor erklärt wird bei diesen Modellen der Bruchprozesszone in der Art Rechnung getragen, dass eine "plastische Zone" als zusätzliche Risslänge an der Rissspitze dargestellt wird, die an den Rissufern als zusätzliche kohäsive, rissschliessende Spannung wirkt. Die Gesamtverformung einer zentrisch belasteten Zugprobe lässt sich entsprechend nach Abb. 2.3-20 mit zwei Stoffgesetzten beschreiben: einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung (σ - ϵ) für den ungeschädigten Probenteil und einem Spannungs-Verformungs-Diagramm (σ -w) in der Risszone. Zur Bestimmung des Spannungs-Rissöffnungsverlaufes wird als Werkstoffparameter G_F das Integral der (σ -w)-Kurve berechnet, wobei G_F die Bruchenergie ist. Im Gegensatz zum Ansatz der LEBM, bei der die Bruchenergie indirekt aus der Bruchspannung und Rissgrösse ermittelt wird, beschreibt dieses Integral exakt den Energieanteil, der zur Bildung einer Risseinheitsfläche benötigt wird. Die Berechnung von G_F erfolgt nach Glg. 2.3-10. Zwischen der entsprechend dem fiktiven Rissmodell ermittelten Bruchenergie und anderen bruchmechanischen Kennwerten lassen sich Zusammenhänge aufzeigen. Für sehr grosse Probenabmessungen, bei denen die Grösse der FPZ klein (Abb. 2.3-16, Abb. 2.3-15) ist entspricht G_F der IRWIN`schen kritischen Energiefreisetzungsrate G_C [106] (genau genommen G_{IC}) und dem kritischen Wert des RICE`schen J-Integrals J_C [38 S 15].

Die "softening"-Kurve $\sigma(w)$ kann komplett bestimmt werden, wenn die Zugfestigkeit ft, die Bruchenergie G_F und die Form der $\sigma(w)$ -Kurve bekannt sind. Für solche Entfesti-

gungskurven gibt es zahlreiche und durch Experimente verifizierte theoretische und numerische bzw. analytische Ansätze. Diesbezüglich darf auf die einschlägige Literatur (beispielsweise [11 S123-127], [13 S23-36]) verwiesen werden, da es den Rahmen dieser vorliegenden experimentellen Dissertation sprengen würde.

Das Mass w_c ist nach Abb. 2.3-21 die kritische Rissöffnungsverschiebung, wenn die "Softening" -Spannung $\sigma(w) = 0$ ist (siehe auch Abb. 2.3-18b).





C1.) Zur Beurteilung der Duktilität bzw. Sprödigkeit von Beton

Die "Zähigkeit" bzw. "Sprödigkeit" eines Werkstoffes lässt sich anhand des Entfestigungsverhaltens bestimmen. Auch dient es zur Ein- bzw. Abgrenzung der Anwendbarkeit der LEBM, so z.B. bei der Testung von Massenbetonen von Sperrenbauten. SAOUMA, BROZ und BRÜHWILER [76] untersuchten solche Betone mit gleichen Größen und Betonrezepturen hergestellt wie in [74] und [75]. Sie präsentierten 1991 damit eine Bewertung verschiedener Bruchmechanikmodelle an Proben aus Massenbeton von vergleichbaren Dammbauwerken [76]. Anhand von WST-Proben ("WST" steht für "wedge splitting test method" [95, 96]) wurden das SEM, das FCM, das CARPINTERI Sprödigkeitsmodell und das TPFM miteinander verglichen. Demnach untersuchten die Autoren in [76] die charakterisierenden Duktilitäts- bzw. Sprödigkeitszahlen nach HILLERBORG (die charakteristische Länge I_{ch}) und die dazu in Beziehung stehenden Modelle nach BAZANT (Sprödigkeitszahl β), nach CARPIN-TERI (Sprödigkeitszahl s) und nach JENQ/SHAH (kritische Materiallänge Q). Alle Modelle haben ihre Ursprung in der GRIFFITH`schen LEBM und können darauf zurückgeführt werden [76].

Ein ideal elastisch-plastisches Material besitzt nach Abb. 2.3-1 und Abb. 2.2-1a,c einen stetigen Verlauf in einer Last-Verformungs-Kurve, wohingegen ein spröder Werkstoff einen spontanen Abfall des Kurvenverlaufes nach Erreichen des Lastmaximums beobachtet werden kann. Wie zuvor beschrieben kann der Widerstand gegen Rissausbreitung durch den Werkstoffparameter der Bruchenergie G_F nach Glg. 2.3-7 durch Integration der Fläche unter der $\sigma(w)$ -Kurve berechnet werden. Dazu muss das aus dem Experiment erhaltene Last-Verschiebungs-Diagramm mittels Division durch die Nettobruchfläche des Probekörpers in ein Spannungs-Verschiebungs-Diagramm umgewandelt werden umgewandelt werden. Die Integration dieser so erhaltenen Kurve entspricht der Fläche darunter bzw. der Arbeit die verrichtet wurde, um die Probe sanft (stabil) zu teilen.

Zur Charakterisierung der Duktilität bzw. Sprödigkeit von quasi-spröden Baustoffen wurden sowohl von HILLERBORG [119] als auch von CARPINTERI [120] Lösungsansätze vorgeschlagen. Um Angaben über die Empfindlichkeit gegen Risswachstum eines quasi-spröden Baustoffes zu erhalten, führte HILLERBORG [119] den Werkstoffkennwert der charakteristischen Länge I_{ch} ein. Wenn die oben genannten Parameter bekannt sind , so kann man f_t und G_F kombinieren zur Bestimmungsgleichung 2.3-8 der charakteristischen Länge:

 $l_{ch} = \frac{G_F \cdot E}{f_t^2}$ Glg. 2.3-8 [119]

mit: G_F = Bruchenergie, E = Elastizitätsmodul, f_t = Betonzugfestigkeit

Die charakteristische Länge I_{ch} gibt als eine reine Materialeigenschaft Auskunft über die Sprödigkeit bzw. Duktilität eines Materials und ist proportional der Länge der Bruchprozesszone (wenn $w_t = w_c$ bei kompletter Separation der Initialrissspitze nach Abb. 2.3-19a) basierend auf dem fiktiven Rissmodell [11 S118]; je kleiner der Wert für Ich ist, umso spröder ist der Werkstoff. Sie lässt sich anhand eines Zugstabes herleiten und ergibt sich im Zustand der Höchstlast durch Energiebilanzierung von elastisch gespeicherter Energie der Probe U (Glg. 2.3-9) und Bruchenergie W_B (Glg. 2.3-10). Damit Ich Gültigkeit besitzt, wird angenommen, das linear-elastisches Materialverhalten vorliegt und die für die Materialtrennung benötigte Bruchenergie beim Erreichen der Maximallast lokal an einer Querschnittsfläche verbraucht wird. Aus praktischen Überlegungen heraus wurde die halbe Probenlänge als charakteristische Länge definiert, d.h. eine Probe der Länge 2.Ich (siehe Glg. 2.3-11) hat bei Maximallast gerade soviel Energie gespeichert wie ein die Probe durchtrennender Riss verbrauchen würde. Damit stellt Ich die Probenlänge dar, die gerade soviel Energie liefert, wie eine Rissflanke bei der Materialtrennung an Energie verbraucht. Im Kapitel 2.3.3A sind Größenordnungen für I_{ch} von PETERSSON [111] und MODEER [112] und Angaben über die Kerbempfindlichkeiten nach HILLERBORG ("Analysis of a single crack", erschienen in [21 S223-249]) und PETTERSON [111] als Funktion von d/I_{ch} ersichtlich. Für Beton geben sie für I_{ch} = 200 bis 600 mm an. Nach HILSDORF und BRAMESHUBER [121] variiert der Wert für Beton näherungsweise zwischen 100 mm bis 400 mm. LIU [13] grenzt den Wert für Ich von Beton zwischen 200 mm und 500 mm ein. Die Länge der Bruchprozesszone, gerade wenn $w_t = w_c$ und bei kompletter Separation der Initialrissspitze nach Abb. 2.3-19a und übereinstimmend mit dem fiktiven Rissmodell, beträgt 0,3. Ich bis 0,5.Ich, also nach obigen Werten für I_{ch} = 100 bis 600 mm eine Länge für die FPZ von 30 mm bis 300 mm. Es sind zweckdienliche Angaben für eine ungefähre Vorstellung der Größenordnung und werden immer vom jeweiligen Beton (Zusammensetzung, Alter, Belastungsgeschichte, Umwelteinflüsse, Beständigkeitseigenschaften) abhängen.
Die Stabilität des fiktiven Rissmodells beruht auf dem Versagen als Folge des Überschreitens der Festigkeit f_t und der anschliessenden Endfestigung des Werkstoffes. Für den zentrischen Zugversuch setzt sich das Bruchversagen einerseits aus der elastisch gespeicherten Energie U der Probe nach Glg. 2.3-9 und andererseits aus der von aussen zugeführten Brucharbeit W_B nach Glg. 2.3-10 zusammen.

$$U = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{C.} l}{E} \cdot f_t^2$$
 Glg. 2.3-9

 $W_B = G_F \cdot A_C$ Glg. 2.3-10

mit: A_C = Betonzugquerschnitt (oder auch Ligamentfläche), I = Probenlänge, E = E-Modul von Beton, f_t = Betonzugfestigkeit, G_F = Bruchenergie

Im grenzstabilen Fall ist U gleich W_B , weshalb aus den Gleichungen 2.3-9 und 2.3-10 die kritische Probenlänge nach Glg. 2.3-11 errechnet werden kann:

$$l_{crit} = \frac{2 \cdot E \cdot G_F}{f_t^2} = 2 \cdot l_{ch}$$
 Glg. 2.3-11

mit: I_{crit} = kritische Probenlänge, dies entspricht der doppelten charakteristischen Länge

Für einen gegebenen Baustoff ist die Stabilität nur von der Probenlänge abhängig. Diese Erkenntnis geht auf PETERSSON [111] und HILLERBORG ("Analysis of a single crack", erschienen in [21 S223-249]) zurück, die den Werkstoffparameter charakteristische Länge nannten.

Abb. 2.3-22: Instabiltät beim direkten Zugversuch [47] Der Riss liegt nahe der steiferen Einspannung.



Da die Grenzfallbetrachtung keine Information darüber enthält, ob schon bei kürzeren Probenlängen semistabiles Versagen auftreten kann, haben TRUNK u.a. Autoren den Einfluss des Entfestigungsverhaltens auf die Stabilität untersucht (Erkenntnisse zum Thema "Zugversuchstabilität" mit Bericht in [18 S607-618] publiziert). Sie erhielten entsprechend Abb. 2.3-22 für unterschiedlich lange Probekörper des gleichen Werkstoffes unterschiedliche Last-Verformungs-Diagramme. Probe A zeigt hier ein stabiles Versagen, bei der Probe B handelt es sich um einen grenzstabilen Fall und bei Probe C tritt im verformungsgesteuerten Versuch semi- bzw. instabiles Bruchversagen auf. Aus dem Quotienten des Elastizitätsmoduls und der minimalen Steigung des Dehnungs-Entfestigungs-Diagrammes leitete TRUNK [47] eine modifizierte kritische Länge I_{krit}^{*} ab, die den Übergang vom stabilen zum semistabilen bzw. instabilen Risswachstum beschreibt. Für ein lineares Entfestigungsverhalten ist I_{krit}^{*} gleich I_{krit} und somit kann hier kein semistabiles Risswachstum auftreten; vielmehr geht der stabil verlaufende Riss direkt in einen instabilen Rissverlauf über [38 S45-46].

In [76] wurde aufgezeigt, dass die charakteristische Länge I_{ch} von HILLERBORG auf die Fundamentalgleichung der LEBM nach IRWIN (Glg. 2.2-4) zurückgeführt werden kann.

$$K_{IC} = Y. \sigma_c \cdot (\pi \cdot a_{cr})^{1/2}$$
 Glg. 2.3-12

mit: $\sigma_c = kritische Bruchspannung; a_{cr} = kritische Risslänge;$ Y = Korrekturfaktor (berücksichtigt die Geometrie, Randbedingungen und Belastungskonditionen).

Die Bruchzähigkeit K_{IC} kann in Beziehung zur kritischen Energiefreisetzungsrate G_{IC} gestellt werden (IRWIN 1957, Glg. 2.2-4):

 $G_{IC} = \frac{K_{IC}^{2}}{E^{*}}$ Glg. 2.3-13 *mit:* $E = E \\ E = E / (1-\mu^{2})$ *Ebener Spannungszustand (ESZ) Ebener Dehnungszustand (EDZ)*

Da Beton eine kleine Poissonzahl μ = 0,2 hat, kann numerisch primär ESZ betrachtet werden (Fehler ca. 4%) – und in grossen Betonstrukturen (in massiven Dammbauten sind im unteren Bereich eher EDZ-Verhältnisse vorherrschend [24, 74-80]), wo LEBM Gültigkeit hat, wird die kritische Energiefreisetzungsrate G_{IC} zu G_F. Daher kann man die Gleichung 2.3-16 durch Einfügen von Gleichung 2.3-15 auch wie folgt zu Gleichung 2.3-17 umgeschrieben werden:

$$E \cdot G_F = Y^2 \cdot \sigma_c^2 \cdot (\pi \cdot a_{cr})$$
 Glg. 2.3-14

Mit $\sigma_c = f_t$ eingesetzt in Glg. 2.3-14 wird HILLERBORG's charakteristische Länge erhält man die bekannte Glg. 2.3-8 bzw. auch die neue Bestimmungsgleichung 2.3-15:

$$\frac{E \cdot G_F}{f_t^2} = Y^2 \cdot (\pi \cdot a_{cr})$$
 Glg. 2.3-14
$$l_{ch} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2}$$
 Glg. 2.3-8
$$l_{ch} = Y^2 \cdot (\pi \cdot a_{cr})$$
 Glg. 2.3-15

Die letzte Beziehung nach Glg. 2.3-15 zeigt, dass die kritische Rissgrösse bei LEBM-Modellbetrachtung von der gleichen Bedeutung ist wie die charakteristische Länge. Die charakteristische Länge ist proportional der Länge der FPZ.

HILLERBORG, MODÈER und PETERSSON beschrieben die Dehnungs-Entfestigungs-Beziehung in Form eines Spannungs-Rissöffnungs-Diagrammes. Durch das von BAZANT und OH [122] entwickelte Rissbandmodell, dargelegt im nachfolgenden Kapitel, lässt sich diese Beziehung als Spannungs-Dehnungs-Diagramm formulieren, in dem statt einer spannungsfreien Rissspitze ein Mikrorissband (Rissbandbreite d in Abb. 2.3-2) angenommen wird [38 S16].

Die entwickelten Rechenmodelle und ermittelten Stoffparameter in Verbindung mit dem E-Modul, der Zugfestigkeit und der Bruchenergie G_F erlauben es, das Verhalten von zugbeanspruchten Betonbauteilen näherungsweise wirklichkeitsnahe zu beschreiben. Diese Verfahren, die auch bei kleinen Querschnitten angewendet werden können, stellen jedoch eine Ergänzung von der traditionellen Bruchmechanik dar; während in der LEBM Konzepte zur Abschätzung von Spannungskonzentrationen an der Wurzel von Rissen entwickelt wurden (für FE-Berechnung z.B. das Viertelpunktselement nach BARSOUM [24, 98]), erfassen die jüngeren Rechenverfahren bis hin zu den FE-Methoden [191] mit diskreten (FCM) und verschmierten Rissannäherungsmodellen (CBM) samt Beschreibung bzw. Berücksichtigung des Entfestigungsverhalten - die Eigenschaften einer Rissprozesszone. Dies kommt einer Berücksichtigung der Plastifizierung" des Betons im Rissbereich gleich [11 S147-156]. In den verwendeten Rissmodellen (fiktive Rissannäherungsmodellen) verschwindet die Spannungssingularität an der Rissspitze, sie wird durch die FPZ vor der realen Rissspitze ersetzt. In den effektiv-elastischen Rissmodellen wird die Spannungssingularität beibehalten. Letzteres ist für die Berechnung von möglichen Rissewachstumsverläufen mit FE-Methoden nicht gegeignet. Für eine Spannungsspitzenanalyse an der Rissspitze reicht die Bruchzähigkeit aus. Für eine Bruchverlaufsanalyse benötigt man die kritische Bruchenergie.

D.) Rissbandmodel nach BAZANT und OH [122]

Im Gegensatz zur FPZ im fiktiven Rissmodell wird eine definierte Rissbandbreite h_c (Abb. 2.3-23b) fix angenommen (in Abb. 2.3-2 ist die Rissbrandbreite mit d abgekürzt), welche einen Bezug zur Maximalkorngröße der Betonmischung besitzt. Allgemein wird empfohlen, die dreifache Maximalkorngrösse für die Rissbandbreite zu verwenden, es existiert aber kein experimenteller Beweis für diese Annahme. BAZANT und OH [122] schlussfolgern aus ihren Untersuchungen, dass die Länge einer vollständig ausgebildeten FPZ ca. dem Zwölffachen der Maximalkorngröße entspricht.

Ein ähnliches Gedankenmodell wie beim FCM wurde für das CBM aufgestellt. Zur Berechnung der Bruchenergie pro Risseinheitsfläche des Rissbandes wird entsprechend dem FCM die Fläche unter der Entfestigungskurve mittels Gleichung 2.3-7 berechnet und zusätzlich mit der Rissbandbreite multipliziert, dies führt zu Gleichung 2.3-16.

Das Rissbandmodell liefert dann exaktere Werte als das FCM, wenn die Rissbandbreite h_c experimentell als eine typische Materialeigenschaft bestimmt wurde. Eine experimentelle Bestimmung der Rissbandbreite ist sehr aufwendig [38 S16]. Die FPZ wird in diesem Modell (CBM) durch ein Rissband (Abb. 2.3-23b) von gleichmäßig und kontinuierlich verteilten Mikrosrissen ersetzt. Die stabile Rissausbreitung wird in dieser definierten verschmierten Zone mit der fixen Rissbandbreite durch ein progressives Mikrorissbildungswachstums simuliert (Abb. 2.3-23b), dabei wird dieser Zone nach Abb. 2.3-23a selbiges Spannungs-Dehnungs-Verhalten zugeordnet. Die Rissöffnungsweite COD ist das Produkt der Bruchdehnung und der Rissbandbreite des Rissbandes.

Eine Näherungsfunktion zur Berechnung von h_c wurde vorgeschlagen, demnach ist $h_c = n_a \cdot d_a$, wobei n_a eine empirische Konstante ist und d_a die maximale Grösse des Zuschlagkornes (GK-Durchmesser) in Beton oder die maximale Gefügegrösse (Kristallisation) in Felsgestein. Vorgeschlagen wurde für n_a der Wert 3,0 für Beton und 5,0 für natürliches Felsgestein.



- E_t = Dehnungs-Softening-Modul (ist in Glg. 2.3-19 positiv,
- "strain-softening-modulus");
- ft = Zugfestigkeit des Materials ("tensile strength of material")

Zusätzlich zum E-Modul benötigt das Rissbandmodell die bruchmechanischen Materialparameter $h_{C_t} f_t$ und E_t .

In [191] sind grundsätzliche Fakten zu den FE-Methoden in der Betonbruchmechanik ersichtlich.

E.) Zwei Parameter Bruchmodell (TPFM) nach JENQ und SHAH [65]

Wie zuvor schon angeführt kann die FPZ auch durch den einfachen GRIFFITH-IRWIN-Energiedissipationsmechanismus unter der Annahme $\sigma(w) = 0$ modelliert werden. Das effektive GRIFFITH'sche Rissmodell modelliert den zugfreien Riss elastischen Riss (traction-free elastic crack). Zur Nutzung der Modelle FCM und CBM sind fünf Stoffparameter, nämlich die Zugfestigkeit f_t, die Bruchenergie G_F, die Form der σ -w-Beziehung, den E-Modul sowie die Rissbandbreite h_C erforderlich. Allerdings waren die Streuungen der Versuchsergebnisse der drei erstgenannten Stoffparameter, besonders die Bruchenergie G_F aus technischen Gründen gross. Darum gingen JENQ und SHAH [65] davon aus, dass die Bruchenergie G_F nicht als Stoffparameter angesehen werden sollen. 1985 stellten sie dann ihr TPFM vor.

Hier wird das Softening-Bruchverhalten des Betons durch zwei Stoffparameter beschrieben, nämlich durch den modifizierten kritischen Spannungsintensitätsfaktor und die kritische Rissöffnungsspitze:

 K_{IC}^{S} und CTOD_C

Diese Werte sollen grundsätzlich von der Probengrösse unabhängig sein. In [76] wird dies hinsichtlich des kritischen Rissöffnungsspitze nicht bestätigt.

Das effektive GRIFFITH'sche Rissmodell ist gekennzeichnet durch die Anwendung der LEBM (zur Ermittlung des K-Faktors), und die Beziehung zwischen dem Anfangsriss und dem proportionalen effektiven Riss wird in den TPFM, ECM und SEM beschrieben. Die Energiefreisetzungsrate für einen effektiv-elastischen Riss im Mode I ist:

$$G_q = G_{IC}^s = \frac{(K_{IC}^s)^2}{E^*}$$
 Glg. 2.3-4

Diese Gleichung setzt voraus, dass der effektiv-elastische Riss durch die Änderung der Krafteinwirkung auf den Riss (Änderung der Verformungsenergie der gerissenen Struktur) wächst. In Glg. 2.3-4 ist G_q eine Funktion der Strukturgeometrie, der Grösse der Struktur und der aufgebrachten Last auf die Länge des effektiv-elastischen Risses. G_{IC} ist die kritische Energiefreisetzungsrate. Wenn nun die Risslänge mit der Zunahme der Einwirkung stabil wächst, so benötigt man eine zusätzliche Gleichung zur Bestimmung der aktuellen Gesamtrisslänge, bevor die Glg. 2.3-4 verwendet werden kann. Die Länge des effektiv-elastischen Risses ist eine von der Strukturgrösse und Geometrie abhängige Grösse - sie kann nicht direkt als ein unabhängiges Bruchkriterium verwendet werden. Die meisten effektiv-elastischen Rissmodelle verwenden zwei bruchmechanische Parameter zur Beschreibung des nichtlinearen Verformungsverhaltens der FPZ, also des nichtlinearen Bruchverhaltens, und zur Steuerung des Risswachstums, so wie zuvor bereits angemerkt. In den zuvor beschriebenen Modellen TPFM, ECM und SEM ist zur Vereinfachung der Ausdrücke der elastizitätstheoretische Fall des ebenen Spannungszustandes (ESZ) vorausgesetzt worden. Für den ebenen Dehnungszustand (EDZ) muss der E-Modul durch (siehe Festigkeitslehre) bekannten Ausdruck

$$E_{EDZ} = \frac{E}{\left(1 - \nu^2\right)}$$

ersetzt werden. Für Poissonzahlenwerte von i.M. v = 0,2 (Beton) differieren die Ausdrücke ca. 4%, d.h. im EDZ-Fall sind die Werte um ca. 4% geringer.

Nach dem TPFM versagt der Werkstoff dann, wenn sowohl die Spannungsintensität als auch die Rissöffnungsverschiebung einen kritischen Wert annehmen bzw. überschreiten. Mit diesem Modell werden somit die bis zur Maximalllast auftretenden nichtlinearen und teilweise irreversiblen Verformungen von Mörtel und Beton unter Zugbeanspruchung in die Berechnung der Bruchzähigkeiten einbezogen. Um einen masstabsunabhängigen bruchmechanischen Werkstoffkennwert für Beton – ähnlich dem K_{IC}-Wert bei Stahl – zu erhalten wird daher von JENQ und SHAH vorge-schlagen, diesen Kennwert mit modifizierter Bruchzähigkeit zu bezeichnen. Eine exakte Definition der plastischen Zone im Beton, in der noch Zugspannungen übertragen werden können, ist schwierig wenn nicht sogar zu fallspezifisch und auch unmöglich. Deshalb wird von JENQ und SHAW zur Abschätzung der kritischen Risslänge a_C der Rissquerschnitt in zwei Bereiche unterteilt: Zum einen in einen spannungsfreien Riss der Länge a₀ und zum anderen in eine risseschliessende Spannung $\sigma = f(w)$ im Bereich Δa (Abb. 2.3-24). Für den letztgenannten Bereich Δa existieren keine Lösungen, weshalb von SHAH zur Bestimmung von K_{IC}^{s} eine Näherung als Lösung herangezogen wird; dabei greift eine Einzellast an den Rissufern eines unendlich langen, einseitig gekerbten Streifens an. Eine detaillierte Beschreibung diese Lösungsverfahrens wird in [128, 129] gegeben. Aus der vereinfachten Annahme einer Einzellast anstelle der real wirkenden Spannungsverteilung erklärt sich das hochgestellte s (s = "simplified").



Abb. 2.3-24: 2-Parameter-Bruchmodell [38 S11]

Die Umwandlung der risseschliessenden Spannung in eine Einzellast zur Bestimmung des plastischen Bruchzähigkeitsanteiles ist ungenau. Wie sich die Spannung auf einen endlichen Wert abbauen soll, ist ebenfalls nicht ersichtlich [38 S11].

Weiters publizierten JENQ und SAH in [65] die kritische Materiallänge Q, welche proportional der Grösse der FPZ ist. Der Wert Q wird wie folgt definiert:

$$Q = \left(\frac{E \cdot CTOD_{C}}{K_{IC}^{2}}\right)^{2} \qquad \text{Glg. 2.3-17}$$

Es wurde erkannt, dass der Wert Q als Sprödigkeitsindex für eine Material verwendet werden kann. Je grösser der Wert Q ist, desto duktiler ist das Material. Q liegt demnach für Zementstein (hardened cement paste) zwischen 12,5 – 50 mm, für Mörtel zwischen 50 – 150 mm und für Beton zwischen 150 – 350 mm. Auch haben JENQ und SHAH Beziehungen zwischen der Betondruckfestigkeit und den beiden Bruchmechanikkennwerten des TPFM experimentell beobachtet und entsprechende empirische Formeln angeben. Auch für die Betonzugfestigkeit haben sie eine empirische Formel ergründet [11 S 129-135]. So wurden z.B. in [76] diese Sprödigkeitszahl auch für WST-Proben aus Massenbetonen (GK mit 19, 38, 76 mm) berechnet. In [64] ist eine detaillierte Versuchsbeschreibung für Dreipunktbiegeproben bis 50 mm Grösstkorn ausführlichst beschrieben. Ist das Grösstkorn vom zu untersuchenden Beton grösser als 50 mm, so sind die Probendimensionen proportional zu vergrössern und das Spannweiten-Balkenhöhen-Verhältnis S/d soll gleich 4 betragen. Auch in [11 S129-135] ist das TPFM nachvollziehbar erklärend dargelegt. SAJNA gibt für den Wiener Keilspaltversuch ("Wedge-Splitting-Test" nach TSCHEGG [95, 96]) in seiner Dissertation [15] Näherungsformeln (aus FE-Analysen) an, um auch nach der TPFM gekerbte Betonwürfelproben untersuchen zu können. SAJNA [15] benennt folgende 2 Nachteile der TPFM:

1. Die anspruchsvolle (sophisticated) TPFM Prüfmethode benötigt eine verformungsgesteuerte Prüfmaschine mit einer Entlastungsmöglichkeit.

2. Mit dem TPFM kann keine Vorhersage bezüglich des Softening-Verhaltens von Beton der Probekörper bzw. der unbewehrten Betonbauteile nach der Maximallast getätigt werden. Es gibt daher auch keine definierte Bruchenergiebestimmung, keinen G_{IC}-Wert. Auch ist das Entfestigungsverhalten dadurch fraglich.

F.) Das effektive Rissmodel ECM nach NALLATHAMBI und KARIHALLO [67]

Dieses Modell, ähnlich dem TPFM vorher, wurde von NALLATHAMBI und KARI-HALLO und anderen Autoren vorgeschlagen [11, 12, 67]. Es basiert auf dem Nachgiebigkeitsverhalten von gekerbten bzw. gerissenen Proben (siehe auch [188]). Die Steigerung der Nachgiebigkeit (bei stabilen Risswachstum) ist eine Mass für die numerische Bestimmung der effektiven Risslänge a_c nach Abb. 2.3-25. Mit diesem Mass für die Risslänge wird basierend auf der LEBM die Bruchzähigkeit K_{IC}^e nach Glg. 2.3-18 berechnet. In Abb. 2.3-26 ist das Prinzip der effektiven Risslänge a_c ersichtlich.

Getestet werden 3PB-Proben (Spannlänge S, Balkenhöhe H, Balkenbreite B), in Anlehnung daran können auch WST-Würfelproben u.a. Probengeometrien sinngemäß geprüft werden. In [67] werden der Versuchsaufbau, die Versuchsdurchführung und die Probenabmessungen für GK 5 bis 25 mm angegeben. In [11 S 192-195] werden auch noch Probenherstelllungs- und Lagerungsbedingungen genannt. Eine steife Prüfmaschine ist erforderlich. Die Belastung wird durch inkrementale Steigerungsraten erhöht und parallel dazu wird die Durchbiegung in Balkenmitte mittels LVDT ("linear variable differential transducer", ein induktiver Weggeber, im Vergleich dazu wird beim TPFM die CMOD mittels Rissweitenmessern gemessen, "clip gauge") ge-Das Feedbacksignal der Durchbiegungsmessung ("closed-loop"messen. Prüfmaschine für kraftgesteuerte Versuche notwendig) bzw. CMOD-Messung dient zur Regulation der Belastungseinrichtung. Man benötigt für das ECM-Modell eigentlich keine Last-Durchbiegungsaufzeichnung nach der Maximallast. Die Lastaufbringung sollte derart gesteuert werden, dass die Maximallast in 1 bis 10 Minuten erreicht wird.

Durch die Annahme eines fiktiven Balkens mit der Kerbtiefe a_c , dessen Biegesteifigkeit "E.J" (J = Trägheitsmoment des Balkens) näherungsweise die des realen Balkens mit der Kerbtiefe a_0 sei oder unter Berücksichtigung der Kerbtiefe auch linearelastisch genau berechnet werden kann, ist die linear-elastische Berechnung über die Durchbiegung mit der Bruchlast P_c zum Zeitpunkt der Erreichung der Maximallast $\delta_{max} = \delta_c$ möglich.









Die Bruchzähigkeit ist demnach nach Glg. 2.3-18:

$$K_{IC}^{e} = \sigma_{C} \cdot \sqrt{a_{C} \cdot \pi} \cdot Y\left(\frac{a_{C}}{H}\right)$$
 Glg. 2.3-18

mit: σ_c = Nominelle Bruch-Biegezugspannung im Querschnitt A = (H- a_c).B; Y(a/H) = Geometriefunktion

KARIHALOO und NALLATHAMBI haben Bruchzähigkeiten ermittelt die denen des TPFM näherungsweise gleichen.

Als wesentliche Nachteile des ECM sind nach SAJNA [15] zu benennen:

1. Für eine sorgfältige Messung der Nachgiebigkeit (Durchbiegung) ist ein aufwendiges Instrumentarium im Versuchsaufbau (Labor) erforderlich.

2. Das Softening-Verhalten nach der Maximallast bzw. die Bruchenergie ist nicht bestimmbar, gleich wie beim TPFM.

G.) Das Maßstabsgesetz von BAZANT [116]

Das Massstabsgesetz, oder auch "Size Effect Law" (SEL) oder auch "Size Effect Model" (SEM) genannt wurde von BAZANT [116] vorgeschlagen. Das SEM wird in einer RILEM-Empfehlung [63], [11 S182-191, 38 S12-13] ausführlichst beschrieben. In einem homogenen Werkstoff kann vorausgesetzt werden, dass sich nur eine Prozesszone im schwächsten Querschnitt ausbilden wird. Bei heterogenen Werkstoffen wie beim Baustoff Beton ist es aber aus energetischer Sicht möglich, dass sich gleichzeitig mehrere Rissprozesszonen nebeneinander ausbilden können und so ein diskontinuierlicher Anstieg der Bruchenergie mit fortschreitendem Riss hervorgerufen wird. Da nach ROELFSTRA und WITTMANN [130] die Existenzwahrscheinlichkeit von Bereichen, in denen sich Prozesszonen bilden und Mikrorisse wachsen können, mit zunehmender Ligamentgrösse und fortschreitendem Riss ansteigt, scheint die spezifische Bruchenergie prinzipiell probengrössenabhängig zu sein. Deshalb entwickelte BAZANT [116] einen Rechenalgorithmus, das sogenannte Massstabsgesetz (SEL, SEM), um Ungenauigkeiten bei der Bestimmung der Bruchenergie durch Integration der Last-Verschiebungs-Kurve auszuschliessen.

Basis für den von BAZANT vorgeschlagenen Rechenalgorithmus bildeten die experimentellen Beobachtungen an gekerbten Betonproben unterschiedlicher Grösse. Demnach haben grössere, aber sonst proportionale Probekörper eine geringere Bruchspannung als kleinere Bauteile. Bei kleinen Probekörpern wird das gesamte Ligamentvolumen von der Bruchprozesszone erfasst, woraus eine erhöhte Bruchspannung resultiert. Infolgedessen können Spannungskonzentrationen an kleinen Kerben nicht auftreten und werden durch Mikrorissbildung abgebaut. Demgegenüber führt bei grossen Probekörpern die Zunahme der Kerbtiefe zu einer Verringerung der Bruchspannung (Abb. 2.3-28) weil mit zunehmender Probengrösse das Verhältnis von Bruchprozesszonengrösse zu Kerblänge abnimmt. Je kleiner diese Verhältnis wird, desto grösser werden die Spannungskonzentrationen (siehe auch Abb. 2.3-30) und um so realistischer wird das Bruchverhalten durch Spannungsintensitätsfaktoren (Abb. 2.3-29) statt durch Festigkeiten beschrieben (Abb. 2.3-27).



Abb. 2.3-27: Darstellung des SEL [38 S12]

Der Massstabseffekt bei Beton besitzt Relevanz in einem Längenbereich von Zentimeter bis zu mehreren Metern. Dies entspricht nicht der physikalischen Realität, denn grosse Probekörper bzw. Strukturen haben sehr wohl eine Bruchfestigkeit, sie neigen nicht zum leichteren Auseinanderbrechen.

Bei der bruchmechanischen Charakterisierung von Beton liegen die meisten Prüfkörperabmessungen im Zentimeter- bis Meterbereich.

In der Modellbetrachtung werden Proben untersucht, (i.d.R. gekerbte 3PB-Balken, aber auch WST-Würfelproben sind möglich, die Starterrisslänge bzw. Kerbtiefe beträgt a_0) die geometrisch ähnlich sind. Es wird die Probenhöhe D und die zugehörigen Kerbtiefen und Spannweiten (beim 3PB-Test) proportional vergrössert. Ein Wert, die Probendicke t, muss konstant gleich bleiben. Es herrscht so bei einer Serie von geometrisch gleichen Strukturen eine zweidimensionale Ähnlichkeit, wobei t = const. gilt. Von jeder Probengeometrie sollen mind. 3 Proben getestet werden. Es genügt für die Testdurchführung eine einfache einaxiale statische Prüfmaschine ohne sehr hohe Steifigkeitsanforderungen. Eine sehr steife verformungsgesteuerte

genugt für die Testdurchfuhrung eine einfache einaxiale statische Prüfmaschine onne sehr hohe Steifigkeitsanforderungen. Eine sehr steife verformungsgesteuerte ("closed-loop") Prüfmaschine führt zu gleichmäßigeren übereinstimmenden Prüfergebnissen. Es muss mindestens die Aufzeichnung der Maximallast möglich sein. Die Aufzeichnung des Verhaltens nach der Maximallast ("post-peak-tensile", der Entfestigungskurve zufolge des "softening"-Verhaltens) ist nicht erforderlich. Die gleiche Prüfmaschine muss für alle zu prüfenden (für die kleinsten wie auch die grössten) Proben verwendbar sein werden. Die Lastaufbringung ist konstant (lastgesteuerte Versuchsdurchführung). In ca. 5 Minuten soll dabei die Maximallast erreicht werden. Zur Bestimmung der Bruchenergie G_f werden nur die Maximallasten der Proben mit variierender Grösse D (Balkenhöhe) und der Elastizitätsmodul E_C des Betons benötigt.



notch insensitive

notch sensitive

0.6

0.8

1.0

Onet

Abb. 2.3-28: Kerbempfindlichkeit von spröden Materialien [11 S5]

Der Effekt der Kerbempfindlichkeit bewirkt eine Abnahme der Nettoflächenbruchspannung. Mit Zunahme der Kerbtiefe sinkt die Bruchspannung.



- a.) ein elliptischer Fehler mit abgerundeter
- "Kerbenspitze"

b.) ein scharfer spitzer Riss Es gilt: $\sigma(r) = C_F \cdot r^{-1/2} = (K_I/(2. \pi)^{1/2} \cdot (r^{-1/2}))^{1/2}$

Abb. 2.3-30: Kerbspannungen im Verhältnis zu der Rissgrösse in einer unendlich grossen Platte unter Zugbelastung [11 S8]:

Ähnlich wie bei der Euler Knickkurve hängt die Stabilität einer gerissenen Struktur (Bruchspannung) bzw. eines Risses von seiner Grösse ab.

Für kleinste Risse wird die Zugspannung des Materials überschritten (a ist kleiner als die kritische Rissgrösse), dann hat die LEBM keine Gültigkeit. Wenn der Rissspitzenradius (Krümmungsradius) gegen Null geht (wie in Abb. 2.3-29), dann wird die Spannung theoretisch gegen Unendlich anwachsen. Kein Material kann so hohe Spannung aushalten. Ist die plastische energiedissipierende Zone klein im Vergleich zur Bruchgeometrie in einer Struktur so ist die LEBM gültig.

Wird diese FPZ grösser, so muss die energedissipierende Wirkung berücksichtigt werden.

Die Rissgrösse muss zur Entfaltung der Kerbwirkung eine gewisse Mindestgrösse haben.



0.4

0.2





Nach BAZANT gilt folgende Gleichung beim SEM:

$$\sigma_{NC} = \frac{B.f_t}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}}$$
 Glg. 2.3-19

mit: B, D₀ = const.; D = Probenhöhe, f_t = grössenunabhängige Zugfestigkeit des Materials – ultimate strength f_u (= f_f, eine Annahme) σ_{NC} = Nettobruchspannung im gekerbten Querschnitt

Die Glg. 2.3-24 repräsentiert das SEM für die Bruchspannung von geometrisch ähnlichen Strukturen und dient zur Bestimmung der kritischen Energiefreisetzungsrate von moderaten Betonprobendimensionen im Baustofflabor.

Diese Gleichung kann nach BAZANT und KAZEMI (modifiziertes SEM [103]) linearisiert werden zu:

$$Y = AX + C$$
 Glg. 2.3-20 linearisierte (transformierte) Glg. 2.3-19

wobei gilt:

$$X_{j} = D_{j}$$
$$Y_{j} = \frac{1}{\sigma_{NC-j}^{2}}$$
$$C = \frac{1}{B \cdot f_{t}^{2}}$$
$$D_{o} = \frac{C}{A}$$

A = Neigung der Regressionsgeraden R.G. C = Schnittpunkt der R.G. mit Y-Achse

Wenn D sehr klein ist gegenüber $D_{0,}$ so gilt das Festigkeitskriterium (im engl. "strength criterion" genannt):

$$\sigma_{NC} = B.f_t$$
 Glg. 2.3-21

 D_0 liegt dort wo sich die beiden Geraden (Festigkeits- und LEBM-Kriterium) in Abb. 2.3-27 schneiden.

Wenn D sehr gross ist gegenüber $D_{0,}$ so gilt das LEBM-Kriterium ("linear elastic fracture mechanics criterion"):

$$\sigma_{NC} = (A.D)^{-1/2}$$
 Glg. 2.3-21

Beide Koeffizienten A und B werden bestimmt aus der Regressionsanalyse (die Ordinatenachse entspricht der Höchstlast bzw. Bruchspannung σ_{NC-j} je Probe j, und die Abszissenachse ist die jeweilige zugehörige Probenhöhe D_i). Die Gleichungen 2.3-21 und 2.3-22 bilden die Basis der Geraden in Abb. 2.3-22, die Gleichung 2.3-19 beschreibt auch die glatte Kurve, die sich asymptotisch diesen beiden Geraden annähert und für varriierende Probengrössen nach der EPBM gilt.

Es gilt für die Bruchzähigkeit unter Berücksichtigung der Glg. 2.3-22:

$$K_{IC} = \sigma_{NC} \cdot \sqrt{\pi} \cdot \sqrt{a} \cdot Y_{I} \left(\frac{a_{0}}{D}\right) = \sqrt{\frac{a_{0}}{A \cdot D}} \cdot \sqrt{\pi} \cdot Y_{I} \left(\frac{a_{0}}{D}\right)$$
Glg. 2.3-23

Für die Bruchenergie nach der LEBM gilt:

$$G_{IC} = \frac{K_{IC}^2}{E_C} = \frac{a.\pi}{A.D.E_C} Y_I \left(\frac{a_0}{D}\right)$$
 Glg. 2.3-24

Wenn der "effektive elastische Riss" verwendet wird kann anstelle von a_0 das a_c ($a_c = a_0 + \Delta a_c$) in die Gleichungen 2.3-23 und 2.3-24 eingesetzt werden, dann gilt :

 G_f = Limes (D $\rightarrow \infty$) G_{IC} Glg. 2.3-25

In grossen unbegrenzten Strukturen gilt G_f als die kritische Energiefreisetzungsrate, und bei sinngemäßer Grenzwertbetrachtung wie in Glg. 2.3-25 c_f = Δa_C als ist die kritische Rissausbreitung.

BAZANT und KAZEMI haben auch die Sprödigkeitszahl β_b ("brittleness number") vorgestellt:

$$\beta_b = \frac{D}{D_a} \qquad \qquad \text{Glg. 2.3-31.}$$

Basierend auf dieser Definition (Ermittlung von D_0) ist die Sprödigkeit von Strukturen nicht nur eine Funktion des Materials, sondern auch der Geometrie und Grösse einer Struktur. Je grösser die Zahl β_b , desto mehr spröd ist die Struktur bzw. die Probe in der Baustoffprüfung.

Für $\beta_b < 0,1$ ist das Festigkeitskriterium massgeblich, für $0,1 < \beta_b < 10$ ist das SEM massgeblich. Für $\beta_b > 10$ ist das Kriterium basierend auf der LEBM massgeblich.

Von BAZANT und PFEIFFER [113] wurde der Einfluss der Probengrösse und der Lastanordnung durch unterschiedliche Kurvenverläufe nach Abb. 2.3-31 berücksichtigt. Aus dieser Abbildung resultiert, dass aufgrund der Eindämmung der Bruchprozesszone bei exzentrischen Druck (eine einwirkungsbedingte Versprödung der Struktur bzw. ein Materialeinfluss durch mehrachsige Druckbeanspruchung, wirkt festigkeitserhöhend aber umgekehrt Proportional auf die Duktilität des Betons) schon für relativ kleine Probenabmessungen d (d = D in den o.b. Gleichungen) linear elastische Methoden anwendbar sind, d.h. LEBM Gültigkeit hat. Dies deckt sich auch mit den experimentellen Beobachtungen bei Prüfkörperbedingungen im EDZ-Fall (geometrische Versprödung). Für den Lastfall der zentrischen Zugbeanspruchung zeigt sich, dass der Übergangsbereich bis zu relativ grossen Probenkörper-dimensionen ausgebildet ist.



Abb. 2.3-31: SEM in Abhängigkeit der verschiedenen Belastungsanordnungen bzw. Spannungsgradienten (entnommen aus [38 S 14])

Zusammengefasst kann herausgestellt werden, dass das SEM von BAZANT [63] die Möglichkeit bietet, die spezifische Bruchenergie G_f alleine aus der Nettobruchspannung σ_{NC} von Betonproben verschiedener geometrischer Abmessungen zu bestimmen. Dadurch wird eine vereinfachte Versuchsdurchführung ermöglicht, weil keine aufwendigen Verformungsmessungen und stabile Versuche (nach der Maximallast) erforderlich sind. Da jedoch auch die Nettobruchspannungen von grossen Proben bestimmt werden müssen, steht demgegenüber die Anforderung an sehr steife Materialprüfmaschinen, um exakte untereinander vergleichbare Versuchswerte erhalten zu können. Insbesondere bei Testungen von Massenbetonproben sind auch Proben mit Abmessungen grösser als D₀ zu analysieren. Bei Bohrproben (begrenzter Durchmesser) aus Betonbauwerken sind dem natürliche Grenzen gesetzt.

H.) Kritische Analyse der Einflüsse auf die bruchmechanischen Kennwerte

[11 S191-192, 12, 13 S31ff, 15, 20 S381-390, 22 S427-439, 25 S67ff, 38 S22-41, 72-74, 131]

In [11, 12] findet man eine ausführliche tabellarische Sammlung von Prüfergebnissen; siehe dazu z.B. auch Prüftechniken Mode I für Beton in [182]) und Tabellenwerte zu TPFM, ECM und SEM in [188]. Es gibt derlei Werte natürlich zahlreich verstreut zusätzlich in der gängigen fachspezifischen Literatur. Man beachte dabei (Vergleichsanalysen), dass man sich vergewissert (falls möglich), auf welche Art und Weise man diese bruchmechanischen Materialkennwerte versuchstechnisch ermittelte [182], [11 S162-243]. Für Natursteine und Felsgestein gibt es ebenso entsprechende Prüfmethoden [11 S217-238]. Gerade beim Baustoff Beton streuen die Laborwerte sehr stark und hängen bekanntlich von vielen Faktoren und Randbedingungen ab, wie z.B. von der Prüfmethode, der Probenherstellung, den Lagerungsbedingungen, der Probengeometrie und Probengrösse, der Prüfmaschine, der Prüfgeschwindigkeit, den Prüfbedingungen, der gleichmässigen Zusammensetzung der Betonmischungen, dem Probenalter zum Prüfzeitpunkt, ob last- oder verformungsgesteuerte Versuchsdurchführung, der Messetechnik, vom jeweiligen Laboranten und Prüfingenieur, den Auswertealgorithmen, den Interpretationen der Ergebnisse u.v.a.m....

Alle zugänglichen Versuchsergebnisse repräsentieren einen kleinen Vergleichsausschnitt und stellen auf der Suche nach den "wahren" bruchmechanischen Materialkennwerten (Verlässlich-, Brauchbar- und Anwendbarkeit) einen konstruktiv kritischen Beitrag in der "Science Community" dar.

Die drei zuletzt erläuterten RILEM Versuchsmethoden (das FCM [60, 115], das TPFM [64, 65], das SEM [63, 116], [189]) u.a. (das CBM mit G_F , h_c , f_t und E bzw. E_t ; das ECM mit K_{IC}^e und G_{IC}^e) basieren auf dem fiktiven Rissmodell von HILLERBORG (G_F) wie das FCM und CBM, bzw. auf dem GRIFFITH`schen Rissmodell wie das TPFM, ECM dem TPFM ähnlich) und SEM. Es gilt immer die kritische Energiefreisetzungsrate G_C zu bestimmen.

Die RILEM-Empfehlungen mit genauen Anleitungen zur Versuchsdurchfühung (Beschreibung der Probenherstellung, Lagerung, Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung, Messung der physikalischen Messgrössen Kraft und Weg bzw. Dehnung, Auswertungsalgorithmen) werden für die Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten nach der EPBM, wie die kritischen Bruchenergien G_F nach HILLERBORG, G_{IC}^S nach JENQ und SHAH (TPFM) und G_f nach BAZANT (SEM) verwendet. Die kritische Spannungsintensität, auch Bruchzähigkeit genannt, wird nach der LEBM berechnet. Wobei hier die kritische Bruchspannung und die kritische Risslänge a_c , entweder definiert als die Starterrisslänge (ursprüngliche Kerbtiefe) a_0 oder effektive Risslängen a_{eff} (Compliance-Methode: $a_{eff} = a_0 + \Delta a$), berücksichtigt wird.

 G_f basiert auf dem Massstabsgesetz (SEL). G_{IC}^S wird indirekt vom K_{IC}^S und E-Modul durch die modifizierte Gleichung 2.3-4 (Seite 67) bestimmt (gültig für ESZ).

Beide Energieansätze G_{IC}^{S} und G_{f} basieren auf dem effektiv-elastischen Rissannäherungsmodell. Es ist experimentell durch Vergleichsanalysen erwiesen, dass beide Modelle vergleichbare Ergebnisse liefern [12].

Andererseits basiert G_F auf dem bruchmechanischen Modellansatz der fiktiven Rissannäherung. [11]

Aufgrund der Forschungsarbeiten von HILLERBORG u.a. und von BAZANT u.a. wurden 1985 und 1990 nacheinander von RILEM zwei Empfehlungen für die experimentelle Ermittlung der Bruchenergie G_F mit dem Drei-Punkt-Biegeversuch [182, 189] vorgeschlagen. Die bis 1996 gewonnen Versuchsergebnisse von G_F sind allerdings nur wenig befriedigend. Aus dem Vergleich der Versuchsergebnisse von ca. 700 Balken hat HILLERBORG eine sehr grosse Streuung bei G_F festgestellt, für normale Betone schwankt der Wert zwischen ca. 0,05 bis 0,20 N/mm.

Die wesentlichen Einflussfaktoren auf G_F (von Betonbauwerken oder Prüfkörpern in der Baustoffprüfung) können wie folgt zusammengefasst werden: [38]

Innere Einflussfaktoren:

- Grösstkorndurchmesser
- Zuschlagsart und Zementart
- Siebline
- Betondruckfestigkeit (Zugfestigkeit)
- Wasser/Zement-Wert bzw. Wasser/Bindemittelwert
- Betonalter
- Kontaktzoneneigenschaften

Äussere Einflussfaktoren:

- Abmessungen (Grösse) des gekerbten Betonkörpers (Massstabseffekt)
- Gestalt (Form) des gekerbten Betonprüflings (Gestaltsabhängigkeit)
- Umweltbedingungen (Luftfeuchtigkeit: trocken, feucht; Temperatur: kalt, warm)
- Einwirkungen auf den gekerbten Betonkörper: Belastungsgeschwindigkeit (langsam, schnell, quasi-statisch, dynamisch); Belastungsart (Zug, Druck, Biege- oder Torsionsmoment, Querkraft, Stabilität); Belastungsgeschichte (Belastungsdauer und Grösse der Einwirkung).

Die Rissestabilität wird naturgemäß durch die vorgenannten endogenen und exogenen Einflussfaktoren, die in einer komplexen Überlagerung und Wechselwirkung (Interaktion zwischen geschädigten Bauwerk und Umwelt oder entsprechende Prüflaborbedingungen) auftreten können, beeinflusst. Nachfolgend werden verschiedene Autoren zitiert, die sich mit der einschlägigen Literatur und eigenen experimentellen Ergebnissen kritisch beschäftigt haben.

LIH [13] bemerkte zur Problematik der Einflüsse auf bruchmechanische Werkstoffparameter folgendes:

Seit vielen Jahren bietet bei o.g. Einflussfaktoren die Rolle des Zuschlages Anlass zur Diskussion. Da die Bruchenergie G_F vor allem durch den Verbund und die Kornverzahnung verbraucht wird, kann man folgerichtig erwarten, dass die Bruchenergie G_F mit dem zunehmenden Kornvolumen und Korndurchmesser sowie bei rauherem Zuschlag (künstlicher Bruch, Massenbetonzuschlag im GK-Bereich) wächst. Dies wird auch von TRUNK [47] und NALLATHAMBI u.a. [137] bestätigt [38].

Für den Einfluss des Grösstkorndurchmessers d_{max} auf G_F wurden die Versuchsergebnisse sehr unterschiedlich interpretiert. PETERSSON und WOLINSKI, HORDIJ, REINHARD, CORNELISSEN behaupten, dass in ihren Versuchen kein deutlicher Einfluss des Grösstkorndurchmessers auf G_F beobachtet werden konnte. Im Gegensatz dazu sollen die Versuchsergebnisse von WITTMANN, ROKUGO, BRÜHWILER, MIHASHI, SIMONIN, CARPINTERI, ROELFSTRA, KLEINSCHRODT, WINKLER eine deutliche Zunahme von G_F mit steigendem d_{max} gezeigt haben. Auch HILLER-BORG hat eine ähnliche Folgerung aus dem Vergleich der Versuchsdaten von ca. 700 Balken gezogen. Jedoch bleibt wegen der grossen Streuung der Versuchsdaten ein genauerer (exakter) Zusammenhang für $G_F \sim d_{max}$ nicht bestimmbar. Als wahrscheinlich kann aus den Versuchsergebnissen gefolgert werden, dass der wichtigste Grund für die grossen Streuungen von G_F die Abmessungen des Betonprobekörpers sind. Ist der quantitative Unterschied zwischen der Grösse der Bruchprozesszone FPZ und der Abmessung des Probekörpers gering, kann die aus dem Experiment ermittelte Bruchenergie G_F durch Typ und Abmessungen des Probekörpers wesentlich beeinflusst werden. Dafür wurde in den letzten Jahren eine aufschlussreiche Theorie zum Masstabseffekt (SEL) von BAZANT u.a. aufgestellt. Sie stellen fest, dass die Bruchenergie G_F unabhängig von dem Typ und der Abmessung des Probekörpers sein muss, sofern G_F experimentell mit einem unendlich ausgedehnten Probekörper ermittelt wurde. Die Definition von G_f lautet also: Die Bruchenergie G_f ist die spezifische Energie (nämlich die Energie, die zur Erzeugung einer Flächeneinheit vom Riss erforderlich ist), die für die Rissentwicklung in einem unendlich ausgedehnten Betonkörper gebraucht wird. [13]

SHAH, SWARTZ und OUYANG haben in [11 S191-192] aufgezeigt, dass die Werte für G_F näherungsweise doppelt so gross wie die Werte für G_{IC}^{S} und G_f sind [131]. Dies hat wahrscheinlich seine Ursachen in der Tatsache, dass der G_F-Wert ein Parameter ist, der auf einer allgemeinen Kraft-Verformungskurve basiert. Gemäss der RILEM-Empfehlung zur Bestimmung von G_F [60] ist nicht nur die wahre Oberflächentrennung massgeblich, sondern auch die möglichen scheinbaren anderen Energien und Energiedissipationen (messtechnische Einflussgrössen: z.B. Auflagerverformungen, Reibungen bei hohen Lasten bei grösseren Probekörpern, Lasteinleitungsproblematiken) ausserhallb der FPZ sind für die Berechnung von G_F zu berücksichtigen. So kommen die Autoren in [73] unter anderem zum Schluss, wenn die in den Auflagern auftretenden Zusammendrückungen nicht berücksichtigt werden, könne die Unterschiede in den ermittelten Bruchenergiewerten bis zu 100% betragen. Weiters führen die plastischen Verformungen in unmittelbarer Nähe, aber ausserhalb des Bruchquerschnittes und insbesondere bei grossen weitgespannten Balken, zu einer scheinbaren Erhöhung von G_F mit steigender Probengrösse. Auch die falsche Einschätzung des Eigengewichtes, Lasteinleitung von oben nach unten in Richtung der Schwerkraft oder von unten nach oben entgegen der Schwerkraftwirkung, verursacht einen Einfluss auf die unterschiedlichen Ergebnisse der Bruchenergie. Wesentlich ist ferner, dass die Form der resultierenden Momentenlinie aus Eigengewicht und Einzellast und die Neigung der resultierenden Querkraftlinie unterschiedlich sein kann, was zu verschiedenen grossen plastischen Verformungen ausserhalb der Kerbe und damit der FPZ führen können. Es ist auch nicht gesichert, dass die Breite der FPZ in beiden Lastfällen gleich ist. Da der Anteil des Eigengewichtes mit der Probengrösse zunimmt, könnte der Anstieg von G_F mit der Probengrösse auf diese Faktoren zurückgeführt werden [73]. [11]

Es ist eine Tatsache, dass die Werte die für G_F ermittelt wurden, bestimmt höher sind als die wahren Bruchenergien. Überdies werden die Werte für G_F durch eine simple Division der Arbeit (Fläche unter der Kraft-Durchbiegungskurve) durch die Ligamentfläche errechnet; die Ligamentflächen beinhalten beide Flächen innerhalb und ausserhalb der Bruchprozesszone. [11]

Beim Keilspaltversuch (WST) nach TSCHEGG [58, 95, 96] (Anwendungen sind beispielsweise in [15, 19 S101-110, 44, 55, 57, 58, 79, 80, 88, 92] ersichtlich) entfällt die Berücksichtigung des Eigengewichtes und die Stabilität der Versuchsdurchführung ist durch die Anlageverhältnisse der Prüfeinrichtung größer [182], und Kapitel 2.5). Auch die Entnahme von Bohrproben aus bestehenden Bauwerken und die bruchmechanische Untersuchung von nachträglich gekerbten Bohrproben ist bei dieser Methode möglich [23, 28]. In der Auswertung der Bruchenergie kann jedoch die Keilreibung vernachlässigt werden. Die numerische Integration der Last-Verschiebungskurve liefet die Brucharbeit G. Wird diese durch die Ligamentfläche (Projektion der Bruchfläche) dividiert, so ergibt sich die vergleichbare spezifische Brucharbeit oder Bruchenergie G_f [38 S70]. [182]

 G_{IC}^{S} und G_{f} basieren auf dem effektiv-elastischen Rissannäherungsmodell und repräsentieren Bruchenergien, welche dissipierend auf eine Einheitsbruchfläche in der FPZ (LEBM) wirken. Die Werte für G_{IC}^{S} und G_{f} werden basierend auf der aufgebrachten kritischen Last (Maximallast, "peak load") und der kritischen efffektiv-elastischen Risslänge bestimmt, und die scheinbaren Energie und Energiedissipationen ausserhalb der FPZ werden bei der Berechnung von G_{IC}^{S} und G_{f} nicht berücksichtigt. Beide Rissannäherungsmodelle basieren auf experimentellen Beobachtungen. Obwohl die veröffentlichten RILEM-Empfehlungen auf verschiedenen Mechanismen für die Bruchenergiedissipationen beruhen, so berücksichtigen sie allgemeine Grundsätze zur Evaluierung bzw. zur Bestimmung bruchmechanischer Parameter. Es gibt sicherlich keine Widersprüche bzw. Konflikte zwischen den genannten RILEM-Empfehlungen (FCM, TPFM, SEM). Laufende allgemeine Bruchmechanikforschungen (beispielsweise [15, 38, 39, 40, 44, 46, 74 bis 80, 92, 97]) versuchen eine allgemeine Näherung ("Wahrheit") für den Bruch im Beton zu finden. [11]

SAJNA [15, 22 S427-439] untersuchte die Modelle ECM, TPFM und SEM mit zwei unterschiedlichen experimentellen Versuchseinrichtungen zwecks Vergleich der beiden: Dem Drei-Punkt-Biegebalken Proben und dem Keilspaltversuch an Würfelproben mit gleichen Betonen (mit GK 8 mm, PZ 375, Druckfestigkeit von 50 N/mm², Biegezugfestigkeit von 7,6 N/mm², E-Modul von 32700 N/mm²). Die Ergebnisse zeigten, dass die Resultate für die Bruchenergie-Werte gut übereinstimmen. Die Bruchenergien werden tendenziös leicht grösser mit Zunahme der Probengrösse und offenbarten nahezu keine "size-effect"- Sensitivität – beide Testmethoden übereinstimmen gut. Die Bruchzähigkeit zeigt den gewöhnlichen Anstiegstrend mit Zunahme der Probengrösse und ist charakterisiert durch einen signifikante "size-effect"-Sensitivität. Die 3PB- und WST-Prüfresultate liegen nahe beieinander im Fall der Bruchenergie-, LEBM- und SEM-Untersuchungen, aber sie differieren leicht für kleinere Proben beim TPFM und ECM. [15]

SURBERG [38 S22-41] ergründete im kritischen Literaturstudium extensiv die verschiedenen massgebenden Einwirkungen auf die BM-Parameter:

Ein Einflussparameter bei der experimentellen Bestimmung der Bruchenergie sind die verfälschenden Energieanteile (wie in [73] auch beschrieben), wie beispielsweise die Reibung an den Auflagern (beim 3PB) oder Keilreibung (beim WST) insbesondere bei hohen Lasten [39] oder aber nichtlineare Verformungen ausserhalb der Prozesszone, d.h. beispielsweise ausserhalb der Messlänge im Zugversuch. Letztere führen in Bereichen hoher Zugspannungen zu eine scheinbaren Erhöhung der Bruchenergie. ROELFSTRA u.a. [130] konnten mittels der FE-Methode zeigen, dass die Gesamtenergie, bestehend aus innerhalb und ausserhalb der FPZ liegenden Energieanteile, dann unabhängig vom Probenligament ist, wenn sich die Prozesszone vollständig ausbilden kann, bevor die äussere Last im abfallenden Ast (der Entfestigungskurve) gleich null ist. Die auf diesem Effekt rückführbaren Energiedissipationen werden mit 10% der Gesamtbruchenergie angegeben. BAZANT [122] ist der Frage nachgegangen, ob die Bruchenergie abhängig von der Höhe der aufgebrachten Last ist, indem er angenommen hat, dass die Breite der Prozesszone über die Probenhöhe mit forschreitendem Risswachstum veränderlich ist. ROELFSTRA und WITT-MANN [130] kommen zu dem Schluss, dass aufgrund der lokal stark variierenden Materialeigenschaften des Betons, ein kontinuierlicher Anstieg der Bruchenergie bei zunehmender Last wahrscheinlicher erscheint. Allgemein wird sich die Energiedissipation bei heterogenen Werkstoffen nicht in einer Prozesszone konzentrieren, sondern vielmehr werden sich in unterschiedlichen Bereichen des Materials Risszonen bzw. FPZ ausbilden, wobei jede für sich Energie konsumiert. Dementsprechend steigt die Wahrscheinlichkeit solcher Rissbereiche mit zunehmender Ligamenthöhe und ansteigender Last. Aber auch die Belastungsart und die Probekörpergeometrie haben möglicherweise einen Einfluss auf die Energiedissipation und somit auf die Bruchenergie [39].

Nach MIER [144] und VERVUURT [145] bewirkt eine steifere Einspannung im Zugversuch [182] eine höher Bruchlast aber auch einen steileren Verlauf der Entfestigungskurve und i.d.F. eine scheinbare Erhöhung der Bruchenergie G_F. Dabei soll nach VERVUURT [146] zur Berechnung nicht die Ligamentfläche, sondern die tatsächliche Bruchfläche zur Berechnung der Bruchenergie aus dem Zugversuch herangezogen werden. In seinen Experimenten verlief die Bruchfläche meist ausserhalb der Ligamentfläche. CARPINTERI und FERRO [120, 146] schlagen eine zusätzliche Kontrollvorrichtung vor die den Status der Lasteinleitungsplatten (gelenkig, d.h. momentenfrei, oder starr) im Zugversuch steuert. Dabei wird durch Aufbringung einer exzentrischen Last eine gleichmässige Verschiebung in einem sehr engen Bereich in der Mitte des Prüfkörpers erzielt. Der Einfluss der Messlänge, der Abstand der Messpunkte, hat nach MIER [39] einen Einfluss auf den Verlauf der Entfestigungskurve. Wird der Abstand der Messpunkte vergrössert, dann wird ein höherer Anteil an elastischer Energie bestimmt, welcher durch einen flacheren Anstieg im Bereich vor dem Lastmaximum, dem sogenannten "pre-peak"-Verhalten, charakterisiert ist. Bei der Rissbildung werden die Bereiche ausserhalb der Bruchprozesszone elastisch entlastet. Aufgrund der Tatsache, dass zur Bestimmung bruchenergetischer Materialkennwerte stabile Rissausbreitung Voraussetzung ist, insbesondere bei der Bruchenergieermittlung und mindestens bis zur Maximallast, werden verformungsgesteuerte Versuche durchfgeführt. Deshalb wird bei Abnahme der Messlänge ein Anstieg im Entfestigungsverhalten registriert. HORDIJK [147] konnte, wenn die Messlänge zu gross gewählt wurde, einen "snap-back"-Verhalten (eine rückläufige Abnahme der Dehnungen im abfallenden Ast bei Risswachstum) registrieren. Bei zu geringer Messlänge steigt die Wahrscheinlichkeit, dass Makrorissbildung ausserhalb des Messbereiches auftritt. Aus beiden Fällen resultiert spontanes Versagen der Probekörpers (bis zu Sprödbruch) und führt zu falschen Rückschlüssen bei der Interpretation auf das Entfestigungsverhalten. Um diesen messtechnischen bedingten Einfluss auszuschliessen, können verschiedene Messsysteme angewendet werden, bei denen eine genormte Rissöffnung – z.B. grösste Rissöffnung (CMOD) oder grösste Verformungsrate im Zugversuch – zur Laststeuerung verwendet wird [145]. Ein Nachteil von einaxialen Zugversuchen an gekerbten Prüfkörpern besteht in dem sehr hohen technischen Aufwand zur Erzielung einer stabilen Rissausbreitung, da hierfür sehr hohe Maschinensteifigkeit erforderlich ist (Kapitel 2.4). Aus diesem Grund werden die meisten bruch-mechanischen Untersuchungen im einachsialen Zugversuch an sehr kleinen Proben durchgeführt [38 S23-24, 111, 147].

WEIBULL [141] leitete mit dem Konzept des schwächsten Kettengliedes statistisch die Probengrössenabhängigkeit der Zugfestigkeit β_{ZUG} ab. Auf Basis seiner Beobachtungen nimmt die Festigkeit von Werkstoffen ab, wenn die Probengrösse zunimmt. Darauf aufbauend entwickelte BAZANT das Grössenmassstabsgesetz. HU [142] lie-

fert durch die Einführung der lokalen Bruchenergie g_f einen weiteren Erklärungsansatz für die Abhängigkeit der spezifischen Bruchenergie G_f von er Probengrösse bzw. Ligamenthöhe bei 3PB- und 4PB-Prüfkörpern. CARPINTERI u.a. [143, 18 S581-596] sehen die Abhängigkeit der Buchenergie G_f von der Probengrösse in den multifraktalen Eigenschaften der Bruchfläche begründet (Multifraktales Grösseneinflussgesetz). Sie gehen davon aus, dass für kleine Probenabmessungen die multifraktalen Eigenschaften der Bruchfläche eine grössere Bedeutung haben als für grosse Prüfkörper. Ihr Modell beschreibt somit den Einfluss der Bruchfächengrösse (Ligamentfläche) auf die Bruchenergie.

BRAMESHUBER [48] und TRUNK [47] haben den Trend erkannt, dass mit steigender Probengrösse die Bruchenergie von Beton stark zunimmt, während für Mörtel (GK kleiner als 4mm) eine weniger stark ausgeprägte Abhängigkeit von der Probengrösse besteht. Anhand von Keilspaltversuchen an Zementstein, verschiedenen Mörteltypen und Beton bestätigt TRUNK [47] diesen Trend der unterschiedlichen Ausprägung des Grösseneinflusses auf Gf von Zementstein und Mörtel gegenüber Normal- und Staumauerbeton. Bei Kompaktzugproben [182] nähert sich die Bruchenergie von Beton einem Grenzwert der Ligamentlänge von 300 mm an, ab dem der G_f-Wert konstant bleibt [132]. Im Falle von Biegezugproben nimmt die Bruchenergie von Beton um 20% zu, wenn sich die Balkenhöhe um den Faktor 2 vegrössert, bzw. um 30% wenn der Faktor 3 beträgt [133]. BRAMESHUBER [48] der den Einfluss der Probengrösse auf G_f von Mörtel und Beton mittels gekerbter Biegezugprüfkörpern genauer untersucht hat, beschreibt einen Grenzwert der Risslänge acrit, der etwa dem zweifachen Maximalkorndurchmesser entspricht. Ursache hierfür könnte sein, dass sich die FPZ erst ab dieser Grösse vollständig entwickelt hat [139]. BAZANT und OH [122] geben für eine vollständige entwickelte FPZ eine Länge vom zwölffachen der Maximalkrngrösse an. Im Falle von Biegebalken ist ab einer Probengrösse von 200 mm dieser Einfluss infolge des anfänglich sich ändernden Energiekonsums je Risslänge vernachlässigbar. Neben dem Einflusses der Maximalkorngrösse konnten WECHARATANA und SHAH [140] eine Abhängigkeit der FPZ-Länge von der Probengeometrie nachweisen. [38]

Nach dem Maßstabsgesetz von BAZANT (SEL) nähert sich das Bruchverhalten eines duktilen Werkstoffes mit zunehmender Bauteilgrösse immer mehr der LEBM an. Zur Untersuchung des Grösstkorneinflusses sollte deshalb immer auch das Verhältnis der Probengrösse zur Werkstoffduktilität berücksichtigt werden. Hinsichtlich des Einflusses der Maximalkorngrösse des zementgebundenen Werkstoffes ist zu beachten, dass die Duktilität von dieser massgeblich bestimmt wird. Aus diesem Grund kann beobachtet werden, dass bei abnehmendem Grösstkorn die Bruchenergie abnimmt [74, 134, 135, 136]. Versuche an Beton von BRAMESHUBER [39] haben nur einen schwachen Einfluss der Maximalkorngrösse auf die Bruchenergie gezeigt, bestätigen aber den Trend, der durch die vorgenannten Autoren aufgezeigt wurde. TRUNK [47] untersuchte den Einfluss des Grösstkorndurchmesser auf die Bruchenergie bei zementösen Verbundbaustoffen in einem Kornspektrum zwischen 0,09mm (Zement) und 125 mm (Massenbeton von Talsperren) mittels der Keilspaltmethode [182]. Bei einer Variation der Maximalkorndurchmesser über vier Grössenordnungen findet er eine Abhängigkeit der Bruchenergie Gf über zwei Grössenordnungen. TRUNK formuliert aus diesen Ergebnissen für den Einfluss der Maximalkorngrösse auf die Bruchenergie folgende Näherung:

Basierend auf dem SEM befand BRÜHWILER [46] theoretisch, dass die Bruchzähigkeit eine Funktion der Zugfestigkeit und der maximalen Aggregatgrösse von Beton sei [15]. Die Bruchzähigkeit von einem Beton mit der maximalen Korngrösse D_{max 1} kann man aus der Bruchzähigkeit eines Betons mit einem maximalen Korn Dmax.2 berechnen, wenn die Zugfestigkeit beider Betone auch noch bekannt sind. Dabei wird u.a. auf die Testung kleiner Proben mit geringerem Grösstkorndurchmesser als im Bauwerksbeton bedacht genommen. Dies führte ihn zur folgender Definitionsgleichung:

$$K_{IC,2} = \frac{f_{t,2}}{f_{t,1}} \cdot \sqrt{\frac{D_{\text{max},2}}{D_{\text{max},1}}} \cdot K_{IC,1}$$
 Glg. 2.3-28 [46]

mit: $K_{IC,2}$ = unbekannte Bruchzähigkeit, gesuchte Grösse

 $K_{IC.1}$ = bekannte Bruchzähigkeit

= Zugfestigkeit des Betons, dessen Bruchzähigkeit bekannt ist

 $f_{t,1}$ = Zugfestigkeit des Betons, dessen Bruchzähigkeit bekannt ist $f_{t,2}$ = Zugfestigkeit des Betons, dessen Bruchzähigkeit berechnet wird.

D_{max,1} = maximale Aggregatgrösse von Beton, dessen Bruchzähigkeit bekannt ist

D_{max.2} = maximale Aggregatgrösse von Beton, dessen Bruchzähigkeit berechnet wird

Die Glg. 2.3-28 basiert auf der Annahme, dass der Faktor λ_0 vom SEM nur eine Funktion der Probegeometrie ist:

$$\sigma_{N,u} = \frac{B_0 \cdot f_t}{\sqrt{1 + \frac{h}{\lambda_0 \cdot D_{\max}}}} \qquad \text{Glg. 2.3-29}$$

mit:

- $\sigma_{N,\mu}$ = nominelle Spannung bei Erreichung der Maximallast (ultimate nominal stress at peak load)
- = Zugfestigkeit ft
- = Proben/Strukturgrösse h
- $B_0, \lambda_0 =$ empirische Koeffizienten
- *D_{max}* = *maximale* Aggregatgrösse

SAJNA [15, 19 S101-110, 92, 182] zeigte in seinen Untersuchungen im Hinblick auf Sperrenbetone, dass man die Bruchzähigkeiten von Massenbetonen in einer massiven Struktur bzw. Massenbetonbauwerk, basierend auf der "Aussiebprozedur" und den an diesen kleineren Laborproben ermittelten Bruchmechanikparametern, errechnen kann. Der Einfluss der Aggregatgrösse auf die Bruchzähigkeiten ist nach Meinung des Autors vernachlässigbar gering, verglichen zum Grösseneffekteinfluss eine Extrapolation ist demnach aufgrund der Gleichung 2.3-30 möglich:

$$K_{C,2} = K_{C,1} \cdot \sqrt{\frac{h_2}{h_1}} \quad wenn \, gilt \qquad \frac{h_1}{D_{\max,1}} = \frac{h_2}{D_{\max,2}} \qquad \text{Glg. 2.3-30 [15]}$$

mit: $K_{IC,2} = Bruchzähigkeit des Bauwerkbetons, gesuchte Grösse K_{IC,1} = Bruchzähigkeit vom ausgesiebten Beton an Laborproben $h_2 = repräsentative \, Strukturdimension$
 $h_1 = Grösse \, der \, Probe$
 $D_{\max,1} = maximale \, Aggregatgrösse vom ausgesiebten Laborbeton$
 $D_{\max,2} = maximale \, Aggregatgrösse vom Bauwerksbeton$$

Durch die Aussiebung des Grösstkorns steigt der Wasser- und Zementgehalt, ebenso die Verdichtungsporen, die Zementsteinmenge (pro Volumen) wird erhöht, die Aggregatmenge verringert. Als Resultat wurde beobachtet, das die Betonrohdichte, der E-Modul und – weniger deutlich – die Biegezugfestigkeit sinken. Das Setzmass (vgl. dem österreichischen Konsistenzmass) und die Druckfestigkeit bleiben etwa gleich und das gleiche gilt für die bruchmechanischen Kraft-Verlängerungs-Diagramme, die Bruchzähigkeit und die Bruchenergie. Der Einfluss der Aussiebung des Grösstkorns auf die Bruchmechanikparameter ist gering.[15, 182]

Die Aussiebung der Grobzuschläge vor der Herstellung von Probekörpern ist ein "altes" Verfahren und wird bei der Prüfung von Massenbeton auch sehr häufig angewendet, um kleinere Probekörper mit tolerierbarer Inhomogenität herstellen und prüfen zu können [149].

SAOUMA, BROZ, BRÜHWILER und BOGGS [74, 182] untersuchten den Einfluss von Zuschlagskorngrösse und Probengrösse auf die Brucheigenschaften von Sperrenbetonen. Die im Experiment (WST, Compliance-Methode) ermittelten Bruchzähigkeiten und kritischen Bruchenergien sind unabhängig von der Probengrösse; sie sind nur dann objektiv, wenn eine gewisse Minimumdimension überschritten wird. Die mittlere Bruchzähigkeit betrug 1,04 MN/m^{+3/2}, und der so nicht beschränkte K-Faktor ist eine Materialkonstante. K_{IC} und G_F sind praktisch unabhängig von der Aggregatgrösse und hängen von der Kantigkeit bzw. Form und auch von der Zuschlagsfestigkeit ab. Bei den verwendeten GK-Typen (GK 19 mm, 38 mm und 76 mm, Wasser, Zement und Sand) wurde mehr Energie aufgewendet für den Bruch der kantigeren Zuschläge als für das Herauslösen der runden Körner aus dem Zementsteingefüge in der Bruchhfläche. Das Herauslösen der runden Körner resultiert in einer grösseren Bruchprozesszone als bei der Verwendung von Kantkorn. Die Brucheigenschaften der CJ-WST Proben ("combined joint - wedge-splitting-test specimen") sind unterschiedlicherer Grössenordnung und waren geringer als die normalen WST-Proben (in einem Zug betoniert, ohne schwächende Betonierarbeitsfuge in der Starterriss-/Kerbenrichtung wie bei den "CJ-WST Proben). [182]

Der Einfluss von gebrochenen gegenüber rundem Korn auf die bruchmechanischen Kennwerte wurde von NALLLATHAMBI u.a. [137] im Drei-Punkt-Biegeversuch (3PB) untersucht. Sie fanden für Bruchkorn höhere G_c-Werte als für Rundkorn.

Zu beachten sind auch die Arbeiten von SAOUMA u.a. [78, 79, 182] die einen materialtechnologischen Einfluss von Wasserdruck in der FPZ experimentell mit einer modifizierten WST (Keilbelastung und dichte Wasserdruckbeaufschlagung der FPZ im Versuch) nachgewiesen haben. Demnach sinkt die Bruchzähigkeit und die kritische Bruchenergie. Diese Untersuchungen passierten im Hinblick auf dieses sehr oft auftretende mechanische Problem bei geschädigten Sperrenbauten im Wasserbau wo Wasser bis zur Rissspitze vordringen kann. Siehe dazu die Beispiele in [182].

Zum kritischen Nachvollzug sei an dieser Stelle einmal angemerkt, dass sich die oben genannte Autoren in [15, 23, 24, 37, 41, 42, 44, 46, 54, 56, 74 bis 80, 88, 92, 97, 101] mit der Anwendung der Betonbruchmechanik auf Sperrenbetone und Prüfung dessen beschäftigten.

Der Einfluss des W/Z-Wertes auf die Grössenabhängigkeit von G_f wurde von HOR-VATH u.a. [138] an 3PB-Proben und direkten Zugversuchen untersucht. Für niedrige W/Z-Werte stieg die Bruchenergie mit der Probengrösse an, während für hohe W/Z-Werte kein solcher Effekt nachgewiesen werden konnte. TRUNK [47] fand für Mörtel mit unterschiedlichen W/Z-Werten (W/Z = 0,48 bis 0,55) im Keilspaltversuch in allen Fällen einen Anstieg von G_f bei zunehmender Probengrösse. Weitere Ergebnisse über den Einfluss des W/Z-Wertes auf bruchmechanische Kennwerte von Beton sind in [137] zusammengefasst. [38]

Aufbauend auf den Versuchen von KAPLAN [102] zur Bestimmung des Risswachstums in Beton, wurden verschiedenste Einflussfaktoren auf die Bruchzähigkeit und die kritische Energiefreisetzungsrate überprüft. Umfassende Zusammenstellungen dieser Ergebnisse sind in [48, 108] ersichtlich.

BRAMESHUBER [48] fasste zusammen:

- Mit steigendem Probenalter nehmen die K_{IC} und G_{IC} zu [48].
- Mit sinkendem Zementgehalt und steigendem W/Z-Wert nehmen K_{IC} und G_{IC} geringfügig ab [48].
- Manche Autoren erkennen keinen Einfluss der Risstiefe während andere wiederum sinkende K_{IC} und G_{IC}-Werte für Beton mit zunehmender Risstiefe beobachten konnten [134, 140].
- Mit steigender Maximalkorngrösse wird bei gleicher Betonqualität eine Zunahme der Bruchzähigkeit beobachtet [134]. Dies wird von den Autoren auf die zunehmende Behinderung des Rissfortschrittes mit steigenden Grösstkorn zurückgeführt. HILSDORF u.a. [148] argumentieren diesbezüglich mit einer Ausdehnung der FPZ bei wachsender Maximalkorngrösse. [38]

Die Einflüsse der Probengeometrie bei der experimentellen Ermittlung bruchmechanischer Werkstoffparameter sind zahlreich und lassen sich in die folgenden Einflussgruppen unterteilen [47]:

- Ligamenthöhe H_L, wobei der Einfluss der Probenform nicht berücksichtigt wird.
- Charakteristische Probendimension H bei geometrisch ähnlichen Proben
- Verhältnis der Kerbtiefe a zur Probenhöhe H bei ansonsten gleichen Probenabmessungen [38 S27]
- Probendicke t
- Exzentrizität e bei gleicher Ligamentgeometrie und Ligamentgrösse
- Ligamenthöhe H_L bei gleicher Exzentrizität e (hierzu liegen in der Literatur keine Untersuchungen vor [38 S28]).

Im ersten Punkt ist eine separate Trennung von den übrigen Geometrieparametern nicht möglich. Ansonsten kann immer ein Geometrieparameter variieren. Auf die beiden letzten Punkte wird hier nicht eingegangen.

Im wesentlichen erkannten eine Reihe von Autoren, dass mit Zunahme der Ligamenthöhe die Bruchenergie angestiegen ist. WITTMANN u.a. [150] beobachtete für den Keilspaltversuch eine grössere Abhängigkeit der Bruchenergie von der Ligamenthöhe als von der Probendicke t. Deshalb empfehlen sie für bruchmechanische Versuche an Beton die Wahl einer Probendicke vom drei- bis fünffachen des Grösstkorndurchmessers. Eine ausführliche Zusammenstellung experimenteller Daten hinsichtlich des Einflusses der Ligamenthöhe H_L und der Probendicke t auf die Bruchenergie wird von TRUNK [47] für Zementstein, verschiedene Mörtel, wie beispielsweise Fein- und Spezialmörtel mit unterschiedlichen W/Z-Werten, Normalbeton und Staumauerbeton gegeben. WITTMANN's Untersuchungsergebnisse, die von TRUNK [47] bestätigt werden, stehen im Gegensatz zu den Annahmen des multifraktalen Grösseneinflussgesetzes von CARPINTERI [143], da hier die spezifische Bruchenergie nur von der Bruchfläche abhängen soll. Aufgrund der experimentellen Ergebnisse von TRUNK [47] wird deutlich, dass die spezifische Bruchenergie G_f nicht nur geometrie- sondern auch grössenabhängig ist. Die Tatsache, dass die Ligamenthöhe H_L einen wesentlich höheren Einfluss auf G_f besitzt als die Probendicke bzw. Ligamentbreite t lässt sich nach TRUNK mit der unterschiedlichen Ausdehnung der FPZ zu Beginn bzw. bei fortgeschrittenem Schädigungsprozess erklären. Zu Beginn der Werkstoffverformung ist das geschädigte Werkstoffvolumen noch klein, weil die FPZ noch nicht vollständig ausgebildet ist und die daraus resultierende Rissausbreitung entsprechend gering. Mit zunehmender Beanspruchung des Werkstoffes wird sich das Schädigungsvolumina solange vergrössern bis die maximale Längenausdehnung der FPZ erreicht ist. Die anschliessende Ausbreitung des realen Risses kann dann in grösseren Längeneinheiten ablaufen, weil der Riss in diese Schädigungszone hineinläuft, woraus ein Anstieg von G_f für grössere Probendimensionen resultiert [38 S29].

Hinsichtlich der charakteristischen Probendimension H wurden erkannt und aufgezeigt [38 S29], dass auch hier die Tendenz einer Zunahme der Bruchenergie mit steigender Probendimension bei geometrisch ähnlichen Proben vorliegt. BRAMES-HUBER und HILSDORF [151] konnten für den 3PB-Balkenversuch sogar eine Abhängigkeit der Bruchenergie von der Einbaulage im Versuchsstand aufzeigen, die sie auf die unterschiedliche Verteilung des Biegemomentes über die Balkenlänge infolge des Eigengewichtes zurückführten. [38]

Die meisten Untersuchungsergebnisse bezüglich des Geometrieeinflusses auf die spezifische Bruchenergie liegen für identische Proben mit unterschiedlichen Verhältnis der Kerbtiefe a zur Probenhöhe H vor. Trunk [47] lieferte eine Zusammenfassung der Ergebnisse von NALLATHAMBI u.a. [134], BRÜHWILER [46], MALVAR und WITTMANN [150]. In allen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass mit zunehmenden Verhältnis von Kerbtiefe zu Probenhöhe (Riss wird länger) die Bruchenergie sinkt. Dieses Ergebnis steht im Einklang mit dem Ergebnis, dass Gf mit zunehmender Ligamenthöhe ansteigt (also der Starterriss kürzer ist). BRÜHWILER und WITT-MANN führten Experimente mit der Keilspaltmethode an unterschiedlichen Betonmischungen durch. NALLATHAMBI u.a. variierten in ihren Versuchen den Maximalkorndurchmesser und bestimmten die Abhängigkeit der Bruchenergie von a/H für unterschiedliche Mörtel- und Betongualitäten, die wiederum mit der Maximalzuschlagkorngrösse charakterisiert wurden. Anhand dieser Versuche konnte gezeigt werden, das auch mit steigendem Maximalkorndurchmesser die Bruchenergie zunimmt. BRAMESHUBER [48] gibt eine Zusammenfassung über Untersuchungsergebnissse hinsichtlich der Kerbempfindlichkeit zementgebundener Werkstoffe aus den 70er und 80er Jahren. Auch aus diesen Untersuchungen ist ersichtlich, dass für Mörtel und Beton mit steigendem Grösstkorn die Kerbempfindlichkeit abnimmt [152, 153], wobei beim Beton im Gegensatz zum Mörtel keine Tendenz hinsichtlich der Probengrösse festzustellen ist. SHAH u.a. untersuchten die Kerbempfindlichkeit von Zementstein, Mörtel sowie Beton im Biegeversuch und fanden heraus, dass Zementstein stark kerbempfindlich, Mörtel bis 3 mm Sandkorn wenig und Beton mit Zuschlagskorngrösse mehr als 10 mm kerbunempfindlich ist. So werden in den RILEM-Testvorschlägen [11 S162-243, 12, 189] die Starterrissbreiten mit bis zu 5 mm beim TPFM (a/H = 1/3), weniger als 3 mm beim ECM (a/H = 0.2 bis 0.6, vorzugsweise a/H = 0.3 bis 0,4), und so gering als möglich aber nicht breiter als 0,5-fache des Grösstkorndurchmessers beim SEM (a/H = 0,15 bis 0,5). [38]

Der Einfluss der Kontaktzone (Mikrostruktur) und die Brucheigenschaften wurden schon in Kapitel 2.3.2 erläutert. Weiters gilt es als erwiesen, dass wenn die FPZ-Ausdehnung (Länge und Breite) zu gering angenommen wird, so wird die Bruchenergie unterschätzt. Nach BAZANT hängt die Dimension der FPZ vom Grösstkorndurchmesser ab und soll für Natursteine in der Länge etwa der 20-fachen und in der Breite ca. dem 5-fachen der Maximalkorngrösse entsprechen. ALFES findet stattdessen für Sandsteine eine Breite der FPZ die dem 12-fachen und eine Länge, die dem 30- bis 50-fachen Grösstkorndurchmesser entspricht. [38 S31]

Luftfeuchtigkeit oder Wasser beeinflussen bekanntlich das Festigkeitsverhalten von porösen mineralischen Baustoffen [186]. Es gibt bei feuchteren Proben einen Festigkeitsverlust. Die Festigkeit und die Bruchenergie nehmen ab, wenn die Proben feucht oder in Wasser statt in Luft gelagert sind. Ebenso wird die Bruchzähigkeit durch die Feuchtigkeit reduziert. Dies deckt sich mit den Untersuchungen von BRÜHWILER und SAOUMA [78, 79]. Die Duktilität nimmt dagegen mit steigender Probenfeuchte zu. In der Literatur fehlen aber weitere Angaben (mit Ausnahme von BRÜHWILER und SAOUMA [78, 79]), ob die Feuchtigkeit auch eine Änderung der FPZ hervorruft. ALFES erkannte das wassergelagerte Sandsteinproben auf Zugfestigkeitswerteverluste von 30 bis 60 % gegenüber luftgetrockneten Proben haben. Die Verformungen haben aber bei feuchten Sandsteinproben gegenüber den trockenen zugenommen. [38 S33]

Im Vergleich zum Mörtel besitzt Zementstein einen deutlich geringeren Bruchenergiewert. Die Maximalspannung und die Steifigkeit sind vom W/Z-Wert unabhängig. Im Druckversuch gibt es aber wieder einen signifikante Abhängigkeit vom W/Z-Faktor. Dies ist auf die Eigenspannungen in der Zementsteinmatrix zurückzuführen, welche durch die Hydratation im zementgebunden Baustoff entstehen. Bei Anwendung einer Drucklast werden diese Eigenspannungen reduziert, während bei einer Zugbeanspruchung der initiale Spannungszustand entscheidend die Maximalspannung beeinflusst. Hinsichtlich der Werkstoffduktilität ist ein zunehmendes sprödes Bruchverhalten mit ansteigendem W/Z-Wert zu beobachten (Druckfestigkeit ist geringer). Dabei besitzen Mörtel im Vergleich zu reinem Zementstein eine grössere Duktilität, die auf die rissehemmende Wirkung der Sandkörner im Mörtel zurückzuführen ist. [38 S34]

MINDESS ergründete die geschichtliche Entwicklung der Betonbruchmechanik und veröffentlichte 1984 zum Thema passend in [25 S 67ff] einen Übersichtsartikel. Dabei zeigte er exemplarisch die widersprüchlichen Ergebnisse und den daraus abgeleiteten Erkenntnissen aus den verschiedenen experimentellen Betonbruchmechanik-Analysen bis zu diesem Zeitpunkt:

Ein grosser Teil der Forschung widmete sich dem Problem der Ermittlung von gültigen "wahren" K_C- und G_C-Werten und deren Einflussparameter. Es wurde entdeckt, das K_{IC} zunimmt mit Steigerung des Zuschlagsvolumen, mit Steigerung der Grösse des Grösstkorn und mit der Steigerung der Rauhigkeit der Zuschläge (alluviale Ablagerung sind eher rund und glatt, künstlicher Bruch ist rauher und kantiger). K_{IC} sinkt mit Zunahme des W/Z-Faktors (kleinere Festigkeit) und Zunahme des Luftgehaltes (kleinere Festigkeit, weniger dicht). K_{IC} nimmt zu mit zunehmenden Betonalter (Festigkeitssteigerung). K_{IC} wird grösser, wenn die Belastungsrate (schnellere Belastungsgeschwindigkeit, bis hin zu schlagartige bzw. explosionsartige Einwirkungen, diese erhöhen scheinbar die Festigkeit) gesteigert wird. Jegliche Form von Bewehrung (Faserbeton, Polymer-Beton u.a.m.) steigert den K_{IC} -Wert. Auch untersuchte man den Zusammenhang zwischen Risswachstumsgeschwindigkeit und K_{I} – es gibt keine übereinstimmenden Aussagen.

In einer anderen extensiven experimentellen Forschungsreihe untersuchte man den Einfluss der Probengeometrie und Probengrösse auf die bruchmechanischen Parameter. Die Resultate dieser Forschungsreihen sind sehr widersprüchlich. Die Wechselhaftigkeit der Ergebnisse veranlasste eine Reihe von Forschern zur Hinterfragung der Anwendbarkeit der LEBM auf zementgebundene Baustoffe [70, 76, 85]. KESLER kam z.B. zum Schluss, dass die LEBM-Konzepte nicht direkt anwendbar sei auf Zementstein, Mörtel und Beton. Auch andere schlossen sich dieser Erkenntnis an (E-VANS, MARATHE 1968, KIM, KO, GERSTLE 1980, SWARTZ, HU, JONES 1978). Trotzdem "glaubten" die meisten Forscher an die Anwendbarkeit der LEBM für zementgebundene Baustoffe.

Das nichtlineare Verhalten von Beton führte zu Untersuchungen mittels J-Integral-Methoden, R-Kurvenkonzepten. Kritischen COD-Konzepten. Von einem "smearedcrack-model" ausgehend, wurde dann das fiktive Rissmodell von HILLERBORG [115] entwickelt.

Wie schon zuvor angeführt, waren die ersten Forscher der Ansicht, die LEBM könne auf zementgebundene Baustoffe angewendet werden. Dies führte zu vielen Studien zur Messung von K_C und G_C . Viele verschiedene Testmethoden [182] wurden verwendet, die gängisten waren bzw. sind der einfach gekerbte (single edge notch – SEN) Biegebalken als Drei-Punkt-Biegebalken (3PB) und Vier-Punkt-Biegebalken (4PB). Auch wurden viele verschiedene Probengrössen verwendet. Es gibt natürlich Streuungen in den Ergebnissen. MINDESS veröffentlichte zwecks Vergleichsmöglichkeit in chronologischer Reihenfolge Forschungsergebnisse und listete diese tabellarisch in [25] auf. Auf eine Wiedergabe wird hier verzichtet, und es sei auf die oben genannte Literaturstelle [25] verwiesen. Auch SWAMY veröffentlichte derlei "alte" Prüfergebnisse in [21 S411].

In den meisten Fällen wurde eine Abhängigkeit des K_C und G_C von der Risslänge festgestellt. Ein Materialkennwert bzw. Materialparameter nach der LEBM müsste unabhängig von der Risslänge bzw. der relativen Kerbtiefe sein. Eine Reihe von Forschern befanden, dass K_C und G_C unabhängig von der Risslänge sei, wie z.B. E-VANS, CLIFFTON, ANDERSON 1976; GJORV, SORENSON, ARNESEN 1977; KIM, KO, GERSTLE 1980; BRANDT 1980; BROWN, POMEROY 1973; YOKOMICHI, FU-JITA, SAEKI 1973 und MAZARS 1977. GJORV befand, dass dies nur zutreffe bei Zementstein, bei Mörtel und Beton sinkt der K_C-Wert mit der Kerblänge.

Auch andere Forscher wiederum produzierten sehr verschiedene Resultate. OHI-GASHI 1978 und HARRIS 1972 fanden heraus, dass die Bruchenergie merklich sinkt mit Zunahme der Kerbtiefe, - während MAI 1979 befand, dass die Bruchenergie steigt mit zunehmenden Risswachstum.

Vergleichbare Studien wiederum zeigten (HILLEMEIER, HILSDORF 1977; KESLER, NAUS, LOTT 1971; WATSON 1979), dass K_C und G_C abnehmen mit zunehmender Kerbtiefe. HILLEMEIER, HILSDORF fanden heraus, dass sich die Resultate stabilisieren, und zwar ab einem Kerblängen/Höhen-Verhältnis von 0,6. WATSON zeigte wiederum, dass G_C sinkt, wenn das Verhältnis Balkenspannweite/Balkenhöhe zunimmt. Andere Studien ergaben komplett andere Ergebnisse – sie zeigten eine Zunahme bei den K_C - und G_{IC} -Werten mit zunehmender relativer Risslänge (BROWN

1972; WATSON 1978; ROMUALDI, BATSON 1963; DESAYI 1977). Zum Schluss kamen einige Forscher zur Erkenntnis, dass die Bruchzähigkeit nicht von der relativen Kerblänge abhängt, sondern von der Probengrösse.

Allgemein wurde befunden, dass K_C mit Zunahme der Probengrösse grösser wird (HIGGINS, BAILEY 1976; STRANGE, BRYANT 1979; NISHIOKA, YAMAKAMA, HI-RAKAWA, AKIHAMA 1978; KITAGAWA, KIM, SUYAMA 1976).

Für verschiedene Probengeometrien wurden verschiedene K_C-Werte bestimmt (BROWN 1972; POMEROY, BROWN 1973; NISHIOKA, YAMAKAMA, HIRAKAWA, AKIHAMA 1978; KITAGAWA, KIM, SUYAMA 1976). Die Gründe für diese Diskrepanz wurden nicht wirklich verstanden. Es gibt viele Gründe für dieses Werkstoffverhalten von Beton. Einige Probleme liegen an der experimentellen Technik selbst. Die meisten Forscher haben nicht das langsame Risswachstum berücksichtigt, dies führt zu einer Unterbestimmung der effektiven kritischen Riss-länge, später erst erkannte man das energiedissipierende Verhalten der FPZ.[25]

Wenn man Anstrengungen unternahm langsames Risswachstum zu gewährleisten, so wurde dies grossteils auf Basis der "Compliance-Messungen" bewerkstelligt. Naturgemäss ist die Nachgiebigkeit einer gekerbten (gesägte oder durch Blecheinlagen geschalte) Probe nicht vergleichbar mit einer natürlich gerissenen Probe. Im ersten Fall gibt es keine Interaktionen zwischen den "glatten" Rissflächen. Im zweiten Fall kommt das Softening-Verhalten des Betons in der natürlichen rauhen Rissfläche zum Tragen. KIM zeigte 1980 auf, dass die Compliance-Methode zur Bestimmung von langsamen Risswachstum nicht passend sei, wenn eine nennenswerte Rissverzweigung nahe der Rissspitze passiert.

Alle oben erwähnten Tests wurden an verschiedensten Testmaschinen und Belastungseinrichtungen mit sehr unterschiedlichen Steifigkeiten und Nachgiebigkeiten durchgeführt (Beispiele dazu in [182]). MINDESS und BENTUR zeigten in [25] weiters auf, dass die Maschinensteifigkeit keinen signifikanten Einfluss auf K_C hat, sehr wohl aber bei Bruchparametern wie die Bruchenergiewerte G_C, welche basierend auf der vollständigen stabilen Last-Verformungskurven-Aufzeichnung (stetig ansteigender Ast bis und stetig abfallender Ast nach der Höchstlast) bestimmt werden. Hier hat die Maschinensteifigkeit (und auch Probensteifigkeit) einen grossen Einfluss.[25]

2.4 Prüftechnisches Stabilitätskriterium

TSCHEGG [114] beschrieb das Problem der bruchmechanischen Versuchsstabilität wie folgt:

Möchte man zur Charakterisierung von heterogenen Werkstoffen ein Energiekriterium heranziehen (siehe auch SURBERG [38 S43-44]), müssen die nachfolgend dargestellten Phänomene berücksichtigt werden.



Abb. 2.3-32: Stabiliät der Rissbildung mit einer 3PB-Probe [114]a.) Instabiler oder katastropaler Rissb.) Semistabiler Rissc.) Stabiler Riss

Ein Mass für die Rissinitiierung stellt die Oberflächenenergie γ_i dar. Führt man in die Beziehung der Spannungsintensität $K_I = \sigma.(a. \pi)^{1/2}$. Y_I die Oberflächenenergie ein, so erhält man unter Zugrundelegung der Beziehung $K_{IC} = (2. \gamma_i.E)^{1/2}$, die den Zusammenhang von γ_i mit der Bruchzähigkeit zeigt, die effektive Oberflächenenergie γ_i in der Form:

$$\gamma_i = \frac{\sigma_c^2 . a}{E} . \frac{Y_I^2}{2}$$
 Glg. 2.3-31

Bei heterogenen Werkstoffen ist jedoch die alleinige Angabe der Rissinitiierungsenergie unzureichend, da dadurch die Vorgänge hinter der Rissspitze (Rissspitzenabschirmung z.B. durch den Kornbrücken-Effekt – "bridging effect") die aufzuwendende Brucharbeit deutlich erhöht wird.

Um bei der Versuchsdurchführung die Bruchenergie korrekt und vollständig aufnehmen zu können, ist ein stabiler Bruchverlauf notwendig. Dieser unterscheidet sich, wie in Abb. 2.3-32 dargestellt und nachfolgend erklärt, deutlich von Brüchen mit instabilen Erscheinungen:

- a. Instabiler oder katastrophaler Riss: Es kommt nach der Rissinitiierung, d.h. nach Erreichen der Maximalkraft sofort zum Bruch, ohne dass ein weiterer nennenswerter Vorschub der Prüfmaschine notwendig ist.
- b. Semistabiler Riss: Nach der Rissinitierung breitet sich der Riss schlagartig aus, kommt jedoch noch deutlich vor Erreichen des Kraftnullpunktes zum Stillstand. Für die vollständige Trennung der Probe ist nun ein zusätzlicher Vorschub von Nöten.

c. Stabiler Riss: Um den Riss langsam durch die Probe zu treiben (langsames Risswachstum, eine vollständige Ausbildung der FPZ, möglich durch geeignete Probengrössenwahl, zusätzlich ist optimal hinsichtlich der Gültigkeit der ermittelten Werkstoffparameter, aber kein Stabilitätserfordernis), ist zu jedem Zeitpunkt des Versuches ein Vorschub der Prüfmaschine erforderlich. Die bruchenergiekonsumierenden Vorgänge nach Überschreiten des Kraftmaximums können aufgezeichnet und somit das Materialentfestigungsverhalten ("softening-behaviour") bestimmt werden.

Nur bei stabilem Rissverlauf ist die vollständige Brucharbeit als Fläche unter dem Last/Weg-Diagramm bestimmbar. Ein Kriterium für die stabile Rissausbreitung lässt sich aus der Energiebilanz des gesamten Prüfsystems ableiten.

Bezeichnet man die in der Probe elastisch gespeicherte Energie mit E_P , jene der Prüfmaschine mit E_M und die Energie zur Rissfortpflanzung mit E_R , so ergibt sich das Stabilitätskriterium der Glg. 2.3-32 mit der Risslänge a:

$$-\frac{d(E_P + E_M)}{da} \le \frac{dE_R}{da} \quad [Nm/m] \qquad \text{Glg. 2.3-32}$$

Aus der Glg. 2.3-37 ist zu ersehen, dass die Verminderung der potentiellen Energie in der Probe, Krafteinleitungsvorrichtung und Prüfmaschine bei stabilem Rissfortschritt maximal gleich der erforderlichen Rissausbreitungskraft sein darf. Durch den Vorschub der Prüfmaschine muss während der gesamten Versuchsdurchführung stets Arbeit geleistet werden.

Die Einflussfaktoren der Energiebilanz nach Glg. 2.3-32 führen zu folgenden Forderungen für die Bewerkstellung hinsichtlich einer stabilen Last/Weg-Diagramm Aufzeichnung bzw. stabile Versuchsdurchführung:

- a. Die Prüfmaschine und die zur Versuchsdurchführung erforderlichen Prüfvorrichtungen sollen möglichst steif und somit unnachgiebig sein, denn nur so ist es möglich, wenig elastische Energie zu speichern.
- b. Die Probengeometrie beeinflusst die Stabilität. Bei einem grossen Quotienten a/b (Risstiefe bzw. Nuttiefe zu Probendicke/Risslänge) nimmt diese zu. Die Erhöhung der Probengrösse (Risslänge) verringert hingegen die Stabilität der Versuchsdurchführung.
- c. Die Werkstoffeigenschaften beeinflussen ebenfalls die Stabilität. Diese sinkt tendenziös, wenn der E-Modul des Materials gross ist und/oder das Verhältnis Rissinitiierungsenergie zu gesamter Bruchenergie gross ist.

Bei der Keilspaltmethode nach TSCHEGG [95, 96] entfällt die Problematik mit der Berücksichtigung des Eigengewichtes im Versuch und in der Auswertung. Hier sind unter Prüfeinrichtung der verwendete Keil und die Kraftumlenkstücke zu verstehen [182]. Die horizontale Kraftkomponente (Splitting Kraft) dient zur Rissöffnung (CMOD) und Spaltung der Probe, wohingegen die vertikale Kraftkomponente den Rissverlauf richtungsgebend in der von der Starterkerbe und dem linienförmigen Auflager bestimmten Ebene stabilisiert [182 S66ff]. Der Winkel des Belastungskeiles führt zu einer Änderung der tatsächlich wirksamen Maschinensteifigkeit. Durch die Wahl eines kleinen Keilwinkels erhöht sich die Maschinensteifigkeit [154]. Dieser Umstand bewirkt eine deutliche Stabilitätserhöhung bei der Durchführung von Keilspaltversuchen. Diese Versuchsmethode hat auch primär in der Untersuchung von grossen Proben und von Massenbetonen von Sperrenbauwerken in den letzten 2 Jahrzehnten eine führende und zweckdienliche Rolle gespielt [15, 17, 19 S101-S110, 23, 24, 28 S779-S787, 32, 70, 74, 75, 76, 78, 79].

BRÜHWILER [46] hielt in seiner Dissertation ("Bruchmechanik von Staumauerbeton unter quasi-statischen und erdbebendynamischen Belastungen") auch fest, dass die Stabilität der Versuchsdurchführung einer energetischen Betrachtungsweise unterworfen werden kann. Während der Testdurchführung wird neben dem Probekörper auch die Prüfmaschine belastet. Beides zusammen ergibt ein geschlossenes System und ist verbunden durch eine Messeinrichtung von kontrollierenden Parametern. Während der Laststeigerung wird die elastische Energie im Probekörper als auch in der Prüfmaschine gespeichert. Nach der Peak-Load bzw. der Maximallast (Zugfestigkeit im Material wird erreicht) schreitet der Riss weiter voran. Zu diesem Zeitpunkt wird die reversible elastisch gespeicherte Energie im Probekörper und in der Prüfmaschine freigegeben und in der Bildung von neuen Rissoberflächen umgesetzt. Wenn die Bruchenergie vom Prüfmaterial grösser ist als die reversible elastisch gespeicherte Energie im System, so verläuft der Versuch stabil. Ein Nachbruchverhalten kann aufgezeichnet bzw. gemessen werden. Die Wirkung der Summe der reversiblen elastisch gespeicherten Energie kann durch kontrollierende Parameter im Prüfsystem überwacht werden. Lastkontrollierte Prüfungen können niemals stabil verlaufen, denn diese ermöglichen keine Reduzierung der Last nach der Peak-Load. Die kolbenhubgesteuerten oder durchbiegungsgesteuerten Balkenversuche sind nur stabil, wenn man eine sehr steife Prüfmaschine verwendet. Verformungs- oder CMOD-kontrollierte Tests auf servo-hydraulisch closed-loop gesteuerten steifen Prüfmaschinen sind das Optimum, denn die Summe der elastisch gespeicherten Energien ist dabei genügend gering, um die Versuche stabil "auszufahren" ("evaluation of the post-peak response"). Wenn aber die gespeicherte Energie überwiegend im Probekörper liegt, so wird auch bei verformungsgesteuerten Versuchen Instabilität die Folge sein! Gerade bei den bruchmechanischen Balkenversuchen [182] spielen die kontrollierenden Parameter eine "schlachtentscheidende" Rolle, wenn die Stabilität in der Versuchsdurchführung erforderlich ist.

Beispiele von betonbruchmechanischen Testmethoden im Mode I sind in [182] ersichtlich. Die heute gebräuchlichste Testmethode für Mörtel, Normalbeton, Massenbeton, Asphalt, Kontaktzoneneigenschaften und Bohrproben (als Bauwerksbetonprüfung) ist der Keilspaltversuch (WST) nach TSCHEGG (prismatische und zylindrische Probekörper). Der Biegebalkenversuch (3PB, 4PB) [60] als RILEM-Empfehlung ist eine brauchbare Alternative für Labors mit geringer Versuchsausstattung. Felsgestein, mit seiner Anisotropi und Inhomogenität (der Kerbenverlauf, die Risslage, ist auch eine Funktion der geologischen Schichtenverläufe), wird mittels "Chevron Bend" (CB, CNRBB), mit dem "Short Rod " Probenkörper (SR) oder mit dem "Semicircular Core Bend" (SCB) bruchmechanisch im Mode I untersucht (ISRM-Empfehlung) [11 S217-238, 182]. Die allseits anerkannte internationale Normierung der betonbruchmechanischen Versuchsmethoden ist noch ausständig.

2.5 Beispiele bruchmechanischer Prüfungen von Massenbeton

A. Wesentliches zur Massenbetontechnologie im Talsperrenbau [49, 154, 192]

Beton – vom lateinischen "bitumen" (Erdharz) abgeleitet – ist eine Mischung aus Zementmörtel und Zuschlagstoffen (grober Kies, Steinschotter, gebrochenes Korn). Im Zement (aus Kalkstein und Ton, geröstet bei 1400 Grad Celsius) gibt es auch Zumahlstoffe (Flugasche, Hochofenschlacke, Trass), je nach Anwendungszweck und Bedarf. Die Entwicklung des Betons geht zurück auf die Römerzeit, in dieser Zeit wurde der Baustoff auch erfolgreich zum Bau der Wasserleitungen verwendet. [154]

Nach WESCHE [49 S323-324, 166] wird als Massenbeton Beton für Bauwerke (z.B. Staumauern und Kernkraftwerke) und Bauteile (z.B. Fundamente) bezeichnet, deren Querschnitte so dick sind, dass die Hydratationswärme des Zements betontechnologisch berücksichtigt werden muss. Das heisst, dass Massnahmen getroffen werden müssen, um die Entstehung von Rissen infolge von Temperaturspannungen zu verhindern. Dazu kann beim unbewehrten Beton der Zementgehalt bis zu 125 kg/m³ bis 140 kg/m³, bei Vorsatzbeton und im Bereich der Staumauerkrone bis 200 kg/m³ gesenkt werden. Ein Grösstkorn des Zuschlags bis zu 400 mm hat bei früheren Bauwerken zu Problemen mit dem Verbund zwischen Feinbeton und Grobzuschlag infolge der grossen Inhomogenitäten geführt. Heute wird deswegen das Grösstkorn auf etwa 180 mm beschränkt. Bei Staumauern im Hochgebirge ist dem oft hohen Glimmergehalt des Zuschlags und der damit verbundenen Festigkeitsminderung Beachtung zu schenken,- ebenso der möglichen nachteiligen festigkeitsmindernden Erscheinung der Alkali-Aggregat-Reaktionen (AAR) im Beton [44, 97, 99, Anlage 6]. Meist sind Arbeitsfugen zum Abführen der Hydratationswärme notwendig. Ihre Zahl sollte aber möglichst gering bleiben. Lotrechte Arbeitsfugen werden meist nachträglich mit Zementleim verpresst. Bei waagrechten Arbeitsfugen wird wenige Stunden nach Betonierende die Zementleimschicht mit Wasser oder Druckluft entfernt, und so eine rauhe Oberfläche durch Freilegung der obersten Kornstruktur geschaffen. Weiters wird dann darauf eine Feinbetonschicht aufgebracht. Zur Vermeidung von Rissen muss die Frischbetontemperatur (Abbindewärme) gegebenenfalls durch Kühlen gesenkt und die Abkühlgeschwindigkeit durch wärmedämmende Schalung und Matten über den Querschnitt möglichst gleich gehalten werden. Die notwendige Wartezeit zwischen zwei Betonierabschnitten ergibt sich aus bauphysikalischen Wärmeberechnungen [167, 168, 171, 174, 175].

In [149] definiert das ACI Komitee 207 Massenbeton wie folgt: "Mass concrete is any large volume of cast-in-place concrete with dimensions large enough to require measures to be taken to cope with the generation of heat and attendant volume change to minimise cracking."

In Österreich gilt für die Herstellung von Massenbetonen im Kraftwerksbau zusätzlich die Verbandsrichtlinie der Elektrizitätswerke Österreichs [170] neben den gültigen EN-Vorschriften für die Herstellung, Überwachung und Prüfung von Beton in Anlehnung an den Eurocode 2 bzw. ENV 206 [171]. Wesentliches zur Massenbetontechnologie am Beispiel der Kölnbreinssperre ist in [192] dokumentiert.

B. Bruchmechanische Testungen von Massenbeton [182 S 84-163]

LINSBAUER [23, 28 S779-787, 182 S90] untersuchte 1989 aus der Kölnbreinsperre entnomme Bohrproben des Mauerbetons. Untersuchungszweck war u.a. die erforderlichen Injektionsarbeiten im Rahmen der Schadensbehebung und weiteren Sanierung, die mittels eines K_{IC}-Wertes des eingesetzten und gealterten Baustoffes beurteilt werden können, d.h. die maximal anzuwendenden Iniektionsdrücke können seitens der bruchmechanischen Materialprüfung abgeschätzt werden. Dadurch liegen die Injektionsdrücke im Mauerwerk hinsichtlich einer injektionsbedingten Ausbreitungsgefahr (weiteres Risswachstum) der bestehenden Risse im sicheren Bereich. Das Hauptproblem waren die begrenzten Bohrdurchmesser, und dadurch kann es vorkommen, dass der Prüfling im wesentlichen primär aus dem Grösstkorn besteht, und man eigentlich keine Verbundwerkstoffprüfung vorliegen hat. Die ermittelten Bruchkennwerte der Massenbeton-Bohrproben der Kölnbreinsperre lagen im Mittel bei G_F = 155 N/m, K_{IC} = 1,87 MN/m^{+3/2} und E-Modul E = 22600 MN/m². Die Bruchzähigkeit wurde aus der Bruchenergie und dem E-Modul errechnet. Mit ansteigenden Probengrössen ergeben sich ansteigende mittlere Bruchenergiewerte. Dieses bekannte Phänomen (bedingt durch Rissverzweigungen etc.) lässt den Schluss zu, dass die beim Test an kleinen Prüfkörpern erhaltenen Werte als konservativ (sicher) im Sinne der bruchmechanischen Stabilitätsuntersuchung zu betrachten sind. In diesem Sinne wurde auch der oben genannte Wert der Bruchzähigkeit durch eine rechnerische konservative Abschätzung ermittelt. Auch sollte die Probenentnahme im Einvernehmen mit dem zuständigen Prüfingenieur und Gutachter (Experten) erfolgen, damit eine sinnvolle und brauchbare (Entnahme am Ort der Krise, unter Beachtung der Richtung der Arbeitsfugen, Festlegung der Anzahl und Grösse der Proben) Materialprüfung samt nachfolgender gutachterlicher Stellungnahme (Expertise) im Sinne eines Optimums erfolgen kann.

LINSBAUER und SAJNA [15, 19 S101-110, 92, 182 S95] beschäftigten sich auch mit dem "Wet-Screening". Dabei wurde u.a. der Beton der Kraftwerksbaustelle Freudenau, nahe bei Wien liegend, untersucht (GK 64 mm). Der Hintergrund der Methode ist die ACI-Bestimmung in [149], wonach von Massenbeton zylindrische Proben für die Materialprüfung hergestellt werden dürfen, die max. ein Grösstkorn von 38 mm haben. Damm- oder Massenbeton haben aber einen Grösstkorndurchmesseranteil von 80 bis 150 mm und mehr. Grosse Bauwerke wie Staudämme können als homogen angesehen werden. Wegen der Handlichkeit und technischen Problembewältigung sind die Grössen der zu testenden Materialproben limitiert. Prüflinge aus Massenbeton können nicht als homogen angesehen werden. Daher werden die GK-Anteile im feuchten Zustand aus dem Frischbeton herausgesiebt, und mit dem so um das Grösstkorn reduzierten Beton werden die Proben hergestellt. Diese Vorgehensweise wurde auch für die Standardtestproben für die Ermittlung der Druckfestigkeit des Massenbetons der Kops-Staumauer in Österreich gewählt. Letztendlich ergeben die Untersuchungen von LINSBAUER und SAJNA, die auch einen interessanten Umrechnungsalgorithmus ergründet haben (dabei wird im Modellansatz der Grösstkorneinfluss auf die bruchmechanischen Kennwerte als geringer angesehen [74]), dass man aus Massenbeton kleinere Proben herstellen kann aus denen das Grösstkorn zuvor herausgesiebt wird. Diese kleineren Proben können dann in weiterer Folge mit der Keilspaltprüfung (modifizierte Belastungseinrichtung für grössere Proben) im Labor getestet werden, und die so ermittelten bruchmechanischen Materialkennwerte an kleineren Proben "kalkülhaft" extrapoliert werden. Diese Methode (angelehnt an die SEM) deckt sich in etwa mit den Forschungsergebnissen von BRÜHWILER [46, 76], der eine Bruchzähigkeitsbeurteilung von Sperrenbetonen auf Basis des SEM-Untersuchungen an Normalbetonen unternahm.

SAOUMA u.a. [75, 182 S115] präsentierten eine Feldmethode zur Bestimmung von bruchmechanischen Kennwerten von Sperrenbeton mittels Bohrlöchern, anfänglich in Proben, aber auch in Sperrenbauwerken. In diese abgedichteten Bohrlöcher wird Wasserdruck eingebracht und die nachfolgenden Bohrlochdeformationen aufgezeichnet. Die Kraft- und Verformungsaufzeichnungen geben einen direkten Aufschluss über die Bruchkennwerte- bzw. Eigenschaften im Bauwerk selbst. Diese Methode ist wohl die direkteste Art der Materialprüfung und vergleichbar mit einer Bauwerksbetonprüfung bzw. Probebelastungstestung von Konstruktionen.

Bis heute werden im wesentlichen die bruchmechanischen Eigenschaften in der Regel im "Trockenversuch" mit den anerkannten bruchmechanischen Prüfmethoden und Bruchmodellen im Baustofflabor ermittelt. SAOUMA und BRÜHWILER [78, 79, 182 S162] ergründeten den nicht mehr zu vernachlässigenden Einfluss des sich frei ausbreitenden Druckwassers im Betonriss – ein mögliches Einwirkungsszenario, wie es auf wasserseitigen Rissen in Sperrenbauwerken durchaus auftreten kann. Die statischen Untersuchungen dazu wurden mit einem modifizierten mechanischen Keilspaltversuchseinrichtung (Abb. 2.5-1, wasserdichte hydraulische Belastungseinrichtung mit Gummimembran als Druckeinrichtung musste eingeplant werden) unternommen.



Abb. 2.5-1: Prüfgeräteaufwand für den "nassen" Keilspaltversuch mit statischer Einwirkung. [78, 79]

Eine Serie von Druckgebern ("Bewehrung" im Ligament ist nicht vorteilhaft) zur Messung des Druckes entlang der Bruchligamentfläche wurden eingebaut. Die Druckgrössen waren versuchstechnisch mit 1, 3, 5, 7 und 9 bar limitiert. Die Membran verursacht im Spaltprozess Reibungskräfteverluste. Grösstkornanteil bei Mikro-Beton mit GK 9 mm, bei Normalbeton mit 25 mm GK und bei Massenbeton mit 76 mm Grösstkorn. Es zeigte sich, dass bei vorhandenen Wasserdruck im Betonriss beim "Nassversuch" die Bruchkennwerte geringer sind als im vergleichbaren "Trockenversuch" als Referenztest (ohne innere Wasserdruckverteilung in der Bruchprozesszone

des Betonrisses, gleiche Probengrösse und Beton). Die Probengrössen waren für kleine Proben mit 300/300 mm und 100mm Dicke bemessen, grössere Proben mit 840/840 mm und 406 mm Dicke für Massenbeton. Eine Verminderung der Materialeigenschaften (Bruchzähigkeit und kritische Bruchenergie) zufolge Wasserdrucks als hydrostatische Last/Einwirkung (Spannungsrisskorrosion) war beobachtet worden. Zufolge des Wasserdrucks sinken die Bruchzähigkeiten und die Prozesslängen von bzw. im Beton. Die Wasserdruckverteilung entlang der FPZ ist umgekehrt proportional der Rissöffnungsweite und ist nicht konstant, wie herkömmlich angenommen. Die Wasserfront erreicht nicht das Ende der FPZ. Je höher der Wasserdruck desto steiler der Abfall des Druckes in der FPZ. Je grösser die Proben, desto steiler fallen die Kurven im Entfestigungsbereich ab (LINSBAUER [24]). Durch den Wasserdruck wird auch die Grösse der FPZ reduziert. Die BM-Parameter der Referenzproben im Trockenversuch zwischen Normalbeton und Massenbeton weisen geringe Unterschiede auf. Dies deckt sich mit den Beobachtungen in [74]. Man kann daraus schliessen, dass Versuchsergebnisse erzielt an kleineren Betonproben aus Massenbeton, wie er in Dammbauwerken enthalten ist, sinngemäss übertragen werden können. Solange es keine FPZ gibt beeinflusst der geringere Wasserdruck den Versuchsverlauf und das Risswachstum nicht. Ab einer kritischen Rissöffnungsweite können keine Zugspannungen mehr übertragen werden. Geringere Bruchkerbspannungen sind ein Indiz für die Gültigkeit der LEBM, kleinere FPZ vorab des Risses ebenso, und ausserdem eine Bedingung für spröderes Materialverhalten. Eine Drucksteigerung führt so zu unstabilem Risswachstum. Die Reduktion der FPZ zufolge Wasserdruck ist selbst keine Materialeigenschaft, aber ein Synonym für die bruchenergetische Material-eigenschaft. Bei höheren Wasserdrücken reduziert sich die Länge der FPZ und die Belastungskapazität des Risses (Wasserdruck im Riss hat einen instabilitätsfördernden Einfluss). Die kürzere FPZ Länge führt auch zu einem weiteren Vorrücken der Wasserfront, welche sich der Rissspitze (Ende der FPZ, physikalisch wird dieser Ort durch Mikrorisse charakterisiert, die sich noch nicht "verschmolzen" haben, daher kann das Wasser nicht bis zu der "Rissspitze" vordringen) nähert, dort wo die Zugspannung nicht überschritten werden darf. Dadurch wird auch die Übergangslänge, innerhalb dessen der Wasserdruck in der FPZ stetig auf Null abfällt, reduziert. Entlang des spannungsfreien Risses entwickelt sich der direkte volle hydrostatische Druck. Wenn der Wasserdruck bis ans Ende der FPZ dringen kann, dabei alle "Verbindungsstellen" durchtrennen kann, und die Belastungskapazität für Beton weiter reduziert (guasi FPZ-Zähigkeitsverlust), dann hat das fiktive Rissmodell keine Gültigkeit mehr, und man hat es mit einem wahren spröden Werkstoffverhalten zu tun. Die Autoren zitieren in [78, 79] BARENBLATT, der 1962 anlässlich der Untersuchung von hydraulisch belasteten Rissen in Fels folgendes erkannte: ".....das Fluid füllt nicht komplett den Riss aus. Da gibt es immer einen freien Teil des Risses an beiden Seiten der benetzten Flächen. Am Ende der benetzten Fläche gibt es einen starke Verschmälerung des Risses und fast der ganze Druckabfall findet hier statt." Diese frühe Aussage wurde durch die oben beschriebenen Experimente von SAOUMA und BÜHWILER [78, 79] bestätigt. Die Präsenz von hydrostatischen Druck innerhalb eines Risses von Beton führt zu einer Verkürzung der Rissprozesszonenlänge (FPZ, der Ort der Risspitze ist fix) und verringert (reduziert) die bruchmechanischen Eigenschaften G_F und K_{IC} bei zunehmenden hydrostatischen Druck. Die Zugfestigkeit von Beton wird nicht durch den hydrostatischen Druck beeinflusst, jedoch das Bruchverhalten in der FPZ. Anders als in [17 S405] wird in [78, 79] diesbezüglich (richtig) das Gegenteil festgestellt. Die Verwendung von auf Festigkeitskriterien basierenden Beurteilungskriterien ist nicht zulässig, sowohl unter trockenen Randbedingungen und auch beim Vorhandensein von hydrostatischen Druck im Riss bis hinein in die FPZ. Dies macht die Verwendung von Bruchkriterien nach der LEBM bzw. auch nach der EPBM unentbehrlich.

BRÜHWILER [12 S88-89] meinte sinngemäss, dass bei der Analyse von Bauwerken der Grösseneffekt berücksichtigt werden muss. Die Anwendung der bruchmechanischen Eigenschaften ist sehr stark von der Grösse jener Bauwerke abhängig, die mechanisch auf Stabilität analysiert werden sollen, und vom zu verwendenden bruchmechanischen Modell. Basierend auf Experimenten und Grössenabhängigkeitsuntersuchungen wurden die Grenzen der Anwendbarkeit der klassischen LEBM (auch in [70, 74]) auf Betonsperren bewertet [76 S248-249]. Dabei wurde erkannt, dass die LEBM für die mechanische Analyse des unteren massiven Teiles von grossen Schwergewichtsmauern geeignet ist, dort wo geometrisch bedingt EDZ-Verhältnisse vorherrschen. Dabei werden die Nassversuche insbesondere für die wasserseitgen Risse (siehe auch AAR-Problematik [164 S26-27, 182 S162-163, 44] und mehrdimensionale Spannungszustände), Trockenversuche für das Mauerinnere und die luftseitigen Risse im unteren Bereich eine Rolle spielen. Die EPBM sollte für die bruchmechanische Analyse von schlanken ("dünneren") Bogenstaumauern und Stützpfeilermauern und am oberen Ende von Schergewichtsmauern zum Einsatz kommen. Von allen Stahlbetonbauwerken, welche verbundtechnologisch begründet, schlankere Konstruktionen sind (Zustand II Bemessung, also mit gerissener Zugzone, wo die vorhandenen Bewehrungseisen die Zugspannungen übernehmen, abgesehen noch von einer zusätzlichen möglichen oberflächennahen Schwindbewehrung bei grosser Betonüberdeckung als Mindestnetzbewehrung) als die unbewehrten massiven Dammbauwerke (Zustand I Bemessung, ungerissene Zugzone, eine eventuell erforderliche Zugkeilabdeckung bei Schwergewichtsstützmauern im Fundamentauflagerbereich erfolgt ergänzend durch Steckeisen), kann man erwarten, dass sie in den Bereich der EPBM-Modelle fallen.

SAOUMA bemerkte kritisch (entnommen aus [31 S313-314]), dass ein Blick in die Literatur über Bruchzähigkeiten (oder kritische Bruchenergien) von Beton offenbart, dass die meisten bruchmechanischen Prüfungen an "kleine" Probengrössen erfolgen bzw. erfolgten. Das sind Dimensionen, die nicht gross genug sind, um sichere Bruchzähigkeiten im ebenen Dehnungszustand zu ermitteln. Daher sollte man aufpassen, wenn man solche Kennwerte, ermittelt an kleinen Proben, für die bruchmechanische Analyse von grossen Dammbauwerken extrapoliert.

In der Materialprüfung [97] gibt es im allgemeinen zwei grundsätzlich verschiedene Zielsetzungen. Diese können oft nicht mit denselben Prüfverfahren erreicht werden. Einmal gilt es vorherzusagen oder zu erforschen, wie sich der Baustoff oder der Bauteil unter verschiedenen Herstellungs- und Verwendungsbedingungen bzw. bei der vorgesehenen Nutzung, d.h. bei den dort zu erwartenden "Einwirkungen" verhalten wird, also die Grundlagen für die Materialauswahl, die Konstruktion und die Bemessung aber auch für die Schadenserklärung zu schaffen; und zum anderen benötigt man natürlich auch einfache Prüfverfahren, die eine schnelle Kontrolle der bestellungsgerechten Lieferung, der gleichbleibenden Qualität, oder einen Vergleich von konkurrierenden Produkten untereinander erlauben. Für die erste Zielsetzung der anwendungsorientierten Prüfmethoden gilt es, möglichst viele der Einflussfaktoren, die für das Verhalten im Bauwerk eine Rolle spielen können, möglichst wirklichkeitsnah mitzuerfassen (verhaltensorientierte Prüfung), d.h. in der Regel handelt es sich hier um eher aufwendige, mitunter auch sehr teure Prüfungen; im zweiten Fall, bei der Ermittlung von Vergleichswerten, sollen mit einfachen Methoden unter bis ins Detail festgelegten und konstant gehaltenen (genormten, standardisierten) Prüfbedingungen Werte ermittelt werden, die möglichst geringe Wiederholstreuungen und Vergleichsstreuungen aufweisen, aber unter Umständen für das Verhalten unter den Verwendungsbedingungen nur wenig Aufschluss geben. Bei der Festlegung von Prüfungen bzw. bei der Bewertung von Materialprüfungsergebnissen (Gegenstand von Expertisen und Prüfgutachten) sind die beiden oben zitierten grundsätzlich unterschiedlichen Denk- und Verwendungsansätze zu berücksichtigen.

In der bruchmechanischen Materialprüfung von Massenbetonen sind aufgrund des Grösstkorns grössere Betonproben nötig. Die zuverlässigste Technik zur Bestimmung von Bruchzähigkeiten von Sperrenbetonen dürfte die Feldmethode von SAOUMA u.a. [75] sein. Bis heute gibt es noch keine passenderen experimentellen Methoden. Die zweite empfohlene Näherung basiert auf Bohrprobenentnahmen nach LINSBAUER [23, 28 S779-787, 44] und in weiterer Folge auf der Ermittlung der Bruchzähigkeiten basierend auf der Compliance-Methode (BRÜHWILER [46], [182 S20ff, 187]), meistens mit der Keilspaltprüfmethode nach TSCHEGG [95, 96]. In einer dritten möglichen Näherung kann die Bruchzähigkeit extrapoliert werden (SEM), bevorzugt an geometrisch identischen Proben (BAZANT SEM [76]); dies wiederum dürfte schwierig sein, wenn man Proben aus bestehenden Bauwerken gewinnt (Beschränkungen hinsichtlich der Bohrprobendurchmesser und Anzahl der Proben). SAJNA [15, 182] entwickelte eine vierte Methode, die WST-Methode mit kleineren Proben auf Basis der Nassaussiebung des Grösstkorns und einer folgenden Extrapolation (Umrechnung von Laborkennwerten auf grosse Bauwerksbruchfestigkeitswerte wie Bruchzähigkeiten und kritische Bruchenergien). Diese wurde aber noch nie praktisch angewendet. Noch besser wäre es, wenn die Materialprüfer direkt gleich ganz grosse Proben (passend zu Massenbeton mit den entsprechenden GK) mit geringem prüftechnischen Aufwand untersuchen. Beispiele dazu sind auch in [12 S88ff, 24, 70] ersichtlich.

Grosse Proben ergeben tendenziös grössere bruchmechanische Kennwerte G_{IC} und K_{IC.} EDZ-Verhältnisse (3D-Riss) haben eine versprödende Wirkung und verringern so die Bruchkennwerte. Wasserdruck in der FPZ verringert ebenso die Bruchkennwerte, dabei hat die LEBM (auch im Hinblick auf geschädigte Betonsperren) ihre Anwendungsgültigkeit bzw. Relevanz. Daher wurde der Penny-Shaped-Crack - Test hinsichtlich seiner Machbarkeit und Brauchbarkeit als innovative und einfache bruchmechanische Massenbetonprüfmethode im Mode I (Labor- oder Feldversuch) untersucht. Die beiden Anwendungen der PSC-Prüfmethode, ent-weder im "Nassversuch" (gedacht für die wasserseitigen Sperrenrisse und ihre Stabilitätsproblematik im unteren Bauwerksabschnitt, als auch für erforderliche Abschätzungen des maximalen Injektionsdruckes) oder im "Trockenversuch" (auch als Referenztestmethode zum Vergleich, geeignet für die Stabilitätsbetrachtungen des Bauwerkkernbetons und die luftseitigen und trockenen Risse von Sperrenbauwerken im unteren Bereich) werden im nachfolgenden Kapitel 3 kurz erläutert; eine detailliertere Darlegung der Forschungsarbeit erfolgt in [185] in Verbindung mit den zugehörigen Konstruktionszeichnungen zu den Prüfständen und Probenaufbau [177-180] und Fotos der Versuchsdurchführung [181].
3 Die Penny-Shaped-Crack-Prüfmethode für Beton

3.1 Allgemeine Erläuterungen zum vorgenannten Forschungsziel bzw. konkreten Forschungsverlauf

Der Forschungsbeginn war 1993 in der TVFA der TU GRAZ, die Idee selbst zum Probentyp und der Testungsvariante samt innovativen Konstruktionsvorschlägen stammt ursprünglich von H. LINSBAUER anlässlich eines Vortrages in Salzburg [16]. H. GEYMAYER, P. STOISSER und J.R. SKUMAUTZ verfolgten die aufwendige experimentelle PSC-Entwicklungsarbeit gemeinsam praktisch im Baulabor (1993-1999) der TVFA TU Graz. J.R. SKUMAUTZ (Dissertant) und E.K. TSCHEGG (Betreuer) setzten gemeinsam fachtheoretisch von 2003 bis 2006 die Arbeit zwecks Fertigstellung dieser Dissertation fort. In [177-181, 185] sind detaillierte Forschungs- und Technische Berichte (FTB 1-5, FTB 9) der experimentellen Untersuchung der PSC-Prüfmethode für Beton (Mode I) ersichtlich. Nachfolgend werden die wesentlichsten Fakten zu PSC-Testmethode präsentiert.

3.2 Theoretische Grundlagen zum Penny Shaped Crack (PSC)

Die Gewinnung exakter Lösungen für dreidimensionale Rissprobleme ist naturgemäß sehr viel schwieriger und verwickelter als bei den zweidimensionalen Rissproblemen. Der PSC ist ein dreidimensionales Rissproblem.

Es existieren Lösungen für die Spannungsverteilung an ellipsoidischen Hohlräumen in unendlich (infinite body) ausgedehnten elastischen Körpern (Abb. 3.2-1a) bei verschiedenen Belastungsbedingungen im Unendlichen. Diese Lösungen ellipsoidischer Hohlräume mit den Halbachsen a, b und c können als räumliches Analogon zur grundlegenden Lösung des ebenen Kerbproblems am elliptischen Loch angesehen werden.

Die Ergebnisse lassen sich für die Belange der Bruchmechanik kaum heranziehen, da die Berechnung der interessierenden Spannungen und Verschiebungen sehr kompliziert ist. Dies gilt ebenso bei den Lösungen für rotationsellipsoidische (sphäroide) Hohlräume.

Lediglich im Spezialfall des bereits 1908 von LEON (einst als Professor Hochschullehrer und Dekan an der Baufakultät TU Graz, Gründer der heutigen TVFA TU Graz im Jahre 1921 und Wiederaufbau der TVFA TU Wien nach dem 2. Weltkrieg im 20. Jahrhundert [51]) behandelten Kugelhohlraumes im unendlichen Körper bei einachsigen Zug σ (Abb. 3.2-1b) lassen sich einfache Ausdrücke für die Spannungen an der Kugeloberfläche angeben.

Es folgen für v = 0,33 für z = 0 ($\vartheta = \pi/2$) [36]:

$$\sigma_{z} = \sigma_{g} = \frac{27 - 15 v}{2 (7 - 5 v)} \sigma \approx 2,07 \sigma$$

$$\sigma_{\varphi} = \frac{15 \nu - 3}{2 (7 - 5 \nu)} \sigma \approx 0,19 \sigma$$

$$fiir \quad \mathcal{G} = 0 \quad (z = 0)$$

$$\sigma_{\mathcal{G}} = \sigma_{\varphi} = -\frac{3+15 \, v}{2 \left(7-5 \, v\right)} \sigma \approx -0,75 \, \sigma$$

für

Man erkennt das Charakteristikum der räumlichen Kerbwirkungsfälle, die stets geringer Kerbspannungen haben, als im entsprechenden ebenen Fall (beim Kreisloch in der gezogenen Scheibe ergibt sich nach KIRSCH σ_{max} = 3. σ [HAHN 2,36].



Der kreisförmige (linsenförmige, im englischsprachigem Schrifttum als "penny shaped crack" bekannt) im unendlich ausgedehnten Körper ist das dreidimensionale Gegenstück zum Griffith-Riß in der ebenen Scheibe (Abb. 3.2-2). Es handelt sich bei diesem Riß um einen mathematischen Schnitt im Material, die Kontur ist kreisförmig, die Rissoberflächen haben den Abstand Null (im Experiment bzw. in der Materialprüfung physikalisch nicht bewerkstelligbar, da man einen messbaren Starterriß in einem Betonprobekörper konstruktiv implementieren muß). Man kann einen solchen Riß als Grenzfall eines abgeflachten Rotationsellipsoid mit verschwindender kleiner Halbachse ansehen. Wie bereits erwähnt, lassen sich mit den bekannten elastizitätstheoretischen Lösungen für ellipsoidische Hohlräume die Spannungen am kreisförmigen Riß nicht in einfacher Form darstellen.



Abb. 3.2-2 a: Kreisförmiger Riß mit Radius a im unendlich ausgedehntem Körper [2]

Erstmals gelöst wurde das Rissproblem 1946 von SNEDDON [2, 9, 10, 33, 34]. SNEDDON betrachtete einen kreisförmigen Riß, dessen Oberfläche durch axial symmetrischen Innendruck bezüglich der Rissebene belastet wird. Der Riß habe den Radius a und liege in der Ebene z = 0 (Abb. 3.2-2).





Spannungskomponenten in Polarkoordinaten im Nahbereich des münzförmigen PSC-Risses [33,34] <u>Annahme:</u> Isotropes, homogenes, linear-elastisches Kontinuum bzw. Werkstoffverhalten in den analytischen Berechnungen der SIF, Spannungen und Verformungen (LEBM)

Für den beliebig symmetrischen innendruckbelasteten kreisförmigen Riß im unendlich großem Kontinuum (penny shaped crack, kurz PSC genannt) gilt für die Spannungsintensität K_I folgender Zusammenhang (Herleitung siehe z.B. [10 S1ff]):

$$K_{I} = \frac{2}{\sqrt{\pi . a}} \int_{0}^{a} \frac{r . p_{(r)}}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} . dr \qquad \text{Glg. 3.2-1 [10 S5]}$$

mit: K_I = Spannungsintensitätsfaktor im Mode I im axialsymmetrischen Fall a = Rissradius

*p*_(*t*) = beliebiger axial symmetrischer Innendruck, beidseitig an beiden Rissuferwandungen normal dazu wirkend.
 a = Rissradius

Für $p_{(r)} = p$ = konstant gilt nach der Integration:

$$K_{I} = \frac{2}{\pi} . p.\sqrt{a.\pi}$$
 Glg: 3.2-2

Während Glg. 3.2-1 den allgemeinen mechanischen Fall vom PSC mit beliebigen axial symmetrisch wirkenden Innendruck (nach oben und nach unten auf die kreis-

förmigen Risswände wirkend) im unendlichen Kontinuum beschreibt, stellt die Gleichung 3.2-2 den mechanischen Fall eines konstant gleichmäßig verteilten Innendruckes im PSC im unendlichen Kontinuum dar.

Anmerkung:

In der englischsprachigen Literatur steht oft ein k_1 statt K_1 , es gilt nachfolgender Zusammenhang:

$$K_{I} = k_{1} . \pi^{0,5}$$
 Glg. 3.2-3 [10]

Aufgrund von Gleichung 3.2-1 werden in [185] (siehe beiliegende DVD) im Anhang Beispiele von Spannungsintensitäten K_I, Verformungsgleichungen und Volumengleichungen von verschiedenen axial symmetrischen (axially symmetric) Druckverteilungen angeführt, welche in den experimentellen Überlegungen zum PSC als betonbruchmechanische Prüfmethode und in den Auswertemodulen in dieser Arbeit eine Rolle spielen.

Bis heute ist die tatsächliche Druckverteilung (mathematische/physikalische Erfassbarkeit) vom Injektionsgut Wasser (immer voll auf die PSC Fläche wirkend) an der Rissspitze, also am Umfang des PSC und in der daran anschließenden Bruchprozesszone im Beton selbst, im Detail ungeklärt. Dies stellt eine zusätzliche schwierige experimentelle Herausforderung für die bruchmechanische Materialprüfung dar. Die axial symmetrische trapezförmige Innendruckverteilung (vollflächig axial symmetrisch über die PSC-Fläche verteilt, oder partiell axial symmetrisch zentrisch (teilflächenbelastend) im PSC wirkend – Abb. 3.2-4,5,6,7) im PSC kann bis zur vermeintlichen endgültigen experimentellen Klärung der Realität der Druck- und Ausbreitungsverhältnisse in der Bruchprozesszone FPZ (fracture process zone) als brauchbare Näherung angesehen werden (Abb. 3.2-3). Auch wenn es eines Tages gelingen sollte, versuchstechnisch die wahre Druckverteilung in einzelnen Probekörpern experimentell zu ermitteln, so kann diese neue Gesetzmäßigkeit wiederum nicht pauschal auf alle Betone mit unterschiedlicher Struktur übertragen werden. Die vorliegende trapezförmige Näherung der linearen Abnahme des Innendruckes in der FPZ oder im PSC selbst, liegt damit aus der Sicht der heutigen Materialprüfung auf der sicheren Seite, da der berechnete SIF K_I etwas kleiner wird. Sowohl im Fall des direkt mit Wasser benetzten druckbeaufschlagten nassen PSC und dem trockenen Kissendruckversuchen (flat jack), wo der PSC-Starteriss durch ein dichtes dünnes kreisförmiges Druckkissen (Gesamtstärke 0,8 bis 1,1 mm, Durchmesser 140 bis 370 mm) konstruktiv bewerkstelligt wird, welches durch Innendruck die beiden kreisförmigen Starterrißwandungen verformt. In beiden Fällen wird der Versuchsdruck durch das Druckmedium Wasser (kraftgesteuert mit herkömmlichen Trinkwasser, und verformungsgesteuert mit destillierten, luftfreien Wasser, daher keine Energiespeicherung kompensierend weil weitesgehend inkompressibel) erzeugt, wie man später noch in der Versuchsbeschreibung lesen kann.

Reale Druckwirkung im PSC



Legende:

- 1 angenäherte lineare, symmetrische und trapezförmige Spannungsverlauf eines metallischen Druckkissens
- 2 realer Spannungsverlauf am Kissenrand

Siehe auch Spannungsanalyse der Druckkissen (Baustofflaborexperiment vom März 1999) vor dem eigentlichen Einbau in die Probenform und dem Betonieren der zylindrischen Probekörper!

- 2a Kissenaußendurchmesser
- 2e geometrischer Bereich (Durchmesser) der Druckkissenfläche innenliegend der gleichmäßig konstant mit Innenwasserdruck p beaufschlagt wird.
- geometrischer Bereich am Kissenrand außen , wo der gleichmäßige Druck p linear gegen Null zur Schweißnaht hin abfällt (siehe Spannungsanalyse der Druckkissen – näherungsweise Annahme einer trapezförmigen Spannungsverteilung)
- p Wasserdruck im Kisseninneren, achsial symmetrisch, oben und unten gleich groß.

Abb. 3.2-3: Reale Druckwirkung zufolge direkter Wasserdruckbeaufschlagung in der FPZ oder durch ein Druckkissen (flat jack) im Penny Shaped Crack (PSC)



Gleichmäßige Druckwirkung im PSC

$$K_{t} = \frac{2}{\sqrt{a.\pi}} \int_{\text{Untergrenze}}^{\text{Onergenze}} \frac{r.p(r)}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} dr \qquad SIF \text{ für den symmetrischen Einwirkungsfal} \quad [10 \text{ S5}]$$
$$0 \le r \le a$$

r Laufvariable in der PSC-Ebene, rotationsymmetrisches Spannungsproblem linearisiert

$$K_1 = \frac{2}{\pi} . P . \sqrt{a.\pi} . Y_1 . \Sigma_1$$
 SIF für den PSC finite body, LEBM

()hawawang

- Y₁ Geometriefunktion für den PSC, zentrisch innenliegend in einem zylindrischen Probekörper, parallel zu den Deckflächen, horizontal und normal zur Längsachse des Zylinders. Dimension [1].
- Σ_I Spannungsverteilungsbeiwert, eine Funktion der Form der sym.
 Innendruckverteilung "p" im PSC. Dimension [1].

$$\Sigma_{1} = 1,00$$

Abb.3.2-4 Gleichmäßige Druckverteilung im PSC



Partielle gleichmäßige Druckwirkung im PSC

$$K_{\perp} = \frac{2}{\sqrt{\alpha.\pi}} \int_{(lmergrenze)}^{(lmergrenze)} \frac{r.p(r)}{\sqrt{a^2 - r^2}} dr$$

SIF für den symmetrischen Einwirkungsfall $0 \le r \le a$

$$K_{T} = \frac{2.p}{\sqrt{a.\pi}} \int_{0}^{b} \frac{r}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} dr$$

p(r) = p = const. $0 \le r \le b$

$$K_{I} = \frac{2}{\pi} \cdot P \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \cdot Y_{I} \cdot \Sigma_{I} \qquad SIF \ f \ddot{u}r \ den \ PSC \ finite \ body, \ LEBM$$
$$\Sigma_{I} = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{b^{2}}{a^{2}}}\right)$$

Abb. 3.2-5 Partielle gleichmäßige Druckwirkung im PSC





$$K_{I} = \frac{2}{\sqrt{a.\pi}} \int_{Untergrenze}^{Ohergrenze} \frac{r.p(r)}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} dr \qquad SIF \ für \ den \ symmetrischen \ Einwirkungsfall \\ 0 \le r \le a$$

$$K_{t} = \frac{2}{\sqrt{a.\pi}} \cdot \left[-\int_{0}^{e} \frac{r.p}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} \cdot dr + \int_{e}^{a} \frac{r.[-\frac{p}{c}.(r-a)]}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} \cdot dr - \right]$$

$$p(r) = \left\{ p = const. \qquad 0 \le r \le e \right\}$$
$$p(r) = \left\{ -\frac{p}{c}(r-a) \qquad e \le r \le a \right\}$$

$$K_{I} = \frac{2}{\pi} \cdot P \cdot \sqrt{a \cdot \pi} \cdot Y_{I} \cdot \Sigma_{I} \qquad SIF \text{ für den PSC finite body, LEBM}$$

$$\Sigma_{1} = 1 - \sqrt{1 - \frac{1}{a^{2}}} + \sqrt{a^{2} - e^{2}} \cdot \left(\frac{1}{c} - \frac{1}{2ac}\right) + \frac{1}{2c} \left(\arcsin \frac{1}{a} - \frac{1}{2}\right)$$

Abb. 3.2-6 Trapezförmige Druckwirkung im PSC durch ein Druckkissen mit am Umfangsrand liegender kreisförmiger Schweißnaht oder durch einen direkten Wasserdruck auch in der FPZ (Näherung).



Partielle trapezförmige Druckwirkung im PSC

 $K_{I} = \frac{2}{\sqrt{a.\pi}} \int_{imergronze}^{Ohergronze} \frac{r.p(r)}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} dr \qquad SIF \ für \ den \ symmetrischen \ Einwirkungsfall$ $0 \le r \le a$ $K_{I} = \frac{2}{\sqrt{a.\pi}} \int_{0}^{e} \frac{r.p}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} dr + \int_{e}^{b} \frac{r.\left(-\frac{p}{c}.(r-b)\right)}{\sqrt{a^{2} - r^{2}}} dr$ $p(r) = \left\{p = const. \qquad 0 \le r \le e\right\}$ $p(r) = \left\{-\frac{p}{c}.(r-b) \qquad e \le r \le b\right\}$ $K_{I} = \frac{2}{\pi} \cdot P \cdot \sqrt{a.\pi} \cdot Y_{I} \cdot \Sigma_{I} \qquad SIF \ für \ den \ PSC \ finite \ body, \ LEBM$ $\Sigma_{I} = 1 + \sqrt{1 - \frac{e^{2}}{a^{2}}} \cdot \left(-1 + \frac{b}{c} - \frac{e}{2c}\right) + \sqrt{1 - \frac{b^{2}}{a^{2}}} \cdot \left(\frac{b}{2c} - \frac{b}{c}\right) + \frac{a}{2c} \cdot \left(-\arcsin\frac{b}{a} + \arcsin\frac{e}{a}\right)$

Abb. 3.2-7 Partielle trapezförmige Druckwirkung im PSC durch ein Druckkissen mit am Umfangsrand liegender kreisförmiger Schweißnaht.

In den vorherstehenden Gleichungen in den Abb. 3.2-3,4,5,6,7 für die unterschiedlichen SIF K₁ findet sich der Geometriefaktor Y₁, welcher ebenfalls in der Berechnung berücksichtigt werden muß. Für die in der Materialprüfung üblichen Betonproben muß im Falle des PSC die endliche Probengeometrie und die Probenabmessungen bei der Berechnung der Spannungsintensitäten K_I berücksichtigt werden. In der entsprechenden Literatur findet man dafür die, unter Berücksichtigung der jeweiligen Risseinwirkungen, sowie geometrischen und mechanischen (Spannungen, Verformungen) Randbedingungen, entsprechenden Geometriefunktionen Y_I(a/R) (Reihenlösungen z.B. für das Verhältnis Rissradius zu Probenradius (a/R) bei der zylindrischen PSC-Betonprobe mit innenliegenden PSC, bzw. auch zum Teil numerische Lösungen in Abhängigkeit der Poissonzahl v) an. Für die verschiedenen Geometriefunktionen, je nach Lage des PSC in unterschiedlichen Probengeometrien, gilt der nachvollziehbare Zusammenhang $Y_{I}(a/R) = K_{I} / K_{I}^{\infty}$, d.h. die SIF vom PSC unter Innendruck im endlichen Probekörper (finite body) KI unterscheiden sich von den SIF des PSC im unendlichen Körper (infinite body) um den Faktor Y₁ in Abhängigkeit vom Verhältnis a/R, bzw. auch vom Abstand des PSC zu den Deckflächen der zylindrischen Probe (a/h, wobei h die halbe Probenhöhe H ist, es gilt h = H/2; siehe dazu [177]).

Der natürliche mechanische Effekt von einer dem Riß bzw. der Rissspitze naheliegenden Begrenzung eines Festkörpers begründet sich in den Umstand, dass die lokalen Spannungen in der Rissumgebung eines solchen Risses (bei gleichen Einwirkungen auf den Riß) größer sind als jene lokalen Spannungen in der Rissumgebung eines Risses, der in einem unendlich großem Kontinuum liegt.

Ein Riß in einem "quasi unendlich" großen Kontinuum stellt für die Materialprüfung einen Idealzustand dar, ist der ermittelte Materialkennwert in einem solchen Fall unabhängig von der Probengeometrie, und der Gestaltseinfluß, bekannterweise wie er auch bei der Ermittlung der "einfachen" Betondruckfestigkeit eine Rolle spielt (Umrechnung der 28 Tage Betondruckfestigkeiten bei unterschiedlichen Betonwürfelgrößen, wobei der 20 cm Würfel definitionsgemäß laut alter österreichischer Betonprüfnorm 100 % der Betondruckfestigkeit ergeben soll), kann vernachlässigt werden.

Nachfolgend wird für den konzentrischen PSC im Zylinder als einen homogenen, isotropen und linear-elastischen Festkörper und den dabei vorherrschenden geometrischen Randbedingung die Gleichungen für den Geometriefaktor angeführt:



Zylinder mit konzentrischem PSC [10 S294-318]

Abb. 3.2-8 Penny Shaped Crack in einem Kreiszylinder [10 S295]

In der Betrachtung der Spannungen in einem Kreiszylinder mit Radius R und mit konzentrischen kreisförmigen Rissen eines PSC-Typ mit Radius a (R > a), ist die Verwendung von Polarkoordinaten von Vorteil. Die Position eines Punktes im elastischen isotropen homogenen Zylinderkontinuum ist definiert durch die Distanz r in radialer Richtung in der Ebene z = 0, der Distanz z in der achsialen Richtung des Zylinders und dem Winkel θ zwischen r und a bezüglich der Achse x mit dem Koordinatenursprung in der Mitte des PSC. In Abhängigkeit vom Zylinderkoordinatensystem (r, θ , z) sind die Verschiebungskomponenten mit u_r und u_z anzugeben, während $\sigma_r \sigma_\theta \sigma_z \tau_{rz} \tau_{r\theta}$ und $\tau_{\theta z}$ für die korrespondierenden Spannungskomponenten stehen. Die Rissfläche PSC liegt in der Ebene bei z = 0[±] (0 ≤ r ≤ a).

Nachfolgend werden die verschiedenen Geometriefunktionen Y_1 unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Randbedingungen und dem achsial symmetrischen gleichmäßigen Innendruck p(r) = p = const. im PSC angeführt:

PSC Geometriefunktion Y₁

Analytische Näherungslösung

$$Y_{I}\left(\frac{a}{R}\right) = \frac{K_{I}}{K_{I}^{\infty}} = 1 + 0.338 \cdot \left(\frac{a}{R}\right)^{3} + 0.102 \cdot \left(\frac{a}{R}\right)^{5} + 0.114 \left(\frac{a}{R}\right)^{6} + O \cdot \left(\frac{a}{R}\right)^{7}$$

gültig für R >> a

gültiger Anwendungsbereich für $0,10 \le a / R \le 0,40$ mechan. Randbedingungen: $u_r(R,z) = \tau_{rz}(R,z) = 0$ $0 \le |z| \prec \infty$ Glg. 3.2-4 "smooth cylinder" [157]

RZylinderradiusNormale Rissöffnung unter gleichmäßigen oppositionellen Innendruck im PSCaPSC Radiusin der Region $z = 0^{\pm}$ für $0 \le r \le a$, welcher den Riß in z-Rtg öffnet:
 $\tau_{rz}(r,0)=0$, $\sigma_z(r,0)=p(r)=p=const$ für $0 \le r \le a$, z = 0 und $u_z(r,0)=0$ für $a < r \le b$

Gleichung nach SNEDDON und TAIT [10-S300];

Funktion Y₁ gilt für konstant wirkenden, gleichmäßigen, achsialsymmetrischen Innendruck p auf die Rißoberflächen eines zentrisch eingebetteten innenliegenden PSC (\emptyset 2a), normal zur Längsachse eines kreisförmigen Zylinders liegend (iterative analytische Lösung).



a/R	Yı	a/R	Y
0,01	1,000	0,24	1,005
0,02	1,000	0,25	1,005
0,03	1,000	0,26	1,006
0,04	1,000	0,27	1,007
0,05	1,000	0,28	1,008
0,06	1,000	0,29	1,009
0,07	1,000	0,30	1,009
0,08	1,000	0,31	1,010
0,09	1,000	0,32	1,012
0,10	1,000	0,33	1,013
0,11	1,000	0,34	1,014
0,12	1,001	0,35	1,015
0,13	1,001	0,36	1,017
0,14	1,001	0,37	1,018
0,15	1,001	0,38	1,020
0,16	1,001	0,39	1,021
0,17	1,002	0,40	1,023
0,18	1,002	0,41	1,025
0,19	1,002	0,42	1,027
0,20	1,003	0,43	1,029
0,21	1,003	0,44	1,031
0,22	1,004	0,45	1,034
0,23	1,004	0,46	1,036

Zahlenwerte für den Geometriefaktor YI:

Tab. 3.2-1: Numerische Werte für den glatten Zylinder für $0 \le a/R \le 0.46$ (Auswertung der Glg. 3.2-8 im Wertebereich $0.01 \le a/R \le 0.46$)

Abb. 3.2-9 Geometrie funktion $Y_{I}\ \mbox{fu} \ \ 0,10 \le a/R \le 0,60 \ \mbox{[10]}$

110

PSC Geometriefunktion Y₁

Numerische Näherungslösungen

Für den Fall, daß das Verhältnis a/R nur mehr wenig kleiner als 1,00 ist, d.h. der Zylinderrand liegt nahe der Rißwurzel, so sind analytische Lösungen für die Geometriefunktion (Lösungen von Integralgleichungen) nicht mehr möglich, und man ermittelt entsprechende Werte für die Geometriefunktion mit numerischen Methoden.

In der Materialprüfung von Beton wird nicht der Fall $a/R \rightarrow 1$ praktisch angestrebt! Gerade bei Massenbeton mit entsprechenden GK wird die Ligamentfläche [(R-a)². π] groß genug gewählt werden, damit die LEBM Gültigkeit hat. [24]

Die Y-Werte steigen, wenn $a/R \rightarrow 1$; die SIF-Werte steigen stark an, wenn der Rißrand sich an die Zylinderoberfläche annähert.

SNEDDON und TAIT [10-S300-303] ermittelten numerische Lösungen für zwei mechanische Fälle mit entsprechenden Randbedingungen:

1.) "Smooth cylinder – smooth surface":

D.h. die Oberflächenverformung des Zylinders u_r (R,z)=0 und die Oberflächenscherkraft $\tau_{rz}(R,z)=0$ ($z \ge 0$, $z < \infty$), unabhängig von der Poisson´schen Zahl v. Es wird der Zylinder derart unterstützt, daß die Oberfläche r=R sich in der radialen Richtung nicht verformen kann und eine glatte Oberfläche ohne Scherspannungen aufweist.

Tab. 3.2-2 [10]

Tabelle numerischer Werte für YI für den "smooth cylinder":

R/a	1,05	1,10	1,20	1,30	1,67	2,50	5,00
Yı	2,400	1,880	1,420	1,270	1,095	1,023	1,003

2.) "Traction free cylinder – stress free":

D.h. die Oberflächenspannungen $\sigma_r(R,z)=\tau_{rz}(R,z)=0, (z \ge 0, z < \infty); v=0,25$

 Tabelle numerischer Werte für Y₁ für den "traction free cylinder":
 Tab. 3.2-3 [10]

 a/R
 0.2
 0.3
 0.50
 0.70
 0.80
 0.90

a/R	0,2	0,3	0,50	0,70	0,80	0,90
Yı	1,005	1,013	1,072	1,259	1,479	2,002

Für Werte von a/R>0,4 steigt der SIF K₁ beim "stress-free cylinder" mehr als beim "smooth cylinder".



Abb. 3.2-10: Y₁–Diagramm für PSC Geometriefunktion für den glatten und den spannungsfreien Zylinder. [10]

3.3 Überblick über die durchgeführten experimentellen PSC-Versuche – zwei bruchmechanische Testmethoden zur Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte von Beton

Nachfolgend wird die experimentelle Durchführung der Versuche mit dem Penny Shaped Crack in einer zylinderförmigen Betonprobe überblicksmäßig vorgestellt.

Dabei werden Betonzylinder mit einem Durchmesser von 60 cm (2R) und einer Höhe von 40 cm, bzw. auch mit einem Durchmesser von 110 cm und einer Höhe von 60 cm mit einem kreisförmigen flächenhaften Innenfehler (PSC bei H/2, Risssimulation durch einen Starterriß mit 2a = 100 mm bis 2a = 380 mm,- entweder mit Blech und Folie wie in Abb. 3.3-1 ersichtlich, oder als geschlossenes dichtes Druckkissen [178], jeweils mit zentrischem Druckanschluß über Druckleitungen zur Pumpe) verschiedener Größe (Durchmesser 2a) mit Innendruck im PSC beaufschlagt.



Abb. 3.3-1: Versuchsaufbau der PSC-Betonprobe [42 S26]

Die Einzelversuche sind prinzipiell mit zwei verschiedenen Versuchsanordnungen, nämlich als näherungsweise konstant kraftgesteuerte (konstantem Druck/Zeit-Verhältnis) (Abb. 3.6.2-17a,b in [181]) und als konstant verformungsgesteuerte (konstantes Volumen/Zeit-Verhältnis) Prüfungsmethode, bis zum Bruch (Abb. 3.3-4 in [181]) ausgeführt worden. Die "quasi" kraftgesteuerte Methode (mit konventionellem Trinkwasser wurde der näherungsweise zeitlich konstante PSC-Innendruck erzeugt, Abb. 3.3-2 in [181] und Abb. 3.3-2) erlaubte die Gewinnung von ersten brauchbaren Erkenntnissen, was die grundsätzliche Machbarkeit der PSC-Prüfmethode im Baulabor betrifft; sie lieferte gleichzeitig wertvolle Erkenntnisse, welche in der Folge bei der verformungsgesteuerten Untersuchungsmethode berücksichtigt wurden.

Bei den verformungsgesteuerten Experimenten (konstant injiziertes Volumen durch eine entsprechende Einkolpenpumpe, mit destilliertem luftfreien Wasser aus dem Bauchemielabor als Druckmedium befüllt, andere Meßwertaufzeichnung) wurde der PSC-Starterriß wiederum quasi im "Nassversuch" in einem offenen hydraulischen System direkt im PSC-Inneren druckbeaufschlagt (auch die vor der Rissspitze liegende FPZ wird dabei vom Wasser, quasi naturnah, so wie in der Baupraxis wasserseitig bei gerissenen Sperren aus unbewehrten Beton vorkommend, druckhaft benetzt, vgl. Abb. 3.3-1).



Abb. 3.3-2: Schematische Darstellung der kraftgesteuerten PSC-Versuchsanordnung, elektronischer Druckgeber (max. 500 bar, i.d.R. 300 bar) zwischen Pumpe und PSC-Betonprobe, über Messverstärker mit Anzeige mit Verbindung zu X/T-Schreiber zur zeitabhängigen Druckanzeige, Spitzenwertspeicher für den MAXimaldruck, Maximaldruckanzeige mit Digitalmultimeter (siehe Datenerfassung). [42 S27]

Im Gegensatz dazu wurden ergänzend weitere Anstrengungen unternommen, um in einem geschlossenen hydraulischen System mit einem dünnen flexiblen, sowie dichten und dennoch genügend steifen Druckkissen (flat jack, Gewährleistung der Dichtheit zur Verhinderung von Wasserverlusten, [178]) im "Trockenversuch" wiederum sinngemäß mit destilliertem luftfreien Wasser einen zum Bruch führenden Innendruck im PSC aufzubauen. Dies entspricht den Einwirkungs- und Spannungsverhältnissen von luftseitig geschädigten (gerissenen) Betonbauten im konstruktiven Wasserbau. Auch mit der zielorientierten Absicht, verformungsgesteuert ein kontrolliertes stabiles Risswachstum erzeugen zu können (was bei den kraftgesteuerten Versuchen naturgemäß nicht möglich ist).

Beide experimentellen Versuchsaufbauten- und Durchführungen, insbesondere die kraftgesteuerte Methode, standen unter der obersten, mutig selbst gesteckten, logistischen Forschungsmaxime mit möglichst geringen finanziellen und personellen Aufwendungen, unter der Verwendung von vorhandenen Ressourcen (Gerätschaft, Material) aus vorherigen vorliegenden experimentellen Forschungsarbeiten zur Injektionsproblematik im Talsperrenbau im Baulabor der TVFA [41, 42 S93-100], auszukommen (siehe Abb. 3.3-2 in [181], Abb. 3.3-2 im Text).

Mit dem kritischen Innendruck p_{critical}, bei dem es zum Bruch der Betonprobe kommt (siehe Abb. 3.3-4 in [181]), kann man mit den sehr einfachen mathematischen Beziehungen nach Kapitel 3.2 ff die Bruchzähigkeit K_{IC} in Abhängigkeit von der Probengeometrie (2R, H), der spezifischen Einwirkungsart (Innendruck p_C) und vom Radius a des PSC-Starterrisses berechnen. Mit den Ergebnissen der verformungsgesteuerten Versuche geht man prinzipiell gleich vor, wobei zusätzlich, so war es beabsichtigt, die kritische Bruchenergie ermittelt werden sollte. Das bei der Versuchsdurchführung erzeugte pV-Diagramm (durch eine vollelektronische Prüfmaschine bewerkstelligte elektronisch gespeicherte Kraft-Weg Aufzeichnung, die erst umgerechnet werden muß) sollte man für eine ergänzende Auswertung der kritischen Bruchenergie G_C heranziehen, dies klappt nur bei konstantem kontrollierbaren stabilen Risswachstums während der Testung. Die kritische spezifische Bruchenergie entspricht dabei physikalisch der auf die Ligamentfläche bezogenen Brucharbeit (aufgebrachte Bruchenergie),- im Detail entspricht dies, grafisch veranschaulicht, der Fläche unter dem Druck-Volumen Diagramm (pV-Diagramm) dividiert durch die ursprüngliche Ligamentfläche (siehe Grundlagen der LEBM und EPBM). Demnach ist die kritische Bruchenergie mit ihrem pV-Diagramm aussagekräftiger als die Risszähigkeit alleine, für die man nur die Bruchlast bestimmen muß. Vergleichbar ist dies allgemein betrachtet mit einer spezifischen Arbeitslinie für Werkstoffe und deren Bruchfestigkeit. Gerade der abfallende Ast (Entfestigungskurve) nach dem Maximaldruck (peak load) im pV-Diagramm veranschaulicht dem Materialprüfer das jeweilige "softening-Verhalten" vom unbewehrten Beton.

Schon GRIFFITH [104] hat durch seine Sprödbruchversuche nachgewiesen, dass die kritische Beanspruchung zur Wurzel der Rißgröße umgekehrt proportional ist.

Die Erwartungen, die in diese 2 Versuchsaufbauten gesetzt wurden, waren folgende:

- 1. Einfache Testung großer Betonproben.
- 2. Eine sehr einfache Versuchseinrichtung. Als Prüfgerät ist eine einfache Pumpe, mit der sehr leicht ein Wasserdruck erzeugt werden kann, ausreichend.
- 3. Die günstigen Folgeerscheinungen des sehr langen PSC-Anfangsrisses.
- 4. Erzeugung eines kontrollierten stabilen Risswachstums in der Betonprobe.
- 5. Verwendungstauglichkeit der Prüfmethode auch außerhalb des Labors als Feldversuch.

Diesen Erwartungen entgegen stehen folgende Befürchtungen:

- 1. Schwierigkeiten beim Herstellen des planmäßigen PSC-Innenfehlers.
- Schlechte Überwachung der Vorgänge im Inneren der Betonprobe (tatsächlicher Rissbeginn und realistische Druckverteilung) - quasi eine "Black Box– Problematik".
- 3. Schwierigkeiten bei der Erzeugung eines kontrollierten stabilen Risswachstums in den großen Betonprobe (Sprödbruchverhalten It. Literatur).

Die Laborversuche waren allgemein geprägt von zahlreichen experimentellen Fehlversuchen und Fehlschlägen (konstruktiv bedingte, und zum Teil auch aus natürlichem Mangel an spezieller Erfahrung und rudimentären speziellen Problembewußstein, was wiederum in der Natur einer innovativen neuartigen Entwicklungsarbeit einer experimentellen bruchmechanischen Prüfmethode im Rahmen einer neuen Forschungsarbeit liegt), mitunter auch unerwartete sowie überraschende Ereignisse.

In den nachfolgenden Kapiteln 3.4 bis 3.6 werden aber nur die brauchbaren Ergebnisse in Ihrer Gesamtheit nachvollziehbar präsentiert.

3.4 Herstellung der PSC- Proben

3.4.1 Betonerzeugung und Probenlagerung

Für die PSC-Betonproben (Probe 1 bis 30) der Bautype A oder B [177] in den kraftgesteuerten Versuchen (Buchstabe "P" als Kurzbezeichnung, von der konstanten "pressure rate") wurde der Beton im Betonlabor der TVFA hergestellt (Laborbeton als Ortbeton mit der Konsistenz K3), für einzelne Proben davon wurde Transportbeton verwendet.

Die PSC-Betonproben (Probe 31 bis 46) der Bautype A oder B für die verformungsgesteuerten Versuche (Buchstabe "D" als Kurzbezeichnung, von der konstanten "deformation rate") wurden ausschließlich mit Transportbeton mit der gleichbleibenden Betonsorte B 400, GK 32, K4 gearbeitet:

Die Bestandteile der Ortbetone Zuschlag, Zement und Wasser wurden entsprechend der Mischungsberechnung vermengt. Die verwendeten Zuschläge waren Rundkörnungen, getrennt in die Korngruppen 0/4, 4/8, 8/16, 16/32, 32/63, welche im Trockenschrank bei 105 Grad Celsius mindestens 24 Stunden getrocknet und anschließend auf Raumtemperatur abgekühlt wurden. Dadurch erübrigte sich die Feststellung des Feuchtigkeitsgehaltes der Zuschläge, der sonst in der Mischungsberechnung berücksichtigt werden müsste.

Тур	Betongüte, Gewünschte mindest Druckfestig- keit [kg/cm ²] nach 28 d	GK [mm]	Mischungsverhältnis Z : K : W	Zementgehalt [kg/m ³]
1	B 225	4	1 : 4,48 : 0,76	385
2	B 225	8	1 : 6,05 : 0,76	308
3	B 225	32	1 : 7,17 : 0,74	269
4	B 300	63	1 : 9,12 : 0,75	221
5	B 400	4	1 : 2,50 : 0,50	600
6	B 400	8	1 : 3,52 : 0,50	477
7	B 400	32	1 : 4,18 : 0,49	423
8	B 400	63	1 : 5,52 : 0,50	343
9	B 225	32	Transportbeton K3	
10	B 400	32	Transportbeton K4	

 Tab. 3.4.1-1:
 Laborbetonmischungen f
 ür die PSC-Betonproben [185]

 Laborbeton
 Laborbetonmischungen f
 ür die PSC-Betonproben [185]

Legende: GKGrößtkorn

Z:K:WZement : Körnung bzw. Zuschlagstoff (Sand, Rundkorn Kies) : Wasser

GK [mm]	0/4 [%]	4/8 [%]	8/16 [%]	16/32 [%]	32/63 [%]
4	100	0	0	0	0
8	70	30	0	0	0
32	40	10	25	25	0
63	30	10	20	20	20

Tab. 3.4.1-2:

Korngruppenanteile für die Laborbetone aus dem TVFA Betonlabor, dies entspricht der Sieblinienzusammensetzung je nach GK. [185]

Mit dem Größtkorn GK beginnend wurden alle Korngruppen gewogen und in einen Zwangsmischer geleert. Vor der Sandzugabe wurde der Zement beigegeben. Bis einschließlich der Probe 19 wurde der Zement PZ 275 F verwendet. Bei den restlichen Proben (Probe 20 bis 30) der kraftgesteuerten Versuche (P) wurde dieser durch einen PZ 275 H ersetzt. Der Grund für diesen Wechsel waren Lieferungsprobleme seitens des Händlers, wobei keine Beeinflussung der Ergebnisse durch geänderten Zumahlstoff zu erwarten war (ausschlaggebend ist die Betondruckfestigkeit bzw. Zugfestigkeit bzw. die Sieblinie der Zuschlagstoffe). Vor der Wasserzugabe wurde zunächst trocken gemischt.

Die Proben 10, 11 und 12 wurden mit dem Mischungsverhältnis Typ 9 nach Tab. 3.4.1-1, also mit Transportbeton hergestellt. Der Zement war ein PZ 275. Der Transportbeton wurde aus organisatorischen Gründen gewählt, da damit auch die beiden größeren PSC-Betonproben 11 und 12 vom Bautyp B hergestellt wurden. Eine größere Menge Laborbeton war aus Mangel an Personal und Zeit nicht möglich.

Die Proben 31 bis 46 der verformungsgesteuerten Versuche (D) sind vom Mischungstyp 10 nach Tab. 3.4.1-1, ein Transportbeton mit der Betonsorte B400/GK32/K4 mit einem PZ 375. Die Konsistenz K4 wurde aus verarbeitungstechnischen Gründen gewählt. Die Betonsorte wurde gewählt, damit der Beton schneller eine brauchbare und vergleichbare Betondruckfestigkeit erreicht, und damit die PSC-Proben rascher der Prüfung zugeführt werden konnten, um die natürliche Zeitproblematik der experimentellen Arbeit und deren zeitaufwendigen Durchführung (Probenherstellung, Lagerung, Einzeltestung, Nachbehandlung, Versuchsauswertungen) organisatorisch in den Griff zu bekommen.

Aufgrund der Erfahrungen mit der Problematik in der hauseigenen Herstellung größerer Betonmengen im Betonlabor der TVFA wurde bei den verformungsgesteuerten Versuchen ausschließlich Transportbeton verwendet (Organisationsfrage). Die Laboranten halfen nur mehr mit beim PSC Schalungsbau und den notwendigen Einbauten, Betoneinbau, Probenmanipulation im TVFA Gelände, Betonwürfel herstellen und Würfeldruckfestigkeiten prüfen, Versuchsaufbau. Ein Laborant bediente auch die vollelektronische verformungs- und kraftgesteuerte SHIMADZU-Prüfmaschine (maximal 100 kN).

Der Betoniervorgang der Proben 1 bis 30 erfolgte im Betonlabor. Die Klimabedingungen waren folgende: Temperatur ca. 20 Grad Celsius und relative Feuchtigkeit von ca. 60 %. Diese Rahmenbedingungen blieben während der gesamten Versuchsreihe annähernd gleich.

Die Proben 31 bis 46 wurden am Parkplatz der TVFA im Freien bei Temperaturen zwischen 15 und 30 Grad Celsius, also je nach Jahreszeitbedingungen, hergestellt und bis zum Ausschalen gelagert. Danach erfolgte bis zur eigentlichen Testung eine Zwischenlagerung auf freien Standplätzen im Baulabor, je nach TVFA-Auftragslage bzw. Auslastung der vorhandenen Laborkapazitäten (Auftragserfüllungen, Umbauten, Lehrbetrieb und andere Forschungs-vorhaben).

Bei den ersten Mischungen (Probe 1 bis 5) wurde die gewünschte Konsistenz durch das Ausbreitmaß oder das Verdichtungsmaß überprüft. Bei den weiteren Proben

wurde diese Überprüfung nur mehr visuell durchgeführt. Die Betoneinbringung erfolgte beim Laborbeton händisch mittels Schöpfkelle, der Transportbeton wurde ebenfalls vorsichtig in die Schalung über eine verstellbare Rutsche eingebracht. Dabei wurde auf die Einbauten (PSC, Verdrahtungen als Abspannungen, Bewehrungen, Transporthaken) und deren planmäßigen Verbleib in der gewünschten Lage und Position geachtet. Ebenso vorsichtig wurde bei der Verdichtung des lagenweise (10-15 cm Schichten) eingebrachten Frischbetons mit einer Rüttelflasche (5 cm Durchmesser) verfahren.

Je Probe sind 3 Würfel zur Druckfestigkeitsbestimmung hergestellt worden. Es waren dies Würfel mit einer Seitenlänge von 15 cm, mit der Ausnahme der Probenwürfel für die Betone mit GK 63. Für diesen wurden Betonwürfel mit einer Seitenlänge von 30 Zentimetern Seitenlänge angefertigt.

Die Probewürfel verblieben einen Tag nach der Herstellung abgedeckt im Labor. Danach wurden sie ausgeschalt und bis zum 7.Tag in der Nebelkammer vom Betonlabor bei 100% relativer Luftfeuchtigkeit und 20 Grad Celsius gelagert (laut alter Betonprüfnorm). Anschließend erfolgte die Lagerung gemeinsam mit den PSC-Probenkörpern 1 bis 30 im Betonlabor bzw. mitunter zwischenzeitlich auch im Freien bei den Proben 31 bis 46 (Simulation der "Bauwerksfestigkeit").

Die Probenköper 1 bis 30 wurden nach dem Betonieren mit einer Plastikfolie abgedeckt und in ihrer Blechschalung ca. 1 Woche belassen, oder sie wurden ca.

1 Woche lang im ausgeschalten Zustand in feuchte Decken gehüllt, um Schwindzugspannungen und damit außerplanmäßige Risse zu vermeiden, im Labor gelagert, wo sie dann bis zur Prüfung (in der Regel 28 Tage) verblieben.

Die Probenkörper 31 bis 46 wurden bis einen Tag vor der Prüfung in der abgedeckten Schalung im Freien belassen, ausgeschalt, im Prüflabor zwischengelagert und am nächsten Tag der Testung D unterzogen. Mit deren Betonwürfel zur Feststellung der Betondruckfestigkeit wurde gleich wie bei den anderen Proben verfahren, doch meist wurde eine ca. 14 bis 21 tägige Würfeldruckfestigkeit ermittelt (wegen dem schon erwähnten experimentellen Zeitproblem). Alle zerstörten und untersuchten PSC-Betonprobenkörper wurden im Freien gelagert (siehe [177, 181], Kap. 3.4.4).

Die Bezeichnung der PSC-Betonproben erfolgt in der Darstellung der Ergebnisse und in der Folge unter Verwendung einer Kurzbezeichnung mit Buchstaben und Zahlen im Code nach folgender Logik (Codeschlüssel):

Bautypen der Betonprobenkörper laut [177], Kap. 3.3 und Kap. 3.4.2 [185]:

- Bautype A : Durchmesser 60 cm und eine Höhe von 40 cm
- Bautype B: Durchmesser 110 cm und eine Höhe von 60 cm

PSC-Bautypen [178] und Kapitel 3.4.3 [185]:

(Folie steht für Kunststofffolie 1/10 mm)

PSC-Typ 1:	Trägerblechscheibe, 1mm stark, aus Stahl, mit aufgeklebter Folie 5 mm Überstand, für die Nassversuche im offenen Hydrauliksystem
PSC-Typ 2:	Stahlblechdruckkissen mit bzw. ohne aufgeklebter Folie mit 5 mm
	Uberstand, im Trockenversuche im geschlossenen Hydrauliksystem, flat jack.
PSC-Typ 3:	Druckkissen, Trägerblechscheibe aus Stahl mit obenliegender
	Gummihaut, mit aufgeklebter Folie 5 mm Überstand oder
	Schutzblech 0,4 mm mit 5 mm Überstand, im Trockenversuch im
	geschlossenen Hydrauliksystem, flat jack.
PSC-Typ 4:	Druckkissen, Trägerblech und Deckblech mit dazwischen liegendem
	Gummirandverbindung, aufgeklebeter Folie 5 mm Überstand, im
	Trockenversuch im geschlossen Hydrauliksystem, flat jack
PSC-Typ 5:	Trägerblechscheibe, 1 mm stark, aus Stahl, mit aufgeklebter Folie
	10 mm Überstand, Nassversuch im offenen Hydrauliksystem.
PSC-Typ 6:	Trägerblechscheibe, 1 mm stark, aus Stahl, mit aufgeklebter Folie
	ohne Überstand, Nassversuch im offenen Hydrauliksystem.
PSC-Typ 7:	Trägerblechscheibe mit 4 mm Stärke, aus Stahl, mit aufgeklebter
	Folie ohne Überstand, Nassversuch im offenen Hydrauliksystem.

Versuchsmethoden nach Kapitel 3.6ff:

Тур Р:	Kraftgesteuerte Versuche (angenähert: "Constant Pressure Rate")
Typ D:	Verformungsgesteuerte Versuche ("Constant D eformation Rate")

Betonmischungsverhältnisse nach Kap. 3.4.1:

Typ 1 bis 10: Mischungen nach Tabelle 3.4.1-1 und Tab. 3.4.1-2

Zur Kurzbezeichnung die Codierung der PSC-Proben:

Dies führt hier zwecks Vereinfachung in der folgenden schriftlichen Auswertungsund Ergebnisanalyse der Experimente zu folgender Kurzbezeichnung der jeweiligen PSC-Probenkörper (PSC-PK) 1 bis 46 in der Reihenfolge der Einzelcodes (lateinische Großbuchstaben und arabische Ziffern) wie folgt:

- 1. PSC-Probenkörper Nummer (1 bis 46)
- 2. Versuchsmethode (P oder D)
- 3. PSC-Type (1 bis 7)
- 4. Probenbautype (A oder B)
- 5. Betontyp (1 bis 10)

Nachfolgend die Liste aller ergebnisrelevanten codierten PSC-Probenkörper in dieser vorliegenden Arbeit, auch als erste Übersicht gedacht und passend zu obiger Beschreibung:

PK Nr.	Code:	PK Nr.:	Code:
	04 0 540		
PSC-PK 01:	01P5A3	PSC-PK 24:	24P1A7
PSC-PK 02:	02P6A3	PSC-PK 25:	25P1A6
PSC-PK 03:	03P6A3	PSC-PK 26:	26P7A7
PSC-PK 04:	04P6A3	PSC-PK 27:	27P6A7
PSC-PK 05:	05P6A3	PSC-PK 28:	28P1A5
PSC-PK 06:	06P6A3	PSC-PK 29:	29P1A7
PSC-PK 07:	07P6A3	PSC-PK 30:	30P1A8
PSC-PK 08:	08P6A3	PSC-PK 31:	31D1B10
PSC-PK 09:	09P1A3	PSC-PK 32:	32D1A10
PSC-PK 10:	10P7A9	PSC-PK 33:	33D1A10
PSC-PK 11:	11P1B9	PSC-PK 34:	34D1B10
PSC-PK 12:	12P1B9	PSC-PK 35:	35D1B10
PSC-PK 13:	13P1A2	PSC-PK 36:	36D1B10
PSC-PK 14:	14P1A2	PSC-PK 37:	37D1B10
PSC-PK 15:	15P1A2	PSC-PK 38:	38D2B10
PSC-PK 16:	16P1A4	PSC-PK 39:	39D3B10
PSC-PK 17:	17P1A4	PSC-PK 40:	40D4B10
PSC-PK 18:	18P1A4	PSC-PK 41:	41D4B10
PSC-PK 19:	19P1A4	PSC-PK 42 :	42D3B10
PSC-PK 20:	20P1A1	PSC-PK 43:	43D2B10
PSC-PK 21:	21P1A1	PSC-PK 44:	44D2B10
PSC-PK 22:	22P1A1	PSC-PK 45:	45D2A10
PSC-PK 23:	23P1A7	PSC-PK 46:	46D2B10

Kurzbezeichnungen der PSC-Probenkörper

3.4.2 Schalungsbau für die PSC Betonprobenkörper

Zur zweckmäßigen Formgebung der zylindrischen PSC-Betonprobenkörper, samt den erforderlichen Einbauten im Beton, sind einfache Bauschalungen nötig. Die Varianten und Details dazu sind in [185] und Fotos in [181] ersichtlich.





Abb. 3.4.2-1: Seitliche Blechschalung der PSC Probenkörper der Bautype A mit den 2 Spanngurten [185]

Abb. 3.4.2-2: Horizontalschnitt durch die PSC Schalung: Seitliche Blechschalung mit Überlappungsanschluß aus Flacheisen und darüber liegenden Spanngurt Dieser gewährleistet die lasttragende Ringzugkraft Z. (Verzurrung mit halbautomat. Spanngurtschließer) [185]. In lotrechter Richtung wurde der Schalboden gegen Herausfallen aus dem "Blechrohr" durch drei am Umfang verteilte und an die Schalhaut außen angeschweißte Winkelhaken gesichert (Abb. 3.4.2.-3, Abb. 3.4.2-4 in [181]).



Bei den Proben 31 bis 46 wurde der Schalboden im Außendurchmesser der Probenkörper vollflächig auf eine weitere quadratische Schaltafel (für Bautype A ca. 100/100 cm, für Bautype B ca. 150/150 cm) aufgeschraubt. Die seitliche Blechschalung, die auf der Grundplatte aufgesetzt werden konnte, wurde an den Schalboden selbst in horizontaler Richtung angeschraubt (Abb. 3.4.2-5 in [181]). Die seitliche Blechschalungsüberlappung wurde punktförmig, über die Schalungshöhe verteilt, durch Heftung angeschweißt, und zusätzlich durch 2 bis 3 Spanngurte gesichert. Vor dem Betonieren wurden die Schalungen mit der Grundplatte horizontal auf 2 Kanthölzer (10/10 cm, Abstandhölzer) und zusammen so (vor allem beim Bautyp A) auf herkömmliche Holzpaletten (wegen praktischen Hubstaplereinsatz) gelegt (Abb. 3.4.2-7,10,11 in [181]).

3.4.3 PSC Bautypen

Die absichtlich implementierten kreis- und scheibenförmigen flächenhaften Innenfehler (Starterriß im PSC-Probenkörper zwecks Rißsimulation) werden mit innenliegendem gleichmäßigen Wasserdruck beaufschlagt.

Die dazu möglichen Lösungsvarianten für die PSC Bautype sollten, ständig dem grundsätzlichen ökonomischen Forschungsprinzip folgend, der gesamten einfachen Prüfmethode adäquat passend mitentwickelt werden.

Das hiezu verwendete Wasser sollte im Nassversuch mit offenem Hydrauliksystem ungehindert durchlässig im PSC selbst und nach außen am Rissumfang beim eintretenden und fortschreitenden Risswachstum in den Beton und in die anschließende kreisförmige Bruchprozesszone (lange Risswurzel) austreten können. Im geschlossenen Hydrauliksystem sollte das Drucksystem mit innenliegendem PSC-Druckkissen beim Trockenversuch absolut dicht sein, sodaß die Rissinitialisierung und das stabile bzw. instabile Risswachstum bis hin zum vollständigen Bruch im trockenen Zustand erfolgen. Im offenen und im geschlossenen Hydrauliksystem sollte das Beton-Anmachwasser mit dem Zementleim bei der Probenherstellung nicht von außen beim Betonieren in den PSC-Riß eindringen dürfen, gleichzeitig sollte aber beim offenen Hydrauliksystem im Nassversuch, im Gegensatz zum Trockenversuch mit Flat Jack als PSC, die Durchlässigkeit des Wassers vom Riß in den Beton beim offenen Hydrauliksystem nach außen gewährleistet werden.

Der Anspruch der Dichtigkeit sollte bei beiden Hydrauliksystemen jedenfalls außerhalb des Risses, inklusive dem Anschluß des PSC an die Druckleitung bis zur Pumpe, immer gewährleistet sein, insbesondere beim verformungsgesteuerten PSC-Versuch (D-Versuch, naturgemäßes prüftechnisches Erfordernis). Bei der primär kraftgesteuerten Prüfmethode des PSC (P-Versuch) kann ein gewisse Undichtigkeit des ganzen Systems im sicheren Bereich geduldet werden – jedoch ist zu bedenken, dass das austretende Wasser während des Versuches unter einem gefährlich hohem Druck steht (beim P- und D-Versuch mit Bautyp A in der Regel bis ca. 50 bar, beim D-Versuch im geschlossenen Hydraulikversuch bei den vorgeschlagenen PSC-Abmessungen im Betonprobekörper in der Regel bis zu ca. 200 bar beim Bautyp A, und bei unbeabsichtigten Problemfällen bei Bautype A und B bis ca. 500 bar durch ungewollt auftretende Leitungs- und Systemverstopfungen bedingt durch Herstellungsfehler und eingedrungene ausgehärtete Zementmilch, sowie PSC- größenabhängige probenkörperbedingte Kraftgrößen die den Bruch bedingen, siehe später). In jedem D-Versuchsdurchgang mit Druckkissen wurde daher immer eine mobile Schutzwand zwischen Prüfer und Probe im Versuchsstand aufgestellt, die den ersten kurzfristig möglichen hohen starken Wasserdruckstrahl und eventuell abplatzende Teile der Versuchseinrichtung abfangen kann, eine Explosion im herkömmlichen Sinn ist nicht zu befürchten, da die eingesetzten Materialien und Geräte (Pumpe, Druckleitungen, Druckmanometer, Prüfmaschine) mit entsprechenden Sicherheiten ausgestattet bzw. Sicherheitsfaktoren ausgelegt sind.

Zusätzlich sollte die Ebenheit der Rissfläche bei gleichzeitiger ausreichender Schärfe der Risswurzel (Kerbfehlerproblematik) garantiert werden. Dabei muß der konstruktiv bewerkstelligte Starterriß eine ausreichende Eigensteifigkeit haben. Er sollte sich selbst bei der Schwerlast des einzubringenden und zu verdichtenden Frischbetons durch das vibrierende Rütteln der Rüttelflasche nicht verformen können und die stabile Gesamtlage des PSC im Beton nicht verändern (stabile Position des PSC!) . Das zufällig nahe der großen Risslänge der kreisförmigen Risswurzel liegende Größtkorn des Betons sollte die künstliche Risswurzelspitze nicht deformieren. Anders als bei den gekerbten CT-Metallversuchen in der Bruchmechanik, kann man bei gekerbten Betonproben nicht durch kontrollierte Schwingungsversuche im Labor einen natürlichen feinen messbaren kontrollierbaren Anriß mit natürlicher Risswurzelschärfe künstlich mechanisch erzeugen - in der Betonbruchmechanik ist man auf die vorher einbetonierte Starterrißspitzenschärfe angewiesen. In der Natur, wenn ein stabiles Risswachstum im Beton durch Entlastung gestoppt wird, hat man es sehr wohl mit natürlichen Anrissen und feinsten Risswurzeln zu tun. Das ist ein Schwachpunkt in der Kerbproblematik von bruchmechanischen Modellversuchen in der Materialprüfung, der schwer zu quantifizieren ist, aber von allen wesentlichen materialprüfenden Forschern in der Betonbruchmechanik als tolerierbar angesehen wird. Zur Kerbschärfeproblematik gibt es in der Literatur viele gegensätzliche und widersprüchliche Aussagen – im PSC-Versuch wurde eine künstliche machbare und brauchbare Kerbschärfe mit 1/10 mm erreicht, die als erstmalig und einzigartig in der Materialprüfung bezeichnet werden kann, und bei genauerer Betrachtung der Streuung der Versuchsergebnisse auch aufgrund der natürlichen fehlerbehafteten Struktur von Beton keine Rolle mehr spielt. Durch die große Länge der künstlichen "Riß"-Wurzel (Rissdurchmesser 2a = 150 mm entspricht einem Umfang von ca. 471 mm, ein Rißdurchmesser 2a = 380 mm entspricht einem Umfang von 1194 mm) und der langen Bruchprozesszone, ist der Versuch durch das unter Umständen nahe der Rissspitze liegende Größtkorn nicht so sehr beeinflusst, wie bei konventionellen und meist kleineren Proben – ein wesentlicher Vorteil des PSC-Versuches bei der Testung von Massenbetonen mit entsprechenden Größtkorndurchmessern von bis zu 120 mm. Dazu kommt, dass man leicht einen räumlichen Spannungszustand in relativ großen Betonproben mit einfachster Prüfeinrichtung erzeugen kann, der eine Ermittlung von bruchmechanischen Materialkennwerten quasi im ebenen Dehnungszustand problemlos zuläßt.

Der PSC als ganzes sollte auch horizontal und parallel zu den Deckflächen des PSC-Probenkörpers auf halber Probenhöhe zentrisch innenliegend zu liegen kommen, was wiederum eine konstruktive und stabile Machbarkeit und Lösung durch zusätzliche kleine Einbauten bedingte, die selbst aber wiederum nicht die natürlichen Bruchvorgänge beeinflussen dürfen.

Erst durch diese oben gestellten und bewusst definierten Anforderungen (quasi als konstruktive experimentelle Randbedingungen) für den Starterriß selbst, kann ein Betonbruch im bruchmechanischen Modus I mit dem PSC experimentell bewerkstelligt und nachhaltig bewusst initialisiert erzeugt werden.

Wie sich bei den Versuchen mitunter bei der Untersuchung der gebrochenen Betonproben herausstellte, entstehen unterhalb des kreisförmigen Risses im Bereich der Rißuferwandungen (zwischen Blech vom PSC und glatter kreisförmiger Betonfläche) vereinzelt nicht vernachlässigbare Luftblasen, die durch nicht sorgfältiges Verdichten des Betons und den dabei aufsteigenden Luftblasen während dem Betoniervorgang erzeugt werden (z.B. Abb. 3.3.4-1a in [181]). Das freie Wasser im offenen Hydrauliksystem unter Druck füllt diese kleinen Hohlräume entweder naß aus, oder im Druckkissenversuch wird die jeweilige anliegende flexible Druckkissenhälfte (zähes dünnes Nirosta-Blech) an die kleinen maßgeblichen ca. 2 bis max. 4 cm im Durchmesser großen kreis- und/oder ovalförmigen, scharfkantig begrenzten, Hohlräume im anliegenden Beton der Rissuferwand angedrückt. Gerade im durch konstantes Volumen gesteuerten Versuch ist eine derartige auftretende Problematik dem Versuchszweck nicht förderlich, denn man will ein kontrolliertes konstantes Injektionsvolumen unter Druck (konstante Injektionsrate [Volumen/Zeit]) einbringen und dieses messbare Gesamtvolumen (Kolbenhubweg mal Kolbendruckfläche) der erforderlichen tatsächlichen Brucharbeit (pV-Diagramm) und Rißverformungen im Probeninneren gegenüberstellen (Vergleichbarkeit zwischen Rechnung und Messung), um dadurch approximativ Aufschlüsse über die Länge bzw. das Volumen der jeweiligen, durch eindringendes Wasser benetzten. Bruchprozesszone und der PSC-Verformungsfigur (approximately "disc-shape") erhalten zu können.

In der Folge wurde beim Betonieren die gesamte PSC-Schalung anfänglich durch untergelegte Holzkeile in Abweichung von der waagrechten Lage leicht gegenüber der horizontalen Richtung geneigt, um den Verdichtungsvorgang mechanisch insofern zu unterstützen, dass die dabei auftretenden Luftblasen dadurch leichter entlang der geneigten PSC-Fläche unterhalb vom Blech der unteren Kissenhälfte nach oben steigen können, was in weiteren Versuchen auch empfohlen wird. In [185] werden die 7 verschiedenen PSC-Bautypen im offenen (für die Nassversuche die Typen 1, 5, 6, 7) und im geschlossenen (für die Trockenversuche die Typen 2, 3, 4) Hydrauliksystem der Reihe nach detailliert erläutert. In [178] sind ergänzend die Bauskizzen der "flat jacks" (Typen 2, 3 und 4 für die Trocken-versuche) enthalten, und in [181] fotografisch festgehalten.

Die Details zu den konstruktiven Einbauten im PSC-Betonprobenkörper sind in [185] im Kapitel 3.4.3 C in ausführlich beschrieben.

3.4.4 Die PSC-Proben und deren Behandlung nach der Testung

Ein nicht unwesentlicher Teilaspekt der Prüfung von PSC-Betonproben ist das abschließende Auseinanderbrechen im Sinne einer Kontrolle bzw. Nachschau was im Probeninneren bzw. in der Rissfläche und im PSC so alles interessantes geschehen ist (Abb. 3.4.4-3a,b in [181]). Verifiziert werden kann dabei die ordnungsgemäße Lage der PSC-Einbauten, und im gleichen Vorgang besteht dabei die Möglichkeit der Begutachtung der PSC-Betonbruchfläche. Kontrolliert werden kann z.B. der dreidimensionale flächenhafte Rissverlauf im Beton oder ob sich die Folie am Rand der PSC-Starterrisse aufgebogen hat. Auch kann ergründet werden ob die Druckleitung oder das PSC-Innere verstopft sind, oder die Rissfortpflanzung naturgemäß unbehindert im unbewehrten Betonkontinuum, unbeeinflusst durch die Einbauten wie z.B. die Tragbügel, der Bewehrung und der Drahtverspannungen erfolgen konnte. Letztendlich könnte auch noch ein anderer unvorhergesehener Defekt aufgetreten sein.

Wie schon zuvor erwähnt, sind die Probenkörper im offenen Hydrauliksystem bei der Versuchsdurchführung im P- oder D-Versuchsmodus bei Erreichung der maximalen Innendruckbelastung nicht vollständig und prompt in zwei Scheibenteile gebrochen. Zunächst sind anfänglich nur wenige Wassertropfen über den Umfang (Mantelfläche der zylindrischen kreisrunden Betonprobe) verteilt aus den kaum sichtbaren kleinen Betonrissen ausgetreten, zwischen denen sich dann der Riß bei weiterer Zuführung von Wasser, außerhalb sichtbar und beinahe unhörbar (menschliches Ohr, neben lauten Versuchs- und Laborgeräuschen), sich ausbildete (Abb. 3.4.4-5a,b in [181]). In Abbildung 3.4.4-4 und Abb. 3.4.4-8 in [181] kann man den zuvor beschriebenen Vorgang erkennen, wie eben das Wasser im Versuch am Rand der Probe aus dem Betonriß austritt.

Dieser sichtbare Riß außerhalb der Betonprobe (in der Mantelfläche) im offenen Hydrauliksystem bildete sich aber nur entlang von etwa 1/3 bis 2/3 der Umfangslänge, auf ca. halber Probenhöhe, aus (Abb. 3.4.4-5a,b in [181]). Vermutlich war die Fördermenge im P-Versuch zu gering, um weiter Druck aufbauen zu können, da die geförderte Wassermenge durch den bereits vorhandenen Riß während des Experimentes austreten konnte.

Bei den Druckkissenversuchen im geschlossenen Hydrauliksystem im D-Versuch sind die Proben, mit dem gesunden menschlichen Ohr hörbar (kurzer lauter dumpfer Knall), anfänglich sofort nach dem Erreichen der Maximaldrücke auf ca. 2/3 bis zur vollen Umfangslänge auf ca. halber Probenhöhe gerissen (Abb. 3.4.4-6 in [181]). Die aufgetretenen Spaltweiten bewegten sich im Normalversuch zwischen 0,5 bis 1,5 mm. Wenn man aus experimenteller Neugierde das Druckkissen (PSC-Bautype 2) weiterhin befüllte (verschärfte Dichtheitskontrolle im laufenden Versuch) steigerte sich die Spaltweite lokal und abschnittsweise entlang des Probenumfanges auf circa halber Probenhöhe bis zu 10 mm.

Das restliche Auseinanderbrechen der beiden Probenhälften geschah händisch durch Eintreiben von gehärteten Meiseln und Stahlkeilen in den vorhandenen Riß. Diese recht mühsame Arbeit (vor allem bei den Proben aus den Versuchen mit dem offenen hydraulischen System) könnte, wenn sie nur der Kontrolle dient, entfallen, solange das Prüfergebnis im erwarteten Bereich liegt. Notwendig ist das Aufbrechen für wissenschaftliche Zwecke und Untersuchungen, denn so kann jedenfalls zum Beispiel festgestellt werden, ob der Riß hauptsächlich durch die Zementmatrix, die Kontaktfläche zwischen Zuschlagskörner und Zementmatrix oder durch die Zuschlagskörner selbst verlief. Bei Problemfällen mit den Druckkissenversuchen wurde die Betonamit-Methode eingesetzt (siehe dazu auch Kapitel 3.4.3 B im Abschnitt PSC-Bautype 3 in [185]).

In den Proben der Versuche im offenen Hydrauliksystem, vermutlich auch im geschlossenen Hydrauliksystem mit Druckkissen, erfolgt der Bruch der Probe und das dabei auftretende Rißwachstum nicht gleichmäßig und gleichverteilt radial symmetrisch von Innen nach Außen, sondern im realen Versuch selbst anfänglich meist immer und mitunter in der weiteren Folge ungleichmäßig. Die Abb. 3.4.4-7a,b in [181] zeigt dies exemplarisch: Die dunkleren Flächen in der Ligamentfläche sind auf das Öl vom Druckzylinder ENERPAC (Maximaldruck 700 bar) zurückzuführen. Die Probe der Bautype A mit einer ungeeigneten Starterißtype (zwei gegenüberliegende, letztendlich nicht dicht, geklebte Folien mit Ø150 mm und mit Kunststoffanschlussgewinde) war einer der ersten experimenteller Fehlversuche in der TVFA. Dabei ist Zementleim vom Frischbeton beim Betonieren in den PSC zwischen die beiden Folien eingedrungen, und dabei eine PSC-Teilfläche im ausgehärteten Zustand verstopft. Der Versuch musste aus Sicherheitsgründen (Überschreitung der zulässigen Maximalbelastung vom P-Versuchstand) abgebrochen werden. Der brucherzeugende Maximaldruck nach mehrmaliger Druckaufbringung mit dem ENERPAC Öldruckzylinder betrug in etwa 500 bar, das Hydrauliköl konnte ungehindert in die gebrochene Ligamentfläche eindringen und so die Bruchfläche "einfärben".

Die Vorbemessung der Versuchsstände hinsichtlich der Geometrie der PSC-Probenkörper, der Druckkräfte und Verformungen und Volumina im PSC hängt von der Wahl der Probengeometrien mit implementierten Starterrissen, und in der Folge von der notwendigen erforderlichen maximalen Druckspannung im Inneren des Penny Shaped Crack, die auch zum Bruch der Betonprobe führt, ab. Davon hängen wiederum die Messbereiche der Messgeräte ab (Messgenauigkeit), wie zum Beispiel die Druckgeber, Druckmanometer, Pumpenleistungen, Wasservolumina im geschlossenen und im offenen Hydrauliksystem. Wie im konstruktiven Ingenieurbau auch selbstverständlich und üblich, mussten diese Kraft- und Weggrößen im Sinne einer Vorbemessung abgeschätzt werden, um eine sichere und brauchbare Versuchsdurchführung gewährleisten zu können. Nachfolgende Erläuterungen gliedern sich in drei Entwurfsaspekte, nämlich der Wahl der Geometrie des PSC-Probenkörpers, die erforderlichen maximalen Druckkräfte und die zu erwartenden Verformungen bzw. notwendigen Volumina für das zu injizierende Druckmedium (hier Trinkwasser in den P-Versuchen und destilliertes Wasser in den D-Versuchen). Die Detailuntersuchungen und Berechnungen sind in [185] ersichtlich.

<u>Geometrie der PSC-Probenkörper:</u> Die Massen und die Geometrien sind auch in [177] im Anhang ersichtlich.

Druckkräfte im PSC: Die eingesetzte vorhandene Pumpe im P-Versuch hat einen erlaubten Maximaldruckbereich bis zu 400 bar, und die Pumpe im D-Versuch hat einen Maximaldruckbereich bis zu 700 bar. Die Kerbwirkung sollte eigentlich eine Druckspannung bedingen, die einer Zugfestigkeit weit unterhalb der rechnerischen Zugfestigkeit von Beton gegenüber steht. Um im Versuch mit dem PSC im geschlossenen Hydrauliksystem einen K_{IC} – Wert von 3,44 MN/m^{3/2} (Felduntersuchung eines Dammes durch SAOUMA u.a. [75]) erreichen zu können, würde man einen Maximaldruck von ca. 136.34 bar benötigen. Dies ist mit den vorliegenden zwei Pumpengeräten zu schaffen (siehe Kapitel 3.6 ff), auch die Druckleitungen ERMETO "Schwer" mit einer Maximaldruckgrenze von 630 bar decken ein derartiges hohes Druckerfordernis ab. Die ERMETO "Leicht" Druckleitungen haben eine Maximaldruckgrenze von 240 bar. Als Druckgeber konnte der im Labor vorhandene 200 oder 300 bar Druckgeber, und im Bedarfsfall auch der 500 bar Druckgeber herangezogen werden. Wenn aber grundsätzlich tatsächliche Kraftgrößen bzw. Weggrößen im Versuch weit unterhalb der Messbereichsobergrenze liegen (es werden elektronisch immer die Spannungsveränderungen im Milli-Volt-Bereich pro Volt (mV/V) gemessen), so führt das zu Ungenauigkeiten in der Messwertaufzeichnung in den unteren Druckbereichen bzw. Kraftgrößen. Daher muß jener Druckgeber mit jener Messbereichsobergrenze verwendet werden, der den zu erwartenden möglichen Größtwerten in den Versuchen am nächsten kommt.

<u>Verformungen und Volumina im PSC:</u> Grundsätzlich gilt: Für die Volumina-Vorbemessung für das PSC-Prüfsystem ist jener Fall mit den größten geplanten PSC-Starterissdurchmessern maßgeblich! Die verwendete Zweikolben-Pumpe im P-Versuch hat eine ausreichende Größe, da das Wasser aus einem Vorratsbehälter mit ausreichendem Volumina stammt, und aus dem das Wasser mittels Druck in den PSC gedrückt wird. Der ENERPAC RC-59 hat ein Ölvolumen von 151 cm³ (berechnete Maximalvolumina von ca. 9 cm³); auch dies sollte reichen, insbesondere für die Versuche im geschlossenen Hydrauliksystem im D-Versuchsmodus.

3.6 PSC-Prüfungen im Nassversuch und im Trockenversuch, unter Verwendung von zwei einfachen prüftechnischen Einrichtungen, jeweils mit einem offenen oder einem geschlossenen Hydrauliksystem

Nachfolgend werden die kraft- bzw. druckgesteuerte (P, pressure) und die verformungsgesteuerte (D, deflection) PSC-Prüfmethode und deren zugehörigen prüftechnischen Einrichtungen und Installationen beschrieben. Jeweils wird es thematisch gegliedert in "Druckaufbau" und"Datenerfassung" mit den grundsätzlichen exemplarischen Beispielen der entsprechenden grafischen Datendarstellung. Einerseits der Druck-Zeit-Diagramme im P-Versuchmodus, und andererseits der Druck-Weg-Diagramme im D-Versuchmodus. Ebenso werden ergänzend die jeweiligen notwendigen Schritte und experimentellen Vorgänge und Abläufe während der spezifischen Testungen prinzipiell erläutert.

Schon im Kapitel 3.3 wurden, im Sinne eines ersten grundsätzlichen PSC-Forschungsüberblickes die wesentlichen Aspekte der beiden PSC-Prüfeinrichtungen angeführt.

Begonnen wurde in der ersten Versuchsreihe (Proben 1 bis 30) mit der methodisch einfachen P-Methode mit einem offenen Hydrauliksystem (siehe dazu Kap. 3.6.1).

Darauf aufbauend erfolgte die Entwicklung einer verbesserten, modifizierten, einfachen zweiten Prüfmethode (Probenreihe 31 bis 46), nämlich der D-Methode - entweder mit einem geschlossenen oder einem offenen Hydrauliksystem, beide geeignet als betonbruchmechanische Prüfmethoden zur Ermittlung von bruchmechanischen Materialkennwerten von Beton (Kap. 3.6.2).

Im dritten Unterkapitel 3.6.3 erfolgt zusätzlich und thematisch passend, die exemplarische Beschreibung der experimentellen Analyse der verwendeten Kolbenpumpe im D-Versuch im Hinblick auf die Ermittlung der Größenordnung der möglichen Kolbengleitreibung, und der experimentellen Spannungsverteilungsanalyse der PSC-Bautype 2, nämlich der metallischen Druckkissen (Prüfeinrichtung dazu siehe Kap. 3.6.3 und [179]).

3.6.1 PSC-Prüfungen mit druckgesteuerten Versuchsaufbau und einem offenen Hydrauliksystem

A.) Druckaufbau:

Wesentlicher Gesichtspunkt in der ersten Versuchsreihe (Proben 1 bis 30) bei der experimentellen Untersuchung war, dass die Rissaufweitung im PSC-Inneren durch einen Wasserdruck in direkter Druckbeaufschlagung (daher die Begriffe "Nassversuch", bzw. Versuch mit einem "offenen Hydrauliksystem"), und nicht mit einem anderen möglichen Druckmedium, wie z.B. Hydrauliköl oder einer anderen örtlichen mechanischen Krafteinleitung, da die Forschungsthematik grundsätzlich und dem Forschungsziel folgend auf wasserdruckbeaufschlagte Risse von geschädigten Betonbauten im konstruktiven Wasserbau ausgerichtet war. Diese "praxisnahe" und "realistische" Beanspruchung im Experiment wird auch als Vorteil gegenüber den z.B. sehr beliebten oftmals verwendeten betonbruchmechanischen Versuchsmethoden mit den gekerbten Betonbiegebalken oder Betonwürfelproben angesehen. An dieser Stelle sei aber kritisch angemerkt, dass es sich in der Praxis des konstruktiven Wasserbaues immer zumeist um Lastkombinationen von tatsächlichen Beanspruchungen bzw. Einwirkungen handeln wird. So z.B. um Biegebeanspruchungen aus statischer Beanspruchung, oder sogar risseschließende Druckspannungen aus den ständigen Lasten wie Eigengewichten, und hydrostatische Belastungen durch Wasserdruck in Rissen in der Zugzone von geschädigten Betonbauteilen bzw. Bauwerken.

Eine weitere Einschränkung, wie zuvor schon erwähnt als "Forschungsmaxime" war es, im Rahmen dieser Voruntersuchungsreihe mit möglichst im Hause vorhandenem einfachen Laborgerät und Material bzw. Stoffen auszukommen. In Abbildung 3.3-2 in [181] ist die gesamte Versuchsanordnung zur Veranschaulichung ersichtlich. Die Abbildung 3.3-2 zeigt die dazu passende grafische schematische Prinzipskizze des P-Versuchsmodus.

Die verwendete Pumpe der Marke POLYPLAN 1002 ist für Wasser geeignet. Mit ihr kann ein hydraulischer Maximaldruck im Versuchstand von 400 bar aufgebaut werden.

Zum Injizieren vom Trinkwasser wird die oben erwähnte Zweikolbenpumpe verwendet, die mit einer konventionellen handelsüblichen Handbohrmaschine als Antriebsmotor betrieben wird, wodurch leider ein stoßweiser und pulsierender Druckaufbau erzeugt wurde. Die POLYPLAN-Zweikolbenpumpe ist mit einem Druckregler versehen, wodurch sich der gewünschte hydraulische Wasserdruck bis max. 400 bar per manueller Einstellung regulieren bzw. vornehmen lässt.

Die Leistung der Pumpe (Druck mal Fördermenge, p.V) ist von der Drehzahl der Bohrmaschine und auch von der Dichtigkeit des hydraulischen Systems der Installationen abhängig. Als wesentlicher Mangel ist die relativ große Undichtigkeit der Pumpe selbst anzuführen (keine sinnvolle nachvollziehbare Messung der Volumina -Injektionsrate - möglich), wodurch auch nur bei ausreichender Fördermenge die Drucksteigerungsrate (Druck/Zeiteinheit) relativ konstant gehalten bzw. gesteigert werden kann. Die Pumpe wurde bei allen Versuchen letztendlich mit maximaler Motordrehzahl betrieben, um die stoßweisen Schwankungen (Druckabfall durch Wasserverluste, eventuelles erstes stabiles Risswachstum) möglichst gering zu halten. Der manuell händisch regulierte hydraulische Druck im gesamtheitlich betrachteten offenen Prüfsystem wurde möglichst kontinuierlich bis zum Bruch der Probenkörper gesteigert. Der instabile Rissfortschritt trat bei ca. 20 bis 300 Sekunden ein, dies entspricht unter Berücksichtung der maximalen und minimalen Bruchspannungen (maximaler Innendruck) in der ersten Probenreihe in etwa einer Drucksteigerungsrate im Größenbereich von näherungsweise 0,10 bar/Sekunde bis 2,70 bar/Sekunde.

Als Verbindungsstück zum einbetonierten Hydraulikrohr (ERMETO "Schwer", diente ein flexibler bewehrter starker Hydraulikschlauch (Kunststoff, maximaler Betriebsdruck 450 bar) mit druckfesten Anschlüssen von ERMETO "Schwer", max. Druck 630 bar). Diese bewusste Überdimensionierung ergab sich aus den ersten Fehlversuchserfahrungen mit dabei hohen erforderlichen Drücken bis zu 500 bar, und grundsätzlichen Überlegungen einer erforderlichen ausreichenden Steifigkeit bezüglich der Prüfeinrichtung selbst gegenüber den PSC-Probenkörpern. Mit der ursprünglichen Ausführung ERMETO "Leicht" (Baureihe L, maximaler ND 250 bar) konnte nicht das sicherheits- und versuchstechnische (ausreichende Steifigkeit des Prüfsystem!) Auslangen gefunden werden.

Die technischen Daten der Hydraulikleitungsausführung ERMETO "Schwer" 8x2 sind in [180] und [185] ersichtlich.

B.) Datenerfassung:

Zwischen der Zweikolbenpumpe und der PSC-Betonprobe wird in die Hydraulikleitung ein elektronischer Druckgeber (entweder für einen Maximaldruck von 500 bar oder i.d.R. 300 bar, auf Funktionsbasis DMS, Dehnmessstreifen), wie in Abbildung 3.6.1-2 in [181] ersichtlich, eingebaut.

Dieser elektronische Druckgeber wird mit einem Messverstärker mit integrierter Anzeige verbunden. Von da aus wurde erstens ein X/T-Schreiber zur zeitabhängigen grafischen Druckanzeige, und zweitens ein Spitzenwertspeicher für den Maximaldruck angeschlossen. Die maximale Druckanzeige (Peak Load) erfolgte auch digital mittels einem Digitalmultimeter,- gesamtheitlich betrachtet ein einfaches Datenerfassungsprinzip und in Abb. 3.6.1-3 in [181] abgebildet.

Quasi stellvertretend für alle Versuchsprotokolle (Druck-Zeit-Diagramme) werden anhand von drei repräsentativen und typischen Beispielen einige auffallende Merkmale erläutert. Zu jedem einzelnen experimentellen Versuchsablauf gehörte auch die grafische zeitlich verfolgte Druckaufzeichnung mit einem analogen X/T-Schreiber. Den Abszissenwerten entspricht die Zeit, und den jeweils zugehörigen Ordinatenwerten entsprechen die absoluten Wasserdruckwerte. Vorab sei angemerkt, daß diese aus druckgesteuerten Versuchen stammenden Druck-Zeit-Diagramme nicht geeignet sind, die kritische Bruchenergie G_{IC} zu ermitteln. Dazu ist grundsätzlich eine verformungsgesteuerte Versuchsdurchführung (D-Versuchsmodus) mit konstanter Injektionsrate und mit stabilem Risswachstum bis zum Versuchsende notwendig. Die erreichte Peak Load (p_{max}) kann jedenfalls für die Ermittlung der Bruchzähigkeit K_{IC} herangezogen werden.

Typ 1 (Abb. 3.6.1-1):

Bei der Laststeigerung, welche durch das manuell bedingte händische Drehen des Druckbegrenzungsventile der Zweikolbenpumpe vorzunehmen ist, wird ein kontinuierlicher Verlauf der Druck-Zeit-Aufzeichnung erreicht. Der steile Druckabfall nach dem Erreichen der Höchstlast erfolgte sehr rasch. Dies entsprach den Erwartungen einer großen Rissfortpflanzungsgeschwindigkeit im druckgesteuerten Versuchsmodus.



Abb. 3.6.1-1: Druck-Zeit-Diagramm Typ 1der Probe 12 im P-Versuch. Das Wasser ist gleichmäßig nach dem Bruch aus dem Riß an der Probenaußenfläche ausgetreten.

Typ 2 (Abb. 3.6.1-2):

Nach dem Erreichen der Maximallast sinkt der Druck zuerst stetig und fällt erst nach einiger Zeit bzw. erst nach einem gewissen Druckabfall steil ab. Möglicherweise ist hier die Rauhigkeit im neuen Riß so groß, dass trotz der geringen Förderleistung der Zweikolbenpumpe noch ein Druck aufgebaut werden kann solange die Wasseraustrittsmenge am Umfangsriß der PSC-Betonprobenkörper, in der Phase des zunehmenden Risswachstums über die Ligamentfläche verteilt betrachtet, noch gering ist. Das in der Pumpentechnik sich begründende pulsierende Element in der Druckerzeugung ist in den Druckschwankungsaufzeichnungen ersichtlich.



Abb. 3.6.1-2: Druck-Zeit-Diagramm Typ 2 der Probe 10 im P-Versuch. Das Wasser ist nicht sofort gleichmäßig nach dem Bruch aus dem Riß an der Probenaußenfläche ausgetreten, daher wurde nach dem steilen Abfall der Druck bzw. die Fördermenge noch einmal kurzzeitig gesteigert und so eine weiteres Risswachstum, am Umfang war die Wirkung ersichtlich, provoziert.

<u>Typ 3 (Abb. 3.6.1-3):</u>

Der Druck wurde stufenweise aufgebracht, mit möglichst kontinuierlichem Verlauf zwischen den einzelnen Stufen. Die Stufen in der Druck-Zeit-Diagrammaufzeichnung ergaben sich durch manuelles "Nachfassen" am Regulierventil und wurden in Abständen von ca. 10 bar ausgeführt. Nach dem kurzzeitigen Überschreiten der "Peak Load" ist die PSC-Betonprobe mit steilabfallenden Ast plötzlich gebrochen (vergleichbar dem Sprödbruch oder dem unangenehmen Trennbruch), ein typisches Erscheinungsbild für ein instabiles Risswachstum im druckgesteuerten Versuchsablauf, bei dem die Rissfortpflanzungsgeschwindigkeit eine nicht kontrollierbare und steuerbare Größenordnung erreicht. Dabei tritt wiederum, wie bei allen anderen vergleichbaren Versuchen so auch bei diesem Nassversuch, das Wasser außen am Umfangsriß der PSC-Betonprobe druckfrei aus, abgesehen vom gerade wirkenden Athmosphärendruck in der Luft von ca. $p_0 = 1,0$ bar.



Abb. 3.6.1-3: Druck-Zeit-Diagramm Typ 3 der Probe 22 im P-Versuch Das Wasser ist sofort gleichmäßig nach dem Bruch aus dem Riß an der Probenaußenfläche ausgetreten. Eine weitere Drucksteigerung nach dem steil abfallenden Ast in der Druck-Zeit-Aufzeichnung bewirkte kein weiteres Risswachstum, lediglich der Abfluss (Volumen/Zeit) aus dem bestehenden Riß wäre gesteigert worden (quasi eine Erhöhung der Durchflussmenge ohne Rißwachstum).

Unstetigkeiten beim Druckanstieg i.a. und sogar relative Minima (geringfügige Druckabfälle) vor dem Erreichen der Maximallast (die davon nicht beeinflusst wird) konnten bisher noch nicht geklärt werden. Ob der Grund dafür bei der Pumpe zu suchen ist, oder beim Auftreten des ersten stabilen Risswachstum, was selbst wiederum eine Volumenzunahme im Riß und eine Druckabnahme bedeuted, wird noch zu untersuchen sein, insbesondere wenn man mit der gleichen Gerätschaft weiterführende experimentelle Untersuchung anstellen möchte.

Die Druckspitze am Beginn jedes Versuches ist auf den Druckstoß zurückzuführen, der beim Einschalten des Motors (Bohrmaschine) erzeugt wird. Der Druck kann sich alleine durch die Rohrreibung aufbauen. Er erreicht etwa 4 bis 8 bar und klingt sehr rasch wieder ab, und beeinflusst gesamtheitlich betrachtet nicht wesentlich das Versuchsgeschehen. Dieser Kurzzeitanstieg und die relativen Minima im an-steigenden Ast der Druck-Zeit-Diagramme hat keinen Einfluß auf die Größenordnung der zu erreichenden Maximallast.

Zu Beginn jedes Versuches wird das ursprünglich mit Luft gefüllte Prüfsystem (Druckzuleitungen, PSC selbst) mit Trinkwasser unter Druck (selbst ein lufthältiges Druckmedium) befüllt, dabei wird jene Luft die sich gerade im ganzen "dichten" System befindet komprimiert. Dies hat auf die Ergebnisse im druckgesteuerten PSC-Versuch keinen Einfluß. Im verformungsgesteuerten D-Versuch muß aber jegliche Kompressibilität des Druckmediums vermieden bzw. ausgeschlossen werden, da es die Gesamtsteifigkeit des Prüfsystems verringert, und so eine stabile Versuchsdurchführung erschwert bzw. u.U. grundsätzlich unmöglich macht.

Mit den gewählten Drucksteigerungsraten von bis zu 2,70 bar/Sekunde wurde ein gutes und brauchbares Ergebnis erzielt (siehe Kap. 3.7). Eine weitere Steigerung der Druckraten hätte letztendlich einen nicht mehr unwesentlichen Einfluß auf die Bruchlast zur Folge. Auch in der Wasserbaupraxis selbst bauen sich, zeitlich betrachtet, die Wasserdrücke in den Betonrissen nicht plötzlich und lokal stark erhöhend auf. Eine weitere Steigerung der Druckraten hätte erhöhte Bruchzähigkeitswert zur Folge. In den ingenieurmäßigen Untersuchungen der Stabilität der durch Risse geschädigten Betonbauwerke ist immer der kleinste mögliche realistische Betonbruchkennwert maßgeblich, abgesehen von anderen Sicherheitsüberlegungen und problemspezifischen Sicherheitsbeiwerten auf der stofflichen Widerstandsseite (Beton) im konstruktiven Ingenieurbau.

3.6.2 PSC-Prüfungen mit verformungsgesteuerten Versuchsaufbau, entweder mit einem offenen Hydrauliksystem im Nassversuch oder mit einem geschlossenen Hydrauliksystem im Trockenversuch

A.) Druckaufbau:

Sinngemäß gelten an dieser Stelle die ersten drei Absätze vom Kapitel 3.6.1, wobei mit der nun vorliegenden D-Versuchsmethode in der zweiten Versuchsreihe (dazu gehören die Proben 31 bis 45, die Probe 46 wurde aus Sicherheitsgründen mit einem ÖI-ENERPAC-Druckzylinder manuell bis zum Bruch bei 410 bar belastet, mehr dazu später) mit einer konstanten Wasserinjektionsrate (Druckmedium mit konstantem Verhältnis Volumen/Zeit injizierbar) und mit einer entsprechenden Pumpe im Sinne einer verformungsgesteuerten Versuchspraxis verfahren wurde bzw. verfahren werden kann. Verwendet wird dabei destilliertes, luftfreies Wasser aus dem Bauchemie-labor der TVFA.

Die Kompressibilität des luftfreien Druckmediums Wasser ist nahezu verschwindend klein (Abhängig von der Temperatur und vom Druck, quasi gegen Null gehend), d.h. eine beabsichtigte stabile Versuchsdurchführung mit einem durchgehenden stabilen Risswachstum in den PSC-Probenkörpern bis zum natürlichen Versuchsende erscheint so jedenfalls eher möglich. Definitionsgemäß tritt zum Schluß kein Wasser aus dem deutlich sichtbaren Riß am Umfang der PSC-Probe im Trockenversuch aus. Anfänglich ist das Rißwachstum im Trockenversuch laut und deutlich hörbar (*plötzlicher lauter dumpfer Knall bei unerwünschten Sprödbruch im Fall von instabilen Risswachstum mit hoher Rissfortpflanzungsgeschwindigkeit im PSC-Probenkörper, akustisch ähnlich dem einmaligen starken Klopfgeräusch auf eine weiche hölzerne Unterlagsplatte*), ansonsten sind im stabilen Versuchsablauf die Risswachstumsgeräusche sehr leise und akustisch mit dem menschlichen Ohr kaum vernehmbar. Sehr wohl wiederum tritt das Wasser im Nassversuch, genau so wie schon zuvor eingehend erläutert, am kaum sichtbaren Umfangsriß der PSC-Probenkörper aus.

Auch hier gilt als wesentlicher Gesichtspunkt bei der experimentellen Untersuchung. dass die Rissaufweitung im PSC-Inneren durch einen Wasserdruck in direkter Druckbeaufschlagung (daher die Begriffe "Nassversuch" bzw. Versuch mit einem "offenen Hydrauliksystem" mit PSC-Bautype 1) und mit einer indirekten Wasserdruckbeaufschlagung des PSC (daher der Begriff "Trockenversuch", bzw. Versuch im "geschlossenen Hydrauliksystem" der gesamtheitlich betrachteten, absolut wasserdichten Versuchsanordnung) mittels der "flat jacks" (Druckkissen, PSC-Bautypen 2, 3 und 4). In Abb. 3.6.2-1a und Abb. 3.6.2-2a sind schematisch die gesamten D-Versuchsanordnungen je nach Probenkörperbautype A oder B anschaulich dargestellt (siehe auch Abb. 3.6.2-13 bis Abb. 3.6.2-17b in [181]). In Abb. 3.6.2-1b und 3.6.2-2b der [181] sind schematisch wiederum die Abb. in desamten D-Versuchsanordnungen je nach Probenkörperbautype A oder B mit umfassender Legendenbeschriftungen anschaulich dargestellt. Die Probenkörper der Bautypen A und B im D-Trockenversuch mit den Druckkissen der PSC-Bautype 2, 3 und 4 mussten an den beiden Deckflächen bewehrt werden (gemäß Kapitel 3.4.4 "Einbauten im PSC-Probenkörper" und [Anlage 1]), da die erforderlichen hydraulischen Innendrücke im PSC (Druckbereich von bis zu ca. 85 bar beim Bautyp B und bis ca. 190 bar beim Bautyp A) an den Oberflächen der Betonproben außen Biegezugspannungen und damit unerwünschte Außenrisse erzeugten. In den D-Nassversuchen mit dem offenen Hydrauliksystem und den PSC-Bautypen 1 konnte auf die Betonbewehrung gänzlich verzichtet werden, da die Druckkräfte im erträglichen Ausmaß von bis zu ca. 50 bar für die PSC-Betonprobenkörper aufgetreten sind.



Abb. 3.6.2-1a: D-Prüfmethoden mit einem Probenkörperbautyp B im Trockenversuch

Der prinzipielle D-Versuchsaufbau im Sinne der trockenen Druckkissenversuche mit dem geschlossenem Hydrauliksystem wird auch für die Druckkissenanalyse (Spannungsverteilung) der "flat jacks" der PSC-Bautype 2 verwendet (Abb. 3.6.3-1a und Abb. 3.6.3-1b in [180] samt Legendenbeschreibung der Prüfsystembauteile und Skizzen der PSC-Typ2-Einspannvorrichtung in [179]).



Abb. 3.6.2-2a: D-Prüfmethode mit einem Probenkörperbautyp A im Nassversuch

Gleichzeitig wird die im D-Prüfungsmodus zum Einsatz kommende ENERPAC RC-59 Einkolbenpumpe hinsichtlich ihrer Kolbengleitreibung experimentell untersucht (Kolbenreibungsanalyse). Parallel dazu wird die Dichtigkeit des Gesamtsystems und der Druckkissen selbst mituntersucht, drei experimentelle Vorgänge in einem Versuchsaufbau, der für die zukünftige Vorgehensweise in der Vorbereitung der eigentlichen D-Prüfmethode und der P-Testungsvariante im Vorfeld der eigentlichen Betonprobentestung empfohlen wird (siehe Kap. 3.7ff).

Ein Außengewinde am Zylinderkopf der Kolbenpumpe, ein Kolbenstangengewinde sowie ein Innengewinde am Zylinderboden ermöglichen eine einfache Montage. Am Zylinderboden innen ist eine leistungstarke Rückzugfeder installiert, diese wurde vom Laboranten in der hauseigenen Werkstätte für die Dauer der Experimente entfernt, da der Zylinder vor dem Versuch mit Wasser befüllt werden muß (Kolben der Pumpe ganz ausgefahren). Erst dann kann man im Sinne des PSC-Versuchsprinzips per Kolbensenkung durch die Prüfmaschine einen Druck im Druckzylinder, und in der Folge im Hydrauliksystem der Versuchsanlage bis hin zum PSC-Inneren der PSC-Probenkörper selbst aufbauen. Dies entspricht einer umgekehrten Verwendung des einfachwirkenden Mehrzweckzylinders, wobei zuerst das Öl aus dem Zylinder vollständig entfernt wurde, immer bevor mit den Wasserversuchen begonnen wird.

Nach den Versuchen wird das Restwasser aus dem Zylinder entfernt und dieser wieder aus Korrosionsschutzgründen mit Hydrauliköl benetzend befüllt (nicht ganz voll), gerade mit einer so großen Ölmenge, damit man leicht wieder bei neuerlichen Versuchen den Druckmediumwechsel gewissenhaft und vollständig bewerkstelligen kann. Dadurch ist auch eine gewisse Schmierung und geringere Gleitreibung des Kolbens im Druckzylinder gewährleistet.

Mit der Einkolbenpumpe RC-59 kann im Gegensatz zur Zweikolbenpumpe POLY-PLAN (kraftgesteuerte Nassversuche) ein konstanter gleichmäßiger Druck-aufbau erzeugt werden.
Die zeitabhängige Druckkraft F(t) wird durch die konstante Hubbewegung ∆h mit konstanter Hubgeschwindigkeit "dh/dt" des vertikal beweglichen Teiles der SHIMAD-ZU-Prüfmaschine nach unten, und dabei mit dem eingebauten Druckstempel auf das obere Ende des voll ausgefahrenen Kolbens drückend, erzeugt. Der ENERPAC Druckzylinders ist luftfrei und wie das übrige gesamte Hydraulikprüfsystem voll mit Wasser befüllt.

Dabei wirkt die lotrechte zentrische Kraft F(t) [N oder kN],- diese wird auch von der Prüfmaschine gemessen und per Datenleitung zur Datenerfassung mittels Computer geleitet (Abb. 3.6.2-1b,2b in [180]). Der Druck im System kann durch die Berücksichtgung der Kolbenfläche bzw. wirksamen Kolbenfläche berechnet werden. Die menügesteuerten Einstellungsmöglichkeiten an der Prüfmaschine erlaubten keine implementierte automatische Umrechung der Druckkraft F(t) in den wirkenden Druck. Gleichzeitig wird der zeitabhängige Hubweg $\Delta h(t)$ passend zur jeweiligen Druckkraft F(t) gemessen und aufgezeichnet (Übertragung per Datenleitung zur Datenerfassung. Das injizierte Volumen errechnet sich aus dem Hubweg und der wirksamen Kolbenfläche ($V(t) = \Delta h(t).A_{Kolben}$).

Mit der Pumpe kann ein maximaler Betriebsdruck von 700 bar erzeugt werden. Im sicheren Bereich eine Druckkraft von 45 kN. Diese Grenzwerte bezüglich der Pumpe wurde niemals überschritten. Maximal bis 26 % wurden die möglichen Kraftgrößen ausgenutzt. Die ausreichende Steifigkeit der Pumpe ist ein wesentliches Kriterium im stabilen D-Versuch. In den einzelnen D-Versuchen (Probenreihe 31 bis 45) bewegten sich die Druckkraftgrößen zwischen 1,800 kN und 11,71 kN, dies ent-spricht in etwa einem Druckbereich von 28,1 bar bis 183,0 bar.

Die Druckregelung erfolgt im D-Versuch indirekt über die konstante Hubgeschwindigkeit dh/dt des Kolbens, damit ein volumengesteuerter D-Versuch (im Sinne eines verformungsgesteuerten Versuches) mit konstanter Injektionsrate möglich ist. Ohne weiteres könnte aber mit der Prüfmaschine auch ein druckgesteuerter P-Versuch unternommen werden. Das wesentliche im D-Versuch ist aber mittels einer nachvollziehbaren konstanten und messbaren Injektionsrate V(t) (Wasservolumen/Zeit) im stabilen Versuch einen stetigen Druckverlauf in der Betonprobe im PSC-Inneren erzeugen zu können.

Die Leistung der Pumpe (Druck mal Fördermenge in einer gewissen Zeit, p.V(t)) ist von der Prüfmaschine und auch von der Dichtigkeit des hydraulischen Systems der Installationen abhängig. Als wesentlicher Vorteil gegenüber der Zweikolbenpumpe POLYPLAN ist die absolute Wasserdichtigkeit der Pumpe (ursprünglich und ursächlich ein Öl-Hydraulikdruckzylinder) selbst anzuführen. In allen D-Versuchen mit geschlossenen Hydrauliksystem der Trockenversuche ist das Prüfsystem nie undicht geworden, es gab hier keine Wasserverluste.

Durch die ausreichende konstante Fördermenge kann der Druckaufbau bis zum Maximaldruck stetig steigend (im ansteigenden Ast der Druck-Volumen-Diagramme), bzw. danach auch fallend (nach Erreichen der Peak Load, post peak -Verhalten) aufrecht erhalten werden. Die Pumpe wurde bei den D-Versuchen mit unterschiedlichen Hubgeschwindigkeiten des Kolbens betrieben, je nach Testmethode (Trocken- oder Nassversuch). Im D-Versuch mit offenen Hydrauliksystem (Nassversuch) wurde bei den kleineren Probenkörpern (PK) 32 und 33 der Bautype A mit dem PSC-Starterrißbautyp 1 eine optimale Hubgeschwindigkeit für ein stabiles Risswachstum von dh/dt = 64 mm/Minute experimentell ermittelt. Dies entspricht unter Berücksichtigung der wirksamen Kolbenfläche von 6,5 cm² einer zeitlich konstanten Inkjektionsrate (Wasservolumen/Zeit) von 41,60 cm³/Minute. Eine geringere Geschwindigkeit bewirkte nur ein langsames Herausdrücken des Wassers aus dem PSC entlang der Hydraulikzuleitung, abgesehen von der sich daraus ergebenden langen Zeitdauer der gesamten Versuchsdurchführung bei entsprechend hohem Injektionsratenerfordernis im Nassversuch. Das gleiche Kriterium der Zeitbetrachtung spielt auch bei den Kissenversuchen eine gewisse Rolle.

Bei den Nassversuchen mit den größeren Probenkörpern 31, 34 bis 37 der Bautype B mit dem PSC-Starterriß der Bautype 1 betragen die optimalen Hubgeschwindigkeit dh/dt = 500 mm /Minute bei den Proben 35,36 und 37 und dh/dt = 512 mm/Minute bei den Proben 31 und 34, dies entspricht einer zeitlich konstanten Injektionsrate im Bereich von 325,00 cm³ (PK 35,36,37) bis 332,80 cm³ (PK 31,34).

Wenn der voll ausgefahrene Pumpenkolben der vollgefüllten Pumpe in einem Zug bis zum Anschlag eingefahren wird entspricht dies nach Abb. 3.6.2-8 in [180] bei einem Hubweg von 232 mm einem Gesamtvolumen von 150,8 cm³. Der ENERPAC RC-59 hat laut Hersteller ein Gesamtölvolumen von 151 cm³.

<u>Anmerkung:</u> Aus Sicherheitsüberlegungen wurde in keinem D-Versuch der Kolben bis zum Anschlag eingefahren, auch damit nicht eine zusätzlicher vertikaler zentrischer Normaldruck auf das Zylindergehäuse ausgeübt wird!

Im offenen Hydrauliksystem bei den Nassversuchen musste der Zylinder mehrmals wiederbefüllt werde. Die Messung der ersten Peak Load war davon nicht beeinflusst, da diese mit einem Durchgang auch bei den großen Bautypen B ermittelt werden konnte. Die Einwirkungswiederholungen bewirkten ein Risswachstum bis zum Probenumfang mit sichtbaren Wasseraustritt aus dem Riß. Bei den Trockenversuchen reichte ein Durchgang mit einmaliger Zylinderfüllung aus.

Im D-Versuch mit geschlossenen Hydrauliksystem (Trockenversuch) wurde bei dem kleineren Probenkörpern 45 der Bautype A mit dem PSC-Starterrißbautyp 2 eine optimale Hubgeschwindigkeit für ein stabiles Risswachstum von dh/dt = 2,00 mm/Minute experimentell ermittelt. Dies entspricht unter Berücksichtigung der wirksamen Kolbenfläche von 6,50 cm² einer zeitlich konstanten Inkjektionsrate (Wasservolumen/Zeit) von 1,30 cm³/Minute.

Im Kissenversuch (Trockenversuch) wurde bei den größeren Probenkörpern 38, 43, 44 der Bautype B mit dem PSC-Starterrißbautyp 2 eine optimale Hubgeschwindigkeit für ein stabiles Risswachstum von dh/dt = 2,00 mm (PK 38 und 44) bis dh/dt = 4,00 mm/Minute (PK 43) experimentell ermittelt. Dies entspricht unter Berücksichtigung der wirksamen Kolbenfläche von 6,50 cm² einer zeitlich konstanten Inkjektionsrate von 1,30 cm³/Minute bei PK 38 und 44 bis zu 2,60 cm³/Minute bei PK 43.

Im Kissenversuch (Trockenversuch) bei den größeren Probenkörpern 40 und 41 der Bautype B mit dem PSC-Starterrißbautyp 4 eine optimale Hubgeschwindigkeit für ein stabiles Risswachstum von dh/dt = 16,00 mm/Minute experimentell ermittelt. Dies entspricht unter Berücksichtigung der wirksamen Kolbenfläche von 6,50 cm² einer zeitlich konstanten Inkjektionsrate (Wasservolumen/Zeit) von 10,40 cm³/Minute.

Im Kissenversuch bei den größeren Probenkörpern 39 und 42 der Bautype B mit dem PSC-Starterrißbautyp 3 eine optimale Hubgeschwindigkeit für ein stabiles Risswachstum von dh/dt = 4,00 mm/Minute experimentell ermittelt. Dies entspricht unter Berücksichtigung der wirksamen Kolbenfläche von 6,50 cm² einer zeitlich konstanten Inkjektionsrate (Wasservolumen/Zeit) von 2,60 cm³/Minute.

Der maschinell "regulierte" hydraulische Druck im gesamtheitlich betrachteten offenen Prüfsystem wurde möglichst kontinuierlich bis zum Bruch der Probenkörper gesteigert.

Die Hubgeschwindigkeiten dh/dt = 2,00 mm/Minute diente als Ausgangsgröße für die sukzessive Steigerung der Hubgeschwindigkeiten auf 4, 8 bis 16 mm/Minute bei den Trockenversuchen und in den Nassversuchen noch weiter auf 32, 64, 128, 256 bis 512 mm/Minute, dies innerhalb der ersten 5 Sekunden des Versuchs. Oder man startete die Versuche im offenen Hydrauliksystem mit 125 mm/Minute und steigerte weiter in Doppelschritten auf 250 und 500 mm/Minute, dies wiederum innerhalb der ersten 3 Sekunden.

Bevor mit einem Versuch bzw. einer Probentestung im D-Versuch begonnen wird, muß das gesamte hydraulische System, und zwar sowohl das offene als auch das geschlossene Prüfsystem mit Wasser befüllt werden.

Anfänglich befindet sich in den Hydraulikleitungen, in der Pumpe und im PSC noch Luft. Für einen volumengesteuerten Versuch muß diese im Vergleich zum P-Versuch (druckgesteuerter Versuch) jedenfalls aus dem System verdrängt werden, da Luft komprimierbar ist und somit die Steifigkeit des ganzen hydraulischen Prüfsystems nachteilig im Hinblick auf eine stabile Versuchsdurchführung beeinflußt.

Eine im Prüfsystem gespeicherte Energie (elastische Verformungen der Prüfsystembauteile, komprimierte Luft oder komprimiertes Druckmedium) würde u.U. bei vorerst stabilen Risswachstum gerade dann sich derart nachteilig umsetzen bzw. auswirken, in dem sich der Starterriß wie ursprünglich beabsichtigt stabil vergrößert hat. Der Probekörper selbst verliert etwas von seiner originären Ausgangssteifigkeit. Die zusätzliche Prüfsystemverformungsenergie (komprimierte Luft, elastische Leitungsverformungen) würde unkontrolliert freigesetzt werden können (abgebaut werden), und quasi als zusätzliche Energiezuführung (Druck mal Volumen, erzeugt seitens der Pumpe und dem Druckmedium Wasser im Hydrauliksystem) auf den schon vergrößerten Probenkörperstarterriß ergänzend einwirken. So würde instabiles Rissachstum mit hoher Rißfortpflanzungsgeschwindigkeit hervorgerufen. Ein unkontrollierbares instabiles Risswachstum - genau das Gegenteil von dem, was man eigentlich in einem D-Versuch erreichen möchte - wäre die Folge.

Allgemein gilt physikalisch der Grundsatz, wenn in einem Hydrauliksystem mit vorgegebener Raumgröße V₁ (z.B. das Innere einer vollgefüllten Hydraulikleitung) und unter dem gleichbleibenden konstantem Flüssigkeitsdruck p₁ (z.B. durch das inkompressible Druckmedium Wasser, Dichte konstant) sich das Volumen des Raumes zu V₂ (geometrisch und/oder mechanisch bedingte Verformungen ΔV_1) vergrö-

ßert zu $V_2 = V_1 + \Delta V_1$, so sinkt der Druck p_1 zunächst im Hydrauliksystem (es gilt das BOYLE-MARIOTTESCHES Gesetz $p_1.V_1 = p_2.V_2 = potentielle$ Energie =const. E_{Pot} bei konstanter Temperatur) bis auf p2 ab. Durch eine weitere Volumenvergrößerung im Hydrauliksystem zufolge p₂ an einer anderen elastischen Stelle des dichten Hydrauliksystems (z.B. im PSC selbst durch ein stabiles Risswachstum durch ΔV_{PSC}) wird die elastische Verformung der Rohrwandung ΔV1 (elastisch gespeicherte Energie im vergrößerten Rohr $V_2 = V_1 + \Delta V_1$) in umgekehrter Reihenfolge gleichzeitig, vorausgesetzt es wird nicht behindert, durch elastische Rückverformung rückgängig gemacht. Der Druck p_2 fällt weiter ab bis zu einer bestimmten Größe p_3 (p_1 . V_1 = $p_2 V_2 = p_3 V_3 = \text{const.} E_{Pot}$, wobei $p_1 > p_2 > p_3$ und $V_1 < V_2 < V_3$, wobei $V_3 = V_2 + \Delta V_{PSC}$ - $\Delta V_1 = V_1 + \Delta V_{PSC}$, und $\Delta V_{PSC} > \Delta V_1$), und das Hydrauliksystem erfährt in sich eine zusätzliche zeitlich begrenzte kinetische Energiezufuhr ($\Delta E = p_2 \Delta V_1$) für die Zeitdauer der elastischen Rückverformung der Rohrwandung. In etwa in der Größenordnung vom Volumenunterschied ΔV_1 aus der Rohrverformung (zufolge dem Ausgangsdruck p₁) und dem hydrostatischen Druck p₂. Hydraulisch bedingte Energieverluste zufolge der Flüssigkeitsreibung an der glatten Rohrwandung, Übergänge aus Leitungsverbindungen und Leitungskrümmungen, Ventile u.a. sind dabei im hier vorausgesetztem hydrostatischen Druckmilieu, insbesondere bei den Kissenversuchen im geschlossenen Hydrauliksystem, einer quasi ruhenden Flüssigkeit, mit sehr langsam fließenden Wasser vernachlässigbar klein, im größeren Ausmaß würden diese die kinetische Energiezufuhr verringern.

Im offenen Hydrauliksystem der Nassversuche und im Vergleich zum geschlossenen Hydrauliksystem musste das System öfters mit der vollgefüllten Pumpe (5) in Wiederholungsmanier befüllt werden. Wahrscheinlich weil sich das Wasser frei um die Folie und um das Blech herum im PSC verteilt hat. Je größer die Probe bzw. der PSC-Durchmesser desto mehr Volumen braucht man zum Befüllen.

Man kann davon ausgehen, dass auch schon beim Befüllungsvorgang des hydraulischen Systems sich die zähen dünnen Kissenbleche (geringste Stärke von 0,4 mm) auf der Seite jener PSC-Rißuferwandung mit den Luftblasen im Beton (siehe Probenherstellung, Betoniervorgang mit Verdichtungsprozeß, aufsteigende Luftblasen im Frischbeton, Starterissbautypenbeschreibung) sich glatt und eng anliegend diesen Luftblasenhohlräumen angeschmiegt haben. Spätestens unter dem Startdruck von ca. 3 bis 5 bar, je nach Bautype. Dies hat eigentlich ein größeres PSC-Volumen schon vor dem eigentlichen PSC-Versuch zur Folge, und zusätzlich zu dem nachfolgenden Volumenwachstum im PSC-Inneren zufolge der elastischen Verformungen der PSC-Rißuferwandungen und dem PSC-Risswachstum mit der Bruchprozesszone (im offenen System kann hier Wasser auch unter Druck eindringen) während des Versuches. Diese herstellungsbedingten und experimentell bedingten Teilvolumina zufolge der Luftblasen und dem stabilen Risswachstum waren bzw. sind nicht vorher exakt direkt im Experiment messbar. Eventuell kann man das Volumen der Luftblasen, die wiederum auch selbst etwas elastisch verformt und vergrößert wurden, nach dem Auseinanderbrechen der Proben näherungsweise "Auslitern" (Volumsmessung).

Wenn der Startdruckwert erreicht wird, kann man auch davon ausgehen, dass sich bis dahin das Wasser beim Starterißbautyp 1 (Blech mit Folie) beim Nassversuch sich nicht nur zwischen Folie und Blech sondern auch zwischen Folie und Beton und zwischen Blech und Beton sich befindet, noch bevor der Versuch "gefahren" wird (d.h. gestartet wird), die Vollflächigkeit der Druckverteilung ist hier zu Beginn auch gewährleistet. Das offene System ist gegenüber dem geschlossenen System auch im Befüllungsvorgang ein spürbares "in sich weicheres" System, - die Kissen selbst bewirken ein schnelleres "in sich steif werden" beim Befüllen. In dieser Tatsache begründen sich auch die geringeren Injektionsraten bei den Trockenversuchen. Da die Drücke bei zu schneller Injektion direkt proportional und rasch zu hoch werden würden. Diese explosionsartigen dynamischen Einwirkungen im Versuch wurden vermieden.

B.) Datenerfassung:

Im D-Versuch wurde mit der SHIMADZU Prüfmaschine die Druckkraft F(t) und der Kolbenweg $\Delta h(t)$ gemessen und digital aufgezeichnet. Bevor der PSC-Druckversuch gestartet wird, abgesehen von der Entlüftung und Befüllung des Hydrauliksystems mit destilliertem Wasser aus dem Wasservorratsbehälter, wurde ein gewisser Startdruck manuell gesteuert aufgebracht (siehe oben) und im Programmsteuerungsmenü eine gewisse Kolbenhubgeschwindigkeit dh/dt je nach Versuchstype (Nassversuch oder Trockenversuch) vorweg eingestellt. Diese Geschwindigkeitsgröße konnte im laufenden Druckversuch manuell per Mausklick oder Tastatur vergrößert oder verkleinert werden (Multiplikations- oder Divisonsfaktor 2). Die Versuchsdatenaufzeichnung erfolgte per Datenleitung von der Prüfmaschine zum angeschlossenen Computer. Am Bildschirm wurde das Kraft-Weg-Diagramm in Echtzeit dargestellt, auch ist zur Kontrolle eine numerische Kraft- und Weggrößenverfolgung am Bildschirm ersichtlich. Will man ein Druck-Volumendiagramm haben, so müssen zu Versuchsende die Daten ausgelesen werden und mit einem anderen Darstellungsprogramm (z.B. Microsoft-Excel) entsprechend aufbereitet werden (wirksame Kolbenfläche A=6,50 cm²). In Abbildung 3.6.2-12 in [181] ist die Datenerfassungsanlage mit Computer und Prüfmaschine ersichtlich.

Im offenen Hydrauliksystem beim Nassversuch wurde mit einer Startdruckkraft F(t) von ca. 300 Newton ($\Delta p = 4,62$ bar) und im geschlossenen Hydrauliksystem bei den Trockenversuchen mit einer Startdruckkraft F(t) von ca. 200 Newton ($\Delta p = 3,08$ bar) der Ausgangswert festgelegt. Eine den Versuch nicht gefährdende und beeinflussende Größe. Wenn man dies nicht so handhabt, so kann es vorkommen, dass es wegen einer möglichen Restluft im System einige Zeit dauert, bis das p-V-Diagramm den typischen geradlinigen Anstiegsverlauf bis zum einsetzenden stabilen Rißwachstum aufzeigt (minimale verschleppende Druckzunahme bei konstanter Injektionsrate), genau den linearen Zustand will man auch materialprüftechnisch erreichen – also eine ausreichende und sogenannte "steife" Ausgangssituation beim D-Versuchsmodus.

Man kann beim PSC-Versuch im D-Modus prinzipiell zwei Typen von Druck-Volumen-Diagrammen unterscheiden. Jenen im Nassversuch (Typ 1) und denjenigen beim Trockenversuch (Typ 2). In den beiden Versuchen wurde problemspezifisch unterschiedlich im detaillierten chronologischen Versuchsablauf verfahren.

Quasi stellvertretend für alle Versuchsprotokolle (Druck-Volumen-Diagramme) werden anhand der zwei repräsentativen und typischen Beispiele einige auffallende Merkmale erläutert. Zu jedem einzelnen experimentellen Versuchsablauf gehörte auch die grafische zeitlich verfolgte Druck-Volumen-Aufzeichnung mit einem digitalen Auswerteprogramm. Genau genommen wurde vom Prüfmaschinenprogramm nur die Druckkraft F(t) als Ordinatenwert und der Kolbenhubweg $\Delta h(t)$ als Abszissenweg aufgezeichnet.

Diese Daten müssen für ein Druck-Volumen-Diagramm Darstellung erst weiterverarbeitet werden.

Die Abszissenwerte stellen die Volumenwerte (Kolbenhubweg mal wirksamer Kolbendruckfläche) dar, und den jeweils zugehörigen Ordinatenwerten entsprechen die absoluten Wasserdruckwerte (Kolbendruckkraft dividiert durch die wirksame Kolbendruckfläche). Zur Ermittlung der kritischen Bruchenergie G_{IC} ist grundsätzlich eine verformungsgesteuerte Versuchsdurchführung (D-Versuchsmodus) mit konstanter Injektionsrate und mit stabilem Risswachstum bis zum Versuchsende notwendig. Die erreichte Peak Load (p_{max}) kann jedenfalls für die Ermittlung der Bruchzähigkeit K_{IC} herangezogen werden.

Typ1: Druck-Volumen-Diagramm im Nassversuch

Bei der zeitlich konstant gesteuerten Steigerung des Injektionsvolumen, welche durch den automatischen Vorgang mit der Einkolbenpumpe und der Prüfmaschine (quasi der Motor zum Pumpenbetrieb) vorzunehmen ist, wird ein kontinuierlicher stetiger Verlauf der Druck-Volumen-Aufzeichnung erreicht, so wie in Abb. 3.6.2-13 (Kurve 1) ersichtlich. Da das Volumen der Einkolbenpumpe für die Testung der PSC-Probenkörper (Bautype A oder B, Starterissbautype 1) im Nassversuch in einem Durchgang nicht ausreicht, muß bzw. kann in weiteren Versuchsdurchgängen durch eine Neubefüllung des Druckzylinders (Vorgang wie vorne beschrieben) eine weitere p-V-Diagrammaufzeichnung nach Abb. 3.6.2-13 (zum Beispiel Kurve 2, 3 und 4) erfolgen. Die erste Kurve mit der maßgeblichen Peak-Load ist jedenfalls im ersten Durchgang ermittelbar.

Ausgehend vom Startwert ∆p wird innerhalb der ersten 5 Sekunden die gewünschte Hubgeschwindigkeit bzw. Injektionsrate sukzessive manuell gesteigert und bis zum natürlichen Versuchsende beibehalten. Bei der entsprechenden Wiederholungskurve tritt das fluidale luftfreie PSC-Druckmedium, nämlich Wasser, unter einem kleinem hydraulischen Restdruck im System aus dem kaum sichtbaren Probenumfangriß (anfängliche "Haarrissstärke") aus.

Durch die grafisch erzeugte Aneinanderreihung der einzelnen p-V-Kurven (1 im Original, 2, 3, 4) aus den Einzelversuchsdurchgängen ist die abfallende Tendenz des Druckes, auch der einzelnen Peak Load p_{max} , als auch nach dem Erreichen der Maximaldruckwerte erkennbar. Weil nach jedem einzelnen Injektionsversuch (abgesehen von dem Versuch der den Umfangsriß erzeugt und Wasser aus dem Probenumfangsriß austreten kann) der PSC-Riß in der Probe gewachsen ist, ist die neue maximale Bruchbeanspruchung p_{max} erwartungsgemäß geringer; mit einer Pumpe mit größerem Volumen könnte der abfallende Ast auch in einem Durchgang erzeugt werden, dadurch ist eine einzige Versuchsdurchführung jedenfalls gewährleistet.



Abb. 3.6.2-3: Druck-Volumen-Diagramme nach dem Nassversuch (Typ 1) und nach dem Trockenversuch (Typ2)

Die Restdruckgröße im abfallenden Ast der p-V-Diagramme begründet sich in der Flüssigkeitsströmung in der rauen Rissfläche mit hydr. Reibungsverlusten, die es zu überwinden gilt. Ab einer gewissen Rißflächengröße im Ligament und entsprechenden hydraulischen und materialbetontechnologischen Randbedingungen, tritt kein weiteres Risswachstum mehr auf und das Wasser wird unter Druck in den bestehenden verbleibenden Riß bzw. der gebildeten konstanten Rissfläche verteilt, durchströmt diese und dringt am Ende mit geringem Druck am Umfangsriß aus.

Der theoretische Versuchsnullpunkt (p = 0, V = 0) kann durch eine einfache Verlängerung der p-V-Anstiegsgeraden bei Δp beginnend, und dem folgenden Schnitt mit der negativen Abszissenachse V ermittelt werden. Man erkennt auch sehr schön, wenn der gerade Verlauf in den gekrümmten p-V-Verlauf übergeht, was in etwa als der Beginn des stabilen Risswachstums angesehen werden kann, die Maximalbelastung erreicht wird und danach der Druck bei gleichbleibender Injektionsrate abnimmt.

Die Versuchsdauer betrug bei den PSC-Probenkörpern A in etwa 15 bis 20 Sekunden, beim PSC-PK Bautyp B ca. 20 bis 30 Sekunden.

Typ 2: Druck-Volumen-Diagramm im Trockenversuch

Ausgehend vom Startdruckwert wird das zeitlich konstante Injektionsvolumen maschinell automatisch in den PSC gedrückt. Ein Versuchsdurchgang mit befüllten Druckzylinder und System reichte aus (ca. 2-3 cm Kolbenhub, je nach Proben- bzw. PSC-Größe). Dies ergab die p-V-Kurve 1 nach Abb. 3.6.2-3.

Die Injektionsrate wird, wie zuvor beschrieben, innerhalb der ersten 3 Sekunden des laufenden Versuches manuell auf den gewünschten Wert eingestellt und theoretisch bis zum natürlichen Versuchsende beibehalten.

Bei allen vorliegenden Trockenversuchen mit einem Druckkissen wurde aber de Hubgeschwindigkeit im Bereich der Peak Load bis auf ein dh/dt von 0,05 mm/Minute reduziert, und trotzdem ist die Rissfortpflanzungsgeschwindigkeit unkontrollierbar gewachsen und ein plötzlicher Sprödbruch, wie in Abb. 3.6.2-3 ersichtlich, ist eingetreten. Eine vollständige Druck-Volumen-Aufzeichnung eines bis zum Ende verlaufenden stabilen D-Versuches war nicht möglich.

Nach dem Erreichen der Maximallast sinkt der Druck zuerst stetig und fällt erst nach einiger Zeit bzw. erst nach einem gewissen Druckabfall steil ab.

Als Begründung kann angesehen werden, daß hier die anfänglich erforderliche PSC-Rissinitiierungsenergie im PSC-Probenkörper schon so hoch ist, sodaß die bereits gespeicherte potentielle elastische Verformungsgenergie vom PSC-Probenkörper, welche schlagartig plötzlich freigesetzt wird, größer ist als die notwendige Energie zur Erzeugung einer weiteren neuen Rissoberfläche. Dies ist eine Erklärung für das hier vorliegende instabile Risswachstums mit großer Risswachstumsgeschwindigkeit bei der Testung großer Betonproben, so einer wie der PSC-Probenkörper es darstellt. Das Hydrauliksystem selbst mit dem luftfreien destillierten Wasser als Druckmedium, die Pumpe und die Installationen sind auf jedenfall steif genug, was auch durch eine öfters durchgeführte manuelle Messung der möglichen Verformungen der Rohrleitung und des Druckzylinders im auftretenden Druckgrößenbereich während der Kissenversuche empirisch nachgewiesen wurde. Die Verformungen der dickwandigen Rohre wurde mit einer digitalen Schiebelehre gemessen und betrugen im Höchstbereich der Beanspruchung bzw. Einwirkung weniger als 1/100 mm. Die Gleitreibung des Kolbens an der Druckzylinderwandung, siehe Kapitel 3.6.3 ff, ist ebenso vernachlässigbar klein. Das hydraulische System ist nie undicht geworden, auch nicht bei den Nassversuchen. Ein augenscheinliches Indiz mehr für die geringen Verformungen des Druckzylinders und der Ventile.

Zu Beginn jedes Versuches wird das ursprünglich mit Luft gefüllte Prüfsystem (Druckzuleitungen, PSC selbst) mit destilliertem Wasser unter Druck (im Versuch ein steifes Druckmedium) befüllt, dabei wird jene Luft die sich gerade im ganzen "dichten" System befindet komprimiert und über die Entlüftungsschraube [180] aus dem System gedrückt. Dadurch ist die in Abb. 3.6.2-3 dargestellte stetige Druck-Volumen-Aufzeichnung erst ermöglicht worden.

Die Maximaldruckbelastung p_{max} kann für die Ermittlung der Bruchzähigkeiten der Betone herangezogen werden. Eine direkte Messung bzw. Errechnung der kritischen Bruchenergie aus dem p-V-Diagramm vom Trockenversuch ist nicht möglich bzw. wegen des instabilen Versuchsablaufes und des vorliegenden Sprödbruches nicht sinnvoll.

Die Versuchsdauer betrug bei den PSC-Probenkörpern A in etwa 15 bis 20 Minuten und bei den größeren PSC-Probenkörpern der Bautype B ca. 25 bis 35 Minuten, je nach Hubgeschwindigkeit, PSC-Bautype und Betongüte.

Die verschiedenen unterschiedlichen Druckkissenbauarten begründen sich in den Herstellungskosten und in der ursprünglichen experimentellen und praktischen Unsicherheit, was die anfängliche und fortlaufende Druckverteilung im PSC-Inneren betrifft.

Auch aus diesem Grunde wurde die Druckkissen-Einspannvorrichtung zur Druckverteilungs- bzw. Spannungsanalyse und zum Kolbengleitreibungscheck entwickelt. Mehr darüber im nächsten Kapitel 3.6.3.

3.6.3 Kolbenreibungsanalyse der Einkolbenpumpe und exemplarische PSC-Druckspannungsverteilungsanalyse der metallischen Druckkissen (flat jacks, PSC-Bautype 2)

Die "PSC-Typ2-Einspannvorrichtung" (siehe auch Abb. 3.6.3-8a,b,c,d,e in [181]) wurde zusätzlich eigens in der TVFA der TU Graz entwickelt. Einerseits um die jeweilige Kolbenreibung der Einkolbenpumpe (Abb. 3.6.2-8 [180], Abb. 3.6.2-9 in [181]; oder Testung jeglicher andersartiger Wasserpumpen) vor den jeweiligen zukünftigen PSC-Druckversuchen zu ermitteln (als Pumpenkennlinie für die Auswertung). Andererseits um einmal exemplarisch einen Aufschluß zu bekommen, wie sich die PSC-Druckspannungsverteilungen der metallischen Druckkissen der PSC-Bautype 2 (Abb. 3.6.3-2,3,4,5 in [181]) näherungsweise gestalten. Die zwei interessanten Sachverhalte Kolbenreibung und PSC-Druckspannungsverteilung wurden, neben der Dichtheitsprobe des Prüfsystems, in einem Versuchsdurchgang ermittelt.

Der Versuchsaufbau selbst ist in Abbildung 3.6.3-1a ersichtlich, die dazu passende Legendenbeschreibung der Prüfsystembestandteile bzw. Bauteile findet man in der [180], so wie vorher schon präsentiert. Ergänzend dazu ist in [179] die kompakte und steife Einspannvorrichtung maßstabsgerecht und selbsterklärend grafisch dargestellt.



Die Befüllung und die Entlüftung des geschlossenen Hydrauliksystems, als auch der Druckaufbau erfolgten in der gleichen Weise wie schon zuvor im Kapitel 3.6.2 beschrieben [185]. Der Versuch ist als D-Versuch konzipiert und wird mit einer konstanten Hubgeschwindigkeit bei dieser PSC-Bautype 2 von genau dh/dt = 2 mm/Minute. Unter Berücksichtigung der wirksamen Kolbendruckfläche von A = 6,5 cm² ergibt dies eine zeitlich konstante Injektionsrate von 1,3 cm³/Minute.

Auf einen speziellen Sachverhalt muss an dieser Stelle hier hingeweisen werden es ist die bewusste geometrische Vorbemessung der Lastverteilungsplatte 8 in [179]. Der Durchmesser im Kissenbereich ist der Kissengröße von 2a = 150 mm und 2a = 370 mm angepasst. Die Eintiefung der Kissenbereiche von 0,90 mm entspricht der Gesamtmaterialstärke der Druckkissenbleche (Trägerblech mit 0,5 mm und Deckblech mit 0,4 mm, Werkstoffnummer 1.4301). Im Experiment max. ein Spielraum von 1/10 mm zulässiger freier Verformung in lotrechter Richtung, um die Situation von einbetonierten Druckkissen mit den dann vorkommenden PSC-Verformungen im Beton bei Druckbelastung optimal zu simulieren.

Die Datenerfassung erfolgte mittels einer eigenen Computeranlage mit einem eigens in der TVFA entwickelten Messprogramm (Mehrfachkanäle; bis zu 20 verschiedene unabhängige Meßkanäle). Gemessen werden dabei zeitgleich die Druckkraft F(t) von der Prüfmaschine (max. 100 kN Betriebskraft, Abb. 3.6.2-10,11 in [181]), der Druck im Hydrauliksystem durch einen elektronischen Druckgeber (max. 200 bar, Abb. 3.6.1-2 in [181]) und die Druckkraft in der Druckkraftmessdose (maximal 200 to, Abb. 3.6.3-6,7 in [181]) mit der Kugelkalotte zwecks zentrischer Druckkrafteinleitung. Die Daten wurden über einen Messverstärker direkt dem Computermessprogramm zugeführt und zeitgleich ausschließlich numerisch maßstabsgerecht (mV/V je nach Messbereich und Messgerät) aufgezeichnet. Die Datenleitung transferierte die Daten der Prüfmaschinendruckkraft F(t) zum Computer, die Datenleitung übertrug die Druckkraftmessdosenwerte D(t) zum Computer und die Datenleitung speiste das messtechnische Programm mit den Druckgeberdaten p(t), alle Messwerte wurden in gleichen Zeitabständen (jede Sekunde) gleichzeitig gemessen und aufgezeichnet. Das Meßsystem wurde zuvor kalibriert und getestet.

Nach erfolgreicher Einrichtung der ganzen Einspannvorrichtung samt zu prüfenden Kissen wurde diese an das hydraulische Prüfsystem angeschlossen und in der Vorbereitung und im D-Versuch wie mit einem PSC-Betonprobenkörper weiter verfahren (Befüllung, Entlüftung, Belastung).

<u>Für die Kolbenreibungsanalyse</u> wurde der Druckzylinder einmal bis circa. F(t) = 13 kN (Druckkissen mit Ø150 mm) und einmal bis ca. F(t) = 6 kN (Druckkissen mit Ø370 mm) belastet und zeitgleich der hydraulische Druck im ganzen Prüfsystem p(t) gemessen. Ebenso wurden die Eigengewichte der Druckkraftmessdose (DKM) mit Kugelkalotte und die der jeweils verwendeten oberen (zwischen DKM und Druckkissen liegende) Lastverteilungsplatten gemessen.

Die Auswertungen der Messwerte aus dem Versuch und eine Gegenüberstellung der gemessenen hydraulischen Drücke p(t) als Ordinatenwerte im kartesischen Koordinatensystem und der errechneten p(F) = F(t)/A als Abszissenwerte, worin A der wirksamen Kolbenfläche von 6,5 cm² entspricht, ergaben nachfolgendes Diagramm in Abbildung 3.6.3-2:

Die Regressionsgerade der Messpunkte im ganzen Messbereich bis ca. F(t) = 13 kNbzw. F(t) = 6 kN steigt mit einem Winkel von $\alpha = 45$ Altgrad an, d.h. die hydraulischen Drücke im Prüfsystem als auch im Druckkissen p(t) stehen in einem direkten funktionalen Zusammenhang mit den Druckkräften, welche auf den Druckzylinder wirken, bzw. zu den vorherrschenden absoluten hydraulischen Drücken p(F) die durch den Druckzylinder ENERPAC RC-59 im Prüfsystem erzeugt werden.

Es gilt p(t) = k.p(F), wobei $k = tan (\alpha) = 1$ die Steigung der Ausgleichsgeraden durch den Nullpunkt verlaufend darstellt, daher kann auch p(t) = p(F) geschrieben werden. Der vorliegende geringe Einfluß der Kolbenreibung liegt wohl im Umstand begründet, dass bei weitem nicht die maximal möglichen Druckkräfte im Zylinder erzeugt werden, und dass sehr gewissenhaft in den natürlichen wochenlangen Pausen zwischen den einzelnen, in sich geschlossenen Experimentdurchgängen der ENERPAC-Zylinder immer wieder mit etwas Hydrauliköl befüllt wurde. Einerseits wegen dem Korrosionsschutz, und andererseits um den Kolben genügend zu ölen.



Abb. 3.6.3-2: Kolbenreibungsananalyse, Gegenüberstellung ENERPAC-Wasserdruckwerte zu Druckgeberwerte des hydraulischen Prüfsystems

Dadurch ist die Kolbengleitreibung im D-Versuch nahezu gegen Null gehend. Laut Angaben in einem Ingenieurshandbuch gilt bei der gleichartigen Stoffberührung und Reibung von Stahl auf Stahl (Kolben auf Kolbengehäuse) eine Gleitreibungszahl von $\mu = 0,01$ im geschmierten Zustand und $\mu = 0,15$ im trocken Zustand, und eine Haftreibungszahl $\mu_0 = 0,15$ bis 0,33 im trockenen Zustand und $\mu_0 = 0,1$ im geschmierten Zustand).

<u>Die Druckspannungsanalyse der Druckkissen</u> erfolgte im gleichen Versuchsdurchgang wie oben. Zusätzlich wurde zeitgleich die Druckkraft der Druckkraftmessdose in der Datenerfassung mit aufgezeichnet. Die experimentelle Idee basiert auf der Überlegung bzw. Annahme, dass die Schweißnaht des Kissens eventuell Druckspannungen kompensiert, und dass die Druckspannungsverteilung des PSC-Druckkissens realistisch betrachtet nicht gleichmäßig konstant in der PSC-Betondruckfläche verteilt ist.

Aus der Mechanik ist der Sachverhalt bekannt, dass das Volumen eines Spannungskörpers gleich seiner resultierenden Kraft ist, welche im Volumenschwerpunkt wirkt. Angenommen wird näherungsweise eine drehsymmetrische kegelstumpfartige (wegen Trapezform in 2D-Format) rotationssymmetrische Druckspannungsverteilung, die zur Schweißnaht hin linear abfällt, d.h. gegen Null geht.

Diese Druckspannungsverteilung kann auch näherungsweise im offenen Hydrauliksystem angesetzt werden, da das Wasser unter Druck bei stabilen Risswachstum in die sich bildende Bruchprozesszone (FPZ) eindringen kann und ebenfalls, empirisch angenommen, linear zu einem unbestimmten Punkt in der FPZ abfällt. Dieser unbestimmte Punkt ist des "Pudels Kern" was die Problematik der wahren realistischen Druckverteilung im PSC im offenen Hydrauliksystem (Nassversuch) betrifft. Diese Nullpunktslage ist experimentell nur schwer zu ermitteln, und ist nicht allgemein gültig auf alle möglichen PSC-Versuche per Definition oder Bildungsgesetz übertragbar. Diese Überlegungen finden auch im Kapitel 3.2 in den Gleichungen der Abbildungen 3.2-3 bis 3.2-7 im Sinne einer empirischen Näherung ihren begründeten theoretischen Niederschlag.

In Abb. 3.6.3-10 ist die Druckspannungsverteilung bzw. die Druckspannungskörper mit der Resultierenden S im PSC dargestellt:



Abbildung 3.6.3-3:

Theoretische Annahme einer radial symmetrischen, gleichmäßigen und entgegengesetzt gerichteten, trapezförmigen Druckverteilung durch das Druckkissen im PSC-Inneren auf die Betonrißuferwandungen.

Die Resultierende S entspricht dem Volumen des Spannungskörpers des oberen oder unteren drehsymmetrischen Kegelstumpfes mit der Druckhöhe p(t), dem Radius des Grundkreises a (wirksamer Kissenradius) und dem oberen Kegelstumpfradius e. Die Länge c entspricht einer Kompensationsgröße aus der mechanischen Auswirkung der Randschweißnaht des Druckkkissens und der daraus resultierenden Druckverteilungsungenauigkeit im PSC-Inneren in der Realität.

Dem Radius e erhält man durch das Gleichsetzen der Resultierenden S mit der Resultierenden Druckkraft F(D=G+V) von der Druckkraftmessdose (D). Letzteres beinhaltet die über dem Kissen liegenden Auflasten zufolge der Eigengewichte (G) der Lastverteilungsplatten, dem Gewicht der Druckkraftmessdose mit der Kugelkalotte, der oberen Grundplatte mit einer Vorspannkraft und zusätzlicher hydraulischer Druckwirkung um eine definierte Spaltweite zu erreichen (siehe auch Beispiel 3.6.3-1 in [185]).

In nachstehenden Gleichungen ist der zweckmäßige theoretische Zusammenhang noch einmal deutlich dargelegt:

$$S = \frac{\pi}{3} \cdot p(t) \cdot \left(a^2 + e^2 + a \cdot e\right)$$
 Glg. 3.6.3-1
$$S = D$$
 für $\frac{D}{A} \le p(t)$

Das Maß "e" ist die gesuchte Lösung aus der quadratischen Gleichung 3.6.3-1 (iterative Wurzellösung). "A" ist die wirksame Kissendruckfläche, "a" der zugehörige wirksame Druckkissenradius unter Berücksichtigung der Schweißnahtstärken.

Anhand des exemplarischen Rechenbeispiels 3.6.1-1 in [185] für ein kleines Druckkissen mit 150 mm Durchmesser und bis zu ca. 170 bar Innendruckbelastung erkennt man, dass das metallische Druckkissen jedenfalls Druckspannungen kompensiert, insbesondere bei einer größeren Rissweitenöffnung im PSC und hohen Drücken. Für die Berechnung von wirklichkeitsnahen realistischen Bruchzähigkeiten im Trockenversuch ist dieser Sachverhalt wesentlich, siehe dazu die Gleichungen in Abb. 3.2-4 bis Abb. 3.2-7. Das Experiment mit dem größeren Kissen Ø370 mm hat nicht funktioniert, da bei höheren Drücken ab der Gleichgewichtslage keine gleichmäßige und definitionsgemäße Spaltweite einstellbar war. Der Abstand zwischen oberer Grundplatte und Aufstandsfläche ist plangemäß nahezu fix. Dadurch wirkte die Druckkraftmessdose wie eine punktuelle Lasteintragung in die Lastverteilungsplatten, und die freien Ränder der Lastverteilungsplatten haben sich daher sehr stark aufgebogen, bis zu 8 mm an der größten Stelle. Eine sinnvolle Versuchsauswertung war so nicht möglich!

Eine Abhilfe wäre dabei, wenn man zukünftig eine steifere lastverteilende Konstruktion unterhalb der Druckkraftmessdose, oder überhaupt eine einzige dickere obere Lastverteilungsplatte, stellvertretend für die drei verwendeten einzelnen Lastverteilungsplatten von 1 x 19,8 mm und 2 x 20 mm im Fehlversuch, konstruktiv anordnet. Dadurch gäbe es keine freien Plattenränder mehr und die Konstruktion ist insgesamt biegesteifer gegenüber den auftretenden Drillmomenten in den Platten zufolge der hohen partiellen Flächenbelastung in Plattenmitte.

Bemerkenswert ist jedenfalls, dass trotzt der großen freien Spaltweite rundum von bis zu maximal 8 mm und bei dem hohen Druck von bis zu 80 bar das große zähe Druckkissen nicht gebrochen ist, und die Schweißnähte am Kissenumfang und beim Anschlussgewinde sind dicht geblieben!

3.7 Ergebnisse der PSC- Prüfungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der PSC-Prüfungen im Detail analysiert und präsentiert. In den Tabellen 3.7-1, 3.7-2, 3.7-3 und 3.7-4 sind die Ergebnisse der einzelnen PSC-Prüfungen angeführt. Für die Probenbezeichnung wurde der Code von Kapitel 3.4.1 verwendet., der Aktualität wegen wird hier der Codeschlüssel noch einmal angeführt. Es handelt sich bei der Codebezeichnung um eine Kombination von lateinischen Großbuchstaben und arabischen Ziffern in folgender Reihenfolge:

- 1. PSC-Probenkörpernummer (01 bis 46)
- 2. Versuchsmethode (P oder D, Kap. 3.6.1 und Kap. 3.6.2)
- 3. PSC-Bautype (1 bis 7, Kap. 3.4.3)
- 4. Probenkörperbautype (A oder B, Kap. 3.4.2)
- 5. Betontyp (Betonrezeptur 1 bis 10, Kap. 8.4.1)

Die experimentellen Ergebnisse werden in nachstehender Reihenfolge der materialprüftechnischen relevanten Einflussparameter auf die Bruchzähigkeiten (für A bis G erfolgte die Berechnung der Bruchzähigkeiten nach Abb. 3.2-4 u. Abb. 3.2-5, unter Berücksichtigung der Tabelle 3.2-2) der PSC-Betonprobenkörper einer kritischen Betrachtung bzw. Analyse unterzogen (eine kritische Bruchenergie konnte nicht ermittelt werden):

- A. Variation der PSC-Größe im Nassversuch
- B. Variation der PSC-Größe und PSC-Probenkörpergröße im Trockenversuch
- C. Variation der PSC-Probenkörpergröße im Nassversuch
- D. Variation der PSC-Starterrißspitzenstärke im Nassversuch
- E. Variation der PSC-Starterrißspitzenstärke im Trockenversuch
- F. Variation der Zuschlagsgröße (max. Ø vom Größtkorn, RK) im Nassversuch
- G. Variation der Betondruckfestigkeit im Nassversuch
- H. Einfluß der Druckverteilung im PSC und der Bauart der Druckkissen
- I. Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit und Injektionsrate
- J. Einfluß der Kolbenreibung im D-Versuch
- K. Einfluß der Steifigkeit der prüftechnischen Apparatur
- L. Einfluß des Druckmediums Wasser im Prüfsystem (Kompressibilität, FPZ)

In allen Versuchen wurde aus logistischen Gründen (am Markt zur Verfügung stehendes Material) mit handelsüblichen Normalbetonen mit Rundkorn gearbeitet. Die Nassversuche, welche zur Beurteilung der wasserseitigen Risse in Betonsperren herangezogen werden können, schließen die Proben 1 bis 37 ein, und die Proben 38 bis 46 wurden in Trockenversuchen, welche zur Beurteilung der luftseitigen Risse in Betonsperren dienen, getestet. Zwischen den beiden prinzipiell unterschiedlichen Testverfahren besteht keine Korrelation. Diese beiden Methoden sind mechanisch und prüftechnisch ähnlich (Innendruckerzeugung im PSC) jedoch materialtechnologisch aufgrund der prüftechnologischen Einflusses des Wassers in der Bruchprozesszone beim Nassversuch völlig unterschiedlich und separat zu behandeln bzw. zu beurteilen. Schon während der laufenden PSC-Entwicklungsarbeit in der experimentellen Forschungsarbeit wurden einzelne Zwischenerkenntnisse hinsichtlich der Einflussparameter in den nachfolgenden Experimenten berücksichtigt (empirische iterative experimentelle Vorgehensweise). Nachfolgend werden die Ergebnisse der PSC-Testungen tabellarisch angeführt und in der Folge im Detail nach obiger Gliederung A bis L kritisch analysiert. In [Anlage 9] sind weitere Details ersichtlich.

																	2550.00	0.000	15.60	KARANG R	0.00		e		(11.02.23)			11		- C
Max. Innendruck p [MN/m^2]	2,90	5,40	4,90	3,30	4,30	3,90	4,10	3,20	3,20	2,90	2,10	3,20	2,90	3,30	3,80	3,80	3,10	4,50	3,70	2,90	3,30	2,40	3,70	4,00	4,20	4,00	4,10	3,90	4,10	3,70
Rißspitze s [mm]	0,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	۲, ۲,	0,1	4,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	4,1	1,1	0,1	0,1	0,1
Starterrißradius a [mm]	105	50	50	100	50	75	75	100	52	75	180	75	75	76	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
Probenradius R [mm]	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	550	550	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Größtkom RK GK [mm]	32	32	32	32	32	32	32	. 32	32	32	32	32	ω	ω	ω	63	63	63	ê3	4	4	4	32	32	8	32	32	4	32	63
Druckfestigkeit [MPa], [N/mm^2]	18	22	20	22	21	21	21	20	19	22	23	23	22	23	20	28	27	30	29	24	26	× 17	39	39	42	39	39	43	39	43
Betongúte	8225	8225	B225	B225	B225	B225	B225	8225	B225	B300	B300	B300	B300.	B225	B225	B225	B400	B400	B400	B400	B400	B400	B400	B400						
Proben	01P5A3	02P6A3	03P6A3	04P6A3	05P6A3	06P6A3	07P6A3	08P6A3	09P1A3	10P7A9	11P1B9	12P1B9	13P1A2	14P1A2	15P1A2	16P1A4	17P1A4	18P1A4	19P1A4	20P1A1	21P1A1	22P1A1	23P1A7	24P1A7	25P1A6	26P7A7	27P6A7	28P1A5	29P1A7	30P1A8

Tabelle 3.7-1: Ergebnisse der P-Versuche

Max. Innendruck p [MN/m^2]	2,77	3,85	3,77	3,31	3,55	3,98	3,05	6,23	7,23	8,15	8,24	6,92	7,40	7,64	18,30	41,00	
Prüfdruckkraft max.F(t) [kN]	1,800	2,500	2,450	2,150	2,305	2,585	1,980	4,050	4,700	5,295	5,355	4,500	4,810	4,965	X	8	
Kolbenhub dh/dt [mm/Minute]	512	64	64	512	500	500	500	5	4	16	16	4	4	~	x	ş	
' Rißspitze s [mm]	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,4	0,1	0,1	0,1	0,8	0,8	0,1	0,1	
Starterrißradius a [mm]	190	80	80	190	190	190	190	190	190	190	190	190	185	185	80	80	
Probenradius R [mm]	550	300	300	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	300	550	
Größtkorn RK GK [mm]	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	
Druckfestigkeit [MPa], [N/mm^2]	35	35	35	35	37	37	44	35	35	37	37	37	44	44	35	37	
Betongüte	8400	B400															
Proben	31D1B10	32D1A10	33D1A10	34D1B10	35D1B10	36D1B10	37D1B10	38D2B10	39D3B10	40D4B10	41D4B10	42D3B10	43D2B10	44D2B10	45D2A10	46D2B10	

uche
Versi
6
der
sse
sbni
Erge
N.
3.7
elle
ab

H

Proben	Betongüte	[MPa], [N/mm^2]	Größtkorn RK GK [mm]	Probenradiusradius R [mm]	Starterrißradius a [mm]	Rißspitze s [mm]	Maximaler Innendruck p [MN/m^2]	Bruchzähigkeit [MNm^(-3/2)]	a/R [1]	Y(a/R) [1]
1P5A3	B225	18	32	300	105	0,1	2,90	1,08	0,35	1,015
J2P6A3	B225	22	32	300	50	1,1	5,40	1,37	0,17	1,002
J3P6A3	B225	20	32	300	50	1.1	4,90	1,24	0,17	1,002
04P6A3	B225	22	32	300	100	1,1	3,30	1,19	0,33	1,013
05P6A3	8225	21	32	300	50	1,1	4,30	1,09	0,17	1,002
06P6A3	B225	21	32	300	75	1,1	3,90	1,21	0,25	1,005
07P6A3	8225	21	32	300	75	1,1	4,10	1,27	0,25	1,005
08P6A3	8225	20	32	300	100	1,1	3,20	1,16	0,33	1.013
09P1A3	B225	19	32	300	75	0,1	3,20	66'0	0,25	1.005
10P7A9	B225	22	32	300	75	4,1	2,90	0,90	0,25	1,005
11P1B9	B225	23	32	550	180	0,1	2,10	1,02	0,33	1,013
12P1B9	B225	23	32	550	75	0,1	3,20	0,99	0,14	1,001
13P1A2	8225	22	ω	300	75	0,1	2,90	0,90	0,25	1,005
14P1A2	8225	23	~	300	75	0,1	3,30	1,03	0,25	1,005
15P1A2	B225	20	œ	300	75	0,1	3,80	1,18	0,25	1,005
16P1A4	B300	28	63	300	75	0,1	3,80	1,18	0,25	1,005
17P1A4	8300	27	63	300	75	0,1	3,10	0,96	0,25	1,005
18P1A4	B300	30	63	300	15	0,1	4,50	1,40	0,25	1,005
19P1A4	B300	29	63	300	75	0,1	3,70	1,15	0,25	1,005
20P1A1	B225	24	4	300	75	0,1	2,90	06'0	0,25	1,005
21P1A1	8225	26	4	300	75	0.1	3,30	1,03	0,25	1,005
22P1A1	B225	17	4	300	75	0,1	2,40	0,75	0,25	1,005
23P1A7	B400	39	32	300	75	0,1	3,70	1,15	0,25	1,005
24P1A7	B400	39	32	300	75	0,1	4,00	1,24	0,25	1,005
25P1A6	B400	42	ø	300	75	0.1	4,20	1,30	0,25	1,005
26P7A7	B400	39	32	300	75	4,1	4,00	1.24	0,25	1,005
27P6A7	B400	39	32	300	75	1,1	4,10	1,27	0,25	1,005
28P1A5	B400	43	4	300	75	0,1	3,90	1,21	0,25	1,005
29P1A7	B400	39	32	300	75	0,1	4,10	1,27	0,25	1,005
30P1A8	8400	43	63	300	75	0.1	3,70	1,15	0,25	1,005
1D1B10	B400	35	32	550	190	0,1	2,77	1,38	0,35	1,015
2D1A10	B400	35	32	300	80	0,1	3,85	1,24	0,27	1,007
3D1A10	B400	35	32	300	80	0.1	3,77	1,21	0,27	1,007
4D1B10	8400	35	32	550	190	0,1	3,31	1,65	0,35	1,015
5D1B10	B400	37	32	550	190	0,1	3,55	1.77	0,35	1,015
6D1B10	B400	37	32	550	190	0.1	3,98	1,99	0,35	1,015
7D1B10	B400	44	32	550	190	0,1	3,05	1,52	0,35	1,015
Tabell	e 3.7-3	: Ergebnisse	der Nassv	ersuche im P-	Prüfverfahren	ı (PK-Nr.	1 bis 30) K	$_{IC}=rac{2}{-}\cdot p_{IC}$	$\sqrt{a \cdot \pi} \cdot I$	(a/R)
		und im D-PI	rüfverfahre	in (PK-Nr. 31 b	iis 37)			n , , , ,		
					1		X	(a/R) nach	Tabelle	3.2-2

A. Variation der PSC-Größe im Nassversuch

Alle Probenkörper mit der Nummer 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 12, 31, 32, 33, 34, 35, 36 und 37 hatten ein Größtkorn von 32 mm und besaßen eine Druckfestigkeit zwischen 18 MPa (PK-Nr. 1) und 44 MPa (PK-Nr. 37).

A1) s = 0,1 mm; R = 300 mm; B225; Nassversuch im P-Verfahren:

PK-Nr. 9 (a = 75 mm, K_{IC} = 0,99 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 1 (a = 105 mm, K_{IC} = 1,08 MNm^{-3/2}):

Der PSC-Radius von 75 mm ergab eine ausreichende große Risslänge, da der größere PSC-Radius mit nur sehr geringfügigen Unterschied (9%) einen anderen Wert für die Bruchzähigkeit liefert.

A2) s = 0,1 mm; R = 550 mm; B225; Nassversuch im P-Verfahren:

PK-Nr. 12 (a = 75 mm, K_{IC} = 0,99 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 11 (a = 180 mm, K_{IC} = 1,02 MNm^{-3/2}):

Mit nur 3% Differenz ergeben beide Versuche praktisch ein ähnliches Ergebnis. Dabei wurde der kleinere Wert sogar bei der Probe mit dem kleineren PSC-Radius gemessen.

A3) $s = 0,1 \text{ mm}; a/R \cong 1/3; B225; Nassversuch im P-Verfahren:$

PK-Nr. 1 (a = 105 mm, Y(a/R) = 1,015, K_{IC} = 1,08 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 11 (a = 180 mm, Y(a/R) = 1,013, K_{IC} = 1,02 MNm^{-3/2}): Beide Versuche hatten näherungsweise das gleiche PSC-Radius/Probenkörperradius Verhältnis a/R und daher auch einen ähnlichen Geomet-

rieeinflussparameter Y(a/R). Das Ergebnis von PK-Nr. 1 liegt mit nur ca. 6% über dem Wert vom PK-Nr. 11.

A4) s = 0,1 mm; a/R ≅ 1/3; B400; Nassversuch im D-Verfahren; mit tatsächlicher Druckfestigkeit 35 MPa bis 37 MPa:

Der Mittelwert der PK-Nr. 32 und 33 (a = 80 mm, i.M. K_{IC} = 1,23 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu dem Mittelwert der PK-Nr. 31, 34, 35 und 36 (a = 190 mm, i.M. K_{IC} = 1,70 MNm^{-3/2}):

Hier zeigt sich ein größerer Unterschied in den beiden Mittelwerten, der Grund liegt im unterschiedlichen experimentellen Verfahren in der D-Methode. Die Injektionsrate V(t) betrug 41,600 cm³/Minute bei a = 80 mm, und bei a = 190 mm betrug V(t) gleich 325,000 bis 332,8 cm³/Minute. Eine höhere Injektionsrate bedeuted einen Druckanstieg im PSC und somit eine Erhöhung der Bruchzähigkeiten.

A5) s = 0,1 mm; R = 550 mm; B 400; tatsächliche Betondruckfestigkeit 44 MPa; Nassversuch im D-Verfahren:

Der PK-Nr. 37 (a = 190 mm, K_{IC} = 1,52 MNm^{-3/2}) hatte einen geringeren Bruchzähigkeitswert als die anderen vergleichbaren Probenkörper (PK-Nr. 31, 34, 35 und 36 mit a = 190 mm, i.M. K_{IC} = 1,70 MNm^{-3/2}), trotz höherer Druckfestigkeit und geringerer Injektionsrate V(t) = $325,000 \text{ cm}^3$ /Minute. Ein typischer Fall von großer Streuungsbandbreite in der Materialprüfung von Beton bzw. Festigkeitsunter-suchungen.

A6) s = 1,1 mm; R = 300 mm; B225; Nassversuch im P-Verfahren:

Ein Vergleich der Mittelwerte der PK-Nr. 2, 3 und 5 (a = 50 mm, i.M. $K_{IC} = 1,23 \text{ MNm}^{-3/2}$) mit den Mittelwert der PK-Nr. 6, 7 (a = 75 mm, i.M. $K_{IC}=1,24 \text{ MNm}^{-3/2}$) und der PK-Nr. 4, 8 (a = 100 mm, i.M. $K_{IC} = 1,18 \text{ MNm}^{-3/2}$): Es ergaben sich relativ konstante K_{IC} -Werte für alle drei PSC-Größen. Die Abweichungen aufgrund der PSC-Größe waren kleiner als die Unterschiede innerhalb des unveränderten Versuchsaufbaues (ursprüngliche zusammengehörige Einzelergebnisse vor der Mittelwertsbildung).

Ergebnisse A1 – A6:



PSC-Grösse versus Bruchzähigkeit im Nassversuch

Abb. 3.7-A: PSC-Grösse versus Bruchzähigkeit im Nassversuch

Die oben angeführten Ergebnisse zeigen, dass die Wahl der PSC-Größe im Nassversuch im P-Versuch mit a = 75 mm einen brauchbaren unteren Grenzwert in beiden Probenkörpergrößen A (R = 300 mm) oder B (R = 550 mm) darstellt.

Weiters kann daraus eine Aussage über die Anfangsrisslänge des Starterisses gewonnen werden. Ihre Bedeutung erhöht sich bei steigender Zuschlagsgröße, da ein zufällig direkt neben der "Starterrisswurzel" liegendes Betonzuschlagskorn nur einen relativ kleinen Bereich, bezogen auf die gesamte Risslänge, beeinflusst, wenn diese groß genug gewählt wurde. Sie wurde zumindest für Größtkorn 32 mm mit ca. 0,63 m (PSC-Scheibenradius a = 100 mm) offensichtlich groß genug gewählt. Auch bei dem Versuchsaufbau mit PSC-Radius a = 190 mm mit einer zugehörigen Risslänge von ca. 1,131 m, also der größten Risslänge die geprüft wurde, ergaben sich keine wesentlichen Veränderungen der Ergebnisse (siehe A2)

Aus dem Vergleich unter A.1 kann man schließen, dass auch ein a = 75 mm mit einer Risslänge von ca. 0,471 m ausreichend groß ist. Aus diesem Grunde wurden fast alle folgenden Vergleiche auf Proben mit a = 75 mm bezogen.

B. Variation der PSC-Größe und PSC-Probenkörpergröße im Trockenversuch

Alle Probenkörper mit der Nummer 38 bis 46 hatten ein Größtkorn von 32 mm und besaßen eine Druckfestigkeit zwischen 35 MPa (PK-Nr. 38) und 44 MPa (PK-Nr. 37). Es wurden unterschiedlich steife PSC-Bautypen untersucht.

B1) s = 0,1 mm; a/R = 0,27 bis 0,34; B400; PSC-Bautype 2; im D-Verfahren:

PK-Nr. 45 (a = 80 mm, R = 300 mm, K_{IC} = 3,84 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 44 und 43 (a = 185 mm, R = 550 mm, i.M. K_{IC} = 3,70 MNm^{-3/2}): Die Werte sind mit ca. 4 % Differenz durchaus vergleichbar und fast gleich groß. Die Proben 44 und 43 hatten mit 44 MPa eine höhere Festigkeit als die Probe 45 und trotzdem einen etwas geringeren Bruchzähigkeitswert.

B2) s = 0.1 mm; R = 550 mm; B400, PSC-Bautype 2; im D-Verfahren:

PK-Nr. 46 (a = 80 mm, R = 550 mm, K_{IC} = 8,54 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 44 und 43 (a = 185 mm, R = 550 mm, i.M. K_{IC} = 3,70 MNm^{-3/2}): Hier ist eindeutig ein nicht unwesentlicher Größeneffekt ersichtlich.

B3) s = 0,1; a = 190 mm; R = 550 mm; B400; PSC-Bautype 2, 3 und 4; im D-Verfahren:

Vergleich der PK-Nr. 38 (PSC-Bautype 2, $K_{IC} = 2,40 \text{ MNm}^{-3/2}$) mit PK-Nr. 39 und 42 (PSC-Bautype 3, i.M. $K_{IC} = 2,11 \text{ MNm}^{-3/2}$) und PK-Nr. 40 und 41 (PSC-Bautype 4, i.M. $K_{IC} = 2,27 \text{ MNm}^{-3/2}$):

Die Werte der Proben 39, 40 mit einer Injektionsrate von V(t) = 2,6 cm³/Minute, und die Werte der Proben 41 und 42 mit einer Injektionsrate von V(t) = 10,4 cm³/Minute, mit den PSC-Bautypen 3 und 4, weichen nur mit ca. 7% Differenz von-einander ab. Die Probe 38 mit der PSC-Bautype 2 mit der geringsten Injektionsrate V(t) = 1,3 cm /Minute hat einen um bis zu ca. 12% höheren Wert (Energiedissipation durch Kraft-kompensation bzw. Kraftaufnahme in der Kissenschweißnaht, daher mehr Druck zum Bruch erforderlich) als die vier anderen PSC-Probenkörper.

Ergebnisse B1 bis B3:

Die Druckkissen in den größeren Probenbautypen B ergeben nachvollziehbar brauchbare Ergebnisse. Der "size effect" bei den kleineren Druckkissen in den größeren Proben, im Gegensatz zu den Nassversuchen, ist klarer erkennbar. Dies Bedarf noch einer eigenen Untersuchungsreihe, nämlich bei welchem Größenverhältnis von "Kissendurchmesser zu Probenkörperdurchmesser" ist der "size effect" nicht mehr von wesentlichen Einfluß.



PSC- und Probengrösse versus Bruchzähigkeiten

Abb. 3.7-B: PSC-Grösse und Probengrösse versus Bruchzähigkeiten im Trockenversuch

Die Bruchzähigkeitswerte der Trockenversuche sind ca. 1,5 bis 2 mal so groß wie jene der Nassversuche. Ein Effekt der auf die direkte Benetzung der Bruchprozesszone mit dem Druckmedium Wasser ("Wasser hat einen kleinen Kopf") zurück zu führen ist [78, 79].

C. Variation der PSC-Probenkörpergröße im Nassversuch

Alle Probenkörper mit der Nummer 1, 9, 11, 12, 31, 32, 33, 34, 35, 36 und 37 hatten ein Größtkorn von 32 mm und besaßen eine Druckfestigkeit zwischen 18 MPa (PK-Nr. 1) und 44 MPa (PK-Nr. 37), sowie durch eine Folie gebildete Rissspitze mit einer Starterißspitzenstärke von s = 0,1 mm.

C1) a = 75 mm; Nassversuch im P-Verfahren:

PK-Nr. 9 (R = 300 mm, K_{IC} = 0,99 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 12 (R = 550 mm, K_{IC} = 0,99 MNm^{-3/2}): Der größere Probenkörperradius R bewirkte keine Veränderung des Ergebnisses der beiden zugehörigen Bruchzähigkeiten.

C2) $a/R \cong 1/3$; Nassversuch im P-Verfahren:

PK-Nr. 1 (a = 105 mm, R = 300 mm, K_{IC} = 1.08 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu PK-Nr. 11 (a = 180 mm, R = 550 mm, K_{IC} = 1.02 MNm^{-3/2}): vgl. mit A.3

Beide Versuche hatten näherungsweise das gleiche PSC-Probenkörperradius Verhältnis a/R und daher auch einen ähnlichen Geometrieeinflussparameter Y(a/R). Das Ergebnis von PK-Nr. 1 liegt mit nur ca. 6% über dem Wert vom PK-Nr. 11.

C3) $a/R \cong 1/3$: Nassversuch im D-Verfahren:

Vergleich der Probenkörper 32 und 33 (a = 80 mm, R = 300 mm, dh/dt = 64 mm/Minute, i.M. $K_{IC} = 1.23 \text{ MNm}^{-3/2}$) mit Probenkörper 31, 34 (a = 190 mm, R = 550 mm, dh/dt = 512 mm/Minute, i.M. $K_{IC} = 1.52 \text{ MNm}^{-3/2}$) und mit Probenkörper 35, 36 und 37 (a = 190 mm, R = 550 mm, dh/dt = 512 mm/Minute, i.M. $K_{IC} = 1,76 \text{ MNm}^{-3/2}$): Die Tendenz von oben ist hier näherungsweise gleich, nämlich dass im Nassversuch der Probengrößenunterschied sich nicht wesentlich auf die Bruchzähigkeitswerte auswirkt. Man erkennt sehr wohl aber den Einfluß der Injektionsrate bzw. der Kolbenhubgeschwindigkeit je nach Probenkörpergröße.



PSC-Probengrössen versus Bruchzähigkeiten

Ergebnisse C1 bis C3:

Abb. 3.7-C: PSC-Probengrössen versus Bruchzähigkeiten im Nassversuch

Es zeigte sich sehr gut das Wesen der Betonbruchmechanik, nämlich dass die kritische Bruchbelastung, die zum Bruch führt, nicht nur von der Proben- oder Bauteilgröße abhängig ist, sondern auch von der Größe der Fehlerfläche. Dies ist aber nur ab einer Mindestgröße der Fehlerfläche der Fall, unterhalb dieser grenzwertigen Größe wirkt sich jedoch der sogenannte "size effect" aus (siehe B2). Bei der Risszähigkeit ist dieser Zusammenhang zwischen Fehlergröße und Bruchzähigkeit umgekehrt direkt proportional (kleine Fehlerfläche ergibt eine größerer Bruchlast bzw. bei größerer Fehlerfläche ist eine kleinere Bruchlast erforderlich). Das heißt auch, es wird die Bauteilfestigkeit bei zu geringen Proben-abmessungen unterschätzt. Die Mindestabmessungen der Probenkörper ist wiederum von der Betonzusammensetzung abhängig und steigt direkt proportional mit dem Größtkorndurchmesser (größeres Korn bedingt eine größere Betonprobe, dies wiederum resultiert in grösseren Bruchzähigkeitswerten). Diese Abhängigkeit der Betonkennwerte von der Probengröße ist in der Betontechnologie unter anderem bei der Druckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit hinlänglich bekannt [186]. Dort gibt es aber genormte Vorschriften für die Abmessungen der Proben und Umrechnungen zwischen verschiedenen Größen und Formen (quasi als normative Festlegungen und Übereinkünfte wegen der Vergleichbarkeit).

Die Ergebnisse der Bruchzähigkeiten werden von der Probengröße schon bei der vorhandenen Abmessung von R = 300 mm gegenüber R = 550 mm, insbesondere bei den P-Prüfverfahren, nicht mehr wesentlich beeinflusst. Demzufolge ist der "size effect" zumindest für Größtkorn 32 mm hier nicht mehr gegeben. Deshalb kann man direkt auf das Bauteilverhalten schließen.

Der geringe Geometrieeinfluß auf die Bruchzähigkeiten bei einem Verhältnis von a/R \cong 1/3 bis zu max. 2 % legt den Schluß nahe, dass ein PSC-Probenkörperradius-Verhältnis von a/R \cong 1/3 ausreichend ist. Dadurch erhält man auch bei endlichen Probenabmessungen repräsentative Werte für den Halbraum, ohne u.U. den Geometriefaktor berücksichtigen zu müssen. Das heißt auch, dass bei vertretbaren Probenabmessungen (R = 300 mm) der Vorteil der großen Anfangsrisslänge des Starterrisses erhalten werden kann.

D. Variation der PSC-Starterißspitzenstärke im Nassversuch

Alle Probenkörper mit der Nummer 1, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 23, 24, 26, 27, 29, 32 und 33 hatten ein Größtkorn von 32 mm und besaßen eine Druckfestigkeit zwischen 18 MPa (PK-Nr. 1) und 39 MPa (PK-Nr. 23, 24, 26, 27, 29), einen Probenradius von R = 300 mm, sowie verschiedenartig ausgebildeten PSC-Rissspitzenstärken, je nach PSC-Bautype (1, 5, 6 und 7, siehe Kapitel 3.4.3).

D1) B225; a = 75 mm:

Probenkörper 9 (s = 0,1 mm, K_{IC} = 0,99 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 6 und 7 (s = 1,1 mm, i.M. K_{IC} = 1,24 MNm^{-3/2}) und Probenkörper 10 (s = 4,1 mm, K_{IC} = 0,90 MNm^{-3/2}):

Eine vergrößerte PSC-Scheibendicke (s = 1,1 mm) im Vergleich zur s = 0,1 mm starken Folie ergab einen um ca. 25% größeren Bruchzähigkeitswert. Diese Tendenz, dass sich bei noch größerer Dicke (s = 4,1 mm) noch größere Werte für die Bruchzähigkeiten ergeben, setzte sich nicht fort.

D2) B225; a = 100 bzw. 105 mm:

Probenkörper 1 (a = 105 mm, s = 0,1 mm, K_{IC} = 1,08 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 4 und 8 (a = 100 mm, s = 1,1 mm, i.M. K_{IC} = 1,18 MNm^{-3/2}): Die Dicke s = 1,1 mm führte zu einer Erhöhung der Bruchzähigkeitswerte gegenüber der Dicke s = 0,1 mm um ca. 9%.

D3) B400; a = 75 mm bzw. 80 mm:

Probenkörper 23, 24 und 29 (a = 75 mm, s = 0,1 mm, i.M. K_{IC} = 1,22 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 27 (a = 75 mm, s = 1,1 mm, K_{IC} = 1,27 MNm^{-3/2}), Probenkörper 26 (a = 75 mm, s = 4,1 mm, K_{IC} = 1,24 MNm^{-3/2}) und Probenkörper 32 und 33 (a = 80 mm, s = 0,1 mm, i.M. K_{IC} = 1,23 MNm^{-3/2}):

Bei Betonprobenkörpern A (Linie D3) mit der Güte B400 ergaben sich bei allen Scheibendicken s = 0,1 bis 4,1 mm fast gleich große Bruchzähigkeitswerte.

Ergebnisse D1 bis D3:



PSC-Spitzenstärke versus Bruchzähigkeit

Abb. 3.7-D: PSC-Starterrissspitzenstärke versus Bruchzähigkeiten im Nassversuch

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass sich die Vergleiche immer auf die Mindeststärke von s = 0,1 mm (als kleinste Starterrißspitzenstärke bei den durchgeführten Probentestungen) beziehen. Diese selbst wiederum ist von der Feinheit einer echten Risswurzelstärke eines natürlichen Betonrisses noch weit entfernt. Im Gegensatz zur metallbruchmechanischen Materialprüfung ist ein Anriss auch nicht durch, die eigentliche Testung vorangehende, Schwingungsversuche (z.B. bei einer CT-Probe) kontrolliert und nachvollziehbar erzeugbar. Man ist im allgemeinen in der betonbruchmechanischen Materialprüfung auf die zuvor implementierte Starterrißspitzenstärke angewiesen. In allen bekannten und gebräuchlichen bruchmechanischen Testungen (WST, 3PB) wird eine Startkerbe in den Festbeton gesägt oder durch eine Schalungseinlage im Frischbeton bewerkstelligt.

Eine Steigerung der K_{IC}-Werte in Abhängigkeit von der PSC-Scheibendicke wurde nur im unteren Bereich (0,1 bis 1,1 mm) beobachtet, und dies auch nur bei B225. Das sich der kleinste Wert für K_{IC} = 0,90 MNm^{-3/2} bei s = 4,1 mm ergeben hat, wird auch als Zufall im Rahmen der Streuung vermutet. Die Uneinheitlichkeit der Bruchzähigkeitswerte in der Fortsetzung B225 und a = 75 mm (bei weiterer Steigerung der Scheibendicke von 1,1 mm auf 4,1 mm) einerseits, bzw. die einheitlichen Ergebnisse für B400 bei allen Scheibendicken andererseits, werden als Zeichen der Unempfindlichkeit des Betons gegenüber der Ausbildung der Risswurzel gewertet.

Erklärbar ist dies dadurch, dass nicht nur die Spannung an der Risswurzel maßgebend ist, sondern das "Spannungspotential" in einem gewissen Bereich vor der Starterißspitze. In diesem Bereich tritt nicht nur eine Rissverlängerung ein. In den bei Beton von vornherein zahlreich vorhandenen Defekten treten viele Spannungsspitzen auf, und es kommt zunächst zur Bildung von vielen Mikrorissen, die sich dann zu einem Riß zusammenschließen.

E. Variation der PSC-Starterrißspitzenstärke im Trockenversuch

Alle Probenkörper mit der Nummer 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44 hatten ein Größtkorn von 32 mm und besaßen eine Druckfestigkeit zwischen 35 MPa (PK-Nr. 1) und 44 MPa (PK-Nr. 23, 24, 26, 27, 29), einen Probenradius von R = 550 mm, sowie verschiedenartig ausgebildeten PSC-Rissspitzenstärken, je nach PSC-Bautype (2, 3 und 4, siehe Kapitel 8.4.3).

E1) B400; a = 190 mm; PSC-Bautype 2:

Probenkörper 38 (a = 190 mm, s = 0,1 mm, K_{IC} = 2,40 MNm^{-3/2}, Druckfestigkeit 35 N/mm²) im Vergleich zu Probenkörper 43 und 44 (a = 190 mm, s = 0,8 mm, PSC ohne Folienüberstand, i.M. K_{IC} = 3,70 MNm^{-3/2}, Druckfestigkeit i.M. 44 N/mm²): Die Bruchzähigkeiten unterscheiden sich um ca. 54%. Einerseits primär eine Auswirkung der unterschiedlichen PK-Druckfestigkeiten und Druckspannungsverteilung im PSC und erst sekundär eine Auswirkung der Zunahme der Risspitzenstärke.

E2) B400; a = 190 mm; PSC-Bautype 3:

Probenkörper 39 (a = 190 mm, s = 0,4 mm, K_{IC} = 2,10 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 42 (a = 190 mm, s = 0,1 mm, K_{IC} = 2,11 MNm^{-3/2}): Es wurde kein Einfluß der unterschiedlichen Scheibenstärken beobachtet.

E3) B400; a = 190 mm; PSC-Bautype 4:

Probenkörper 40 (a = 190 mm, s = 0,1 mm, K_{IC} = 2,25 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 41 (a = 190 mm, s = 0,1 mm, K_{IC} = 2,28 MNm^{-3/2}): Die gleiche Dicke führte auch zu einer geringen Abweichung und zu einer Bruchzähigkeit i.M. K_{IC} = 2,27 MNm^{-3/2}.



PSC-Spitzenstärke versus Bruchzähigkeit

Abb. 3.7-E: PSC-Starterrissspitzenstärke versus Bruchzähigkeiten im Trockenversuch

Bei Beton der Güte B400 mit GK 32 mm konnte kein Einfluß der Rissspitzenstärke s auf die Bruchzähigkeit festgestellt werden.

F. Variation des Größtkorndurchmessers vom Betonzuschlagstoff im Nassversuch

Die Probenkörper 9, 13, 14, 15, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 28, 29, 30, 32 und 33 hatten einen Probenradius R = 300 mm und einen PSC-Scheibenradius von a = 75 mm (Probe 32 und 33 hatten ein a = 80 mm), und eine Folie zur PSC-Rißrandsimulation mit einer Stärke von s = 0,1 mm.

F1) B225:

Probenkörper 20, 21 und 22 (GK 4 mm, i.M. $K_{IC} = 0.89 \text{ MNm}^{-3/2}$) im Vergleich zu den Probenkörper 13,14 und 15 (GK 8 mm, i.M. $K_{IC} = 1.04 \text{ MNm}^{-3/2}$) und Probenkörper 9 (GK 32 mm, $K_{IC} = 0.99 \text{ MNm}^{-3/2}$):

Es ergaben sich für die drei Betone mit GK 4, 8 und 32 mm Bruchzähigkeiten die nur wenig voneinander abgewichen sind.

F2) B400:

Probenkörper 28 (GK 4 mm, $K_{IC} = 1,21 \text{ MNm}^{-3/2}$) im Vergleich zum Probenkörper 25 (GK 8 mm, $K_{IC} = 1,30 \text{ MNm}^{-3/2}$), zu den Probenkörper 23, 24, 29, 32 und 33 (GK 32 mm, i.M. $K_{IC} = 1,22 \text{ MNm}^{-3/2}$) und zum Probenkörper 30 (GK 63 mm, $K_{IC} = 1,15 \text{ MNm}^{-3/2}$):

Auch hier ergaben sich für die vier verschiedenen maximalen GK-Zuschlagsgrößen Bruchzähigkeiten in vergleichbarer Größenordnung.



Grösstkorndurchmesser versus Bruchzähigkeit

Abb. 3.7-F: Grösstkorndurchmesser versus Bruchzähigkeiten im Nassversuch

Die Zuschlagsgrößenabhängigkeit der K_{IC}–Werte konnte durch die Versuche auch nicht tendentiell festgestellt werden. Die erwartete Vergrößerung der Bruchzähigkeit, wie sie etwa auch in anderer Literatur angegeben wird, ist beim PSC-Prüfverfahren nicht eingetreten. Als Begründung ist folgender Sachverhalt vorstellbar:

Der Riß im Beton setzt sich nicht entlang einer Geraden fort, sondern geht den Weg des geringsten Widerstandes. Dieser würde sich durch die großen Zuschläge nur dann erhöhen, wenn der Riß gezwungen wäre sie zu durchdringen. Dies ist aber nur unter zwei Bedingungen der Fall:

Erstens muß die Zementmatrix, in der die Zuschläge eingebettet sind, dem Riß einen größeren Widerstand leisten als der Zuschlag selbst. Dies ist vor allem bei hohen Betongüten mit höher Druckfestigkeit der Fall.

Zweitens muß auch die Haftung an der Kontaktfläche zwischen Grösstkorn und Zementstein ausreichend groß sein. Da aber bei größerem Zuschlag die Haftung an der Unterseite des Gesteins aufgrund der Sedimentationserscheinung schlechter ist, kompensieren einander hier die günstigen und die ungünstigen Einflüsse. Das heißt, dass der Riß gezwungen wird um den Zuschlag herum einen Umweg zu machen, der Widerstand ist aber vergleichsweise geringer.

Ein Unterschied zwischen PSC-Proben und Biegebalken- und WST-Proben ist die Lage der Betonierrichtung zu Rissrichtung:

Beim Penny Shaped Crack verläuft die Rissfortpflanzung horizontal, und hat daher die Möglichkeit die durch Sedimentation entstandene Schwächezonen auszunützen. Die Beobachtung zeigt, dass sich bei größerem Zuschlag (ab GK 32 mm) die Bruchfläche tatsächlich zum größeren Teil an der Kornunterseite ausgebildet hat (Mikrobluten). Für Größtkorn 4 mm und 8 mm, wo dies nicht beobachtet werden konnte, haben sich als Bestätigung des oben genannten rund 10% größere Werte bei GK 8 mm gegenüber GK 4 mm ergeben.

Bei vertikal implementierten Rissen in Betonierrichtung hingegen könnte ein großer Zuschlag eher als "Rissstopper" wirken. Es ist aber unbedingt zu beachten, dass die Versuche in dieser vorliegenden Dissertation mit Rundkorn durchgeführt wurden. Bei Kantkorn ist vermutlich ein Herauslösen des Zuschlagskorns aus der Zementsteinmatrix erschwert.

G. Variation der Betondruckfestigkeit im Nassversuch

Die Probenkörper 6, 7, 9, 10, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 32 und 33 hatten einen Probenradius R = 300 mm und einen PSC-Scheibenradius von a = 75 mm (Probe 32 und 33 hatten ein a = 80 mm).

G1) s = 0,1 mm; GK 4 mm;

Probenkörper 20, 21, 22 (B225, i.M. Druckfestigkeit 22 MPa, i.M. K_{IC} = 0,90 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 28 (B400, Druckfestigkeit 43 MPa, K_{IC} = 1,21 MNm^{-3/2}): Die höhere Betondruckfestigkeit ergab eine höhere Bruchzähigkeit.

G2) s = 0,1 mm; GK 8 mm:

Probenkörper 13, 14, 15 (B225, i.M. Druckfestigkeit 22 MPa, i.M. K_{IC} = 1,04 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 25 (B400, Druckfestigkeit 42 MPa, K_{IC} = 1,30 MNm^{-3/2}): Die höhere Betondruckfestigkeit ergab eine höhere Bruchzähigkeit.

G3) s = 0,1 mm; GK 32 mm:

Probenkörper 9 (B225, Druckfestigkeit 19 MPa, $K_{IC} = 0.99$ MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 23, 24, 29 (B400, i.M. Druckfestigkeit 39 MPa, i.M. K_{IC} = 1,22 MNm^{-3/2}) und Probenkörper 32, 33 (B400, a = 80 mm, i.M. Druckfestigkeit 35 MPa, i.M. $K_{IC} = 1,23 \text{ MNm}^{-3/2}$):

Die höhere Betondruckfestigkeit ergab eine höhere Bruchzähigkeit.

G4) s = 0,1 mm; GK 63 mm:

Probenkörper 16,17,18,19 (B300, i.M. Druckfestigk. 29 MPa, i.M. K_{IC} = 1,17 MNm^{-3/2}) im Vergleich zu Probenkörper 30 (B400, Druckfestigkeit 43 MPa, $K_{IC} = 1,15$ MNm^{-3/2}): Die Differenz der Einzelwerte der kritischen Spannungsintensitätsfatoren (K_{IC} = 0,96 bis 1.39 MNm^{-3/2}) innerhalb der Betongüte 300 (min. β_D = 27 MPa, max. β_D = 30 MPa) bezüglich des gemeinsamen Mittelwertes für die Bruchzähigkeit $K_{IC} = 1,17 \text{ MNm}^{-3/2}$ ist wesentlich größer als jene zwischen dem Mittelwert aus B300 und dem Einzelwert aus B400 ($K_{IC} = 1,15 \text{ MNm}^{-3/2}$). Als Ergebnis dieses Vergleichs erhielt man die Bruchzähigkeit als eine relativ stark streuende Größe (±20%), die aber bei GK 63 mm nicht von der Druckfestigkeit abhing. Um Gewissheit über die Richtigkeit dieser Interpretation zu erlangen, sollte aber die Probenanzahl auf mindestens drei bis fünf Proben je Versuchsanordnung erhöht werden. Denn es ist durchaus denkbar, dass der Wert $K_{IC} = 1,15$ MNm^{-3/2} bei einer Druckfestigkeit von 43 MPa (43 MN/m²) eventuell ein Ergebnis ist, welches deutlich unter dem Mittelwert

einer Serie dieser Festigkeit liegt. Dies entspräche durchaus den Tendenzen, die sich bei den anderen Versuchen ergaben.

Eine andere mögliche Erklärung für dieses Prüfergebnis könnte aber auch der unter Punkt F beschriebene Einfluß der unterschiedlichen Größtkörner bieten. Es wird dort ersichtlich, dass eine höhere Betondruckfestigkeit nur bei ausreichendem Haftverbund (der mit zunehmenden Größtkorn abnimmt bei gleicher Betongüte) der Zuschläge wirksam für die Verbesserung der Bruchzähigkeit werden kann. Im naheliegenden Steinbruch gewonnenes und gebrochenes Kantkorn, wie für Massenbetone im Sperrenbau üblich, hat naturgemäß einen etwas größeren Haft-verbund als ein Rundkorn aus glazialen Ablagerungsstätten als Betonzuschlagsstoff.

G5) s = 1,1 mm; GK 32 mm:

Probenkörper 6, 7 (B225, i.M. Druckfestigkeit 21 MPa, i.M. $K_{IC} = 1,24 \text{ MNm}^{-3/2}$) im Vergleich zu Probenkörper 27 (B400, Druckfestigkeit 39 MPa, $K_{IC} = 1,27 \text{ MNm}^{-3/2}$): Es wurde keine wesentliche Steigerung der Risszähigkeit bei höherer Festigkeit beobachtet. Die Tendenz setzte sich aber fort.

G6) s = 4,1 mm; GK 32 mm:

Probenkörper 10 (B225, Druckfestigkeit 22 MPa, $K_{IC} = 0.90 \text{ MNm}^{-3/2}$) im Vergleich zu Probenkörper 26 (B400, Druckfestigkeit 39 MPa, $K_{IC} = 1.24 \text{ MNm}^{-3/2}$): Auch hier konnte eine Steigerung der Bruchzähigkeit um ca. 38% festgestellt werden.

Betondruckfestigkeit versus Bruchzähigkeit

1,40 1,20 Bruchzähigkeit K_{ic} [MNm^{-3/2}] 1,00 0,80 0,60 0,40 0,20 0,00 0 10 20 30 40 50 Betondruckfestigkeit [N/mm2] •G1 🗕 G2 📥 G3 🗻 G4 💶 G5 🔶 G6

Ergebnisse G1 bis G6:

Abb. 3.7-G: Betondruckfestigkeit versus Bruchzähigkeit im Nassversuch

Zunehmende PSC-Scheibendicken hatten keinen eindeutig feststellbaren Einfluß auf die Festigkeitsabhängigkeit der Bruchzähigkeit. Die in etwa gleichbleibenden K_{IC}-Werte bei s = 1,1 mm sind vermutlich auf die geringe Probenanzahl von nur je einem Stück zurückzuführen, da sowohl bei geringerer Scheibendicke s = 0,1 mm, als auch bei höherer PSC-Scheibendicke s = 4,1 mm eine Steigerung zu beobachten war.

Grundsätzlich ist der Zusammenhang zwischen Betonfestigkeit und Spannungsintensitätsfaktor durch die Zunahme des K_{IC} -Wertes um etwa 20% bei der Erhöhung von B225 auf B400 gegeben. Die "Schwachstelle" blieb aber die Kontaktfläche zwischen Zuschlägen (bzw. an der Unterseite des Korns) und dem Zementstein. Sie ist somit maßgebend dafür, ob bzw. wie stark sich eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit auswirken kann. Gleiches gilt auch für die Betondruck-festigkeit [Anlage 10].

H. Einfluß der Druckverteilung im PSC und der Bauart der Druckkissen

In den Auswertemodulen zur Berechnung der kritischen Spannungsintensität (Bruchzähigeit) wird die axial symmetrische Druckspannungsverteilung im PSC-Inneren vorausgesetzt. Der Bruch in der Realität geht nicht symmetrisch von statten und daher sind die obigen Annahmen, weil man es nicht besser weiß und bestimmen kann, eine gute Näherung zur Berechnung der Bruchzähigkeiten im Nassversuch und im Trockenversuch.

<u>Im Nassversuch</u> stellt sich die Frage wie weit dringt das druckhafte Wasser in die Bruchprozesszone ein, und an welchem Ort der FPZ am PSC-Umfang im Beton fällt der Druck auf Null ab. In einer Näherung kann von einer linearen Abnahme des Druckes ausgegangen werden (vergleiche SAOUMA Forschungsergebnisse [78, 79], [182]).

In den Tabellen vorher wurde von einer konstanten gleichmäßigen Druckverteilung auf die volle Starteriß-Fehlerfläche ausgegangen. Die so ermittelten kritischen Spannungsintensitäten sind auf der sicheren Seite und natürlich geringer, als wenn man eine zusätzliche Druckspannung in der FPZ berücksichtigt. Abbildung 3.7-H1 veranschaulicht die Problematik in einfacher theoretischer Art und Weise. Man kann leicht die Zusammenhänge nachvollziehen, und erkennt den Einfluß der Druckverteilung im PSC beim Nassversuch auf die zu ermittelnden Bruchzähigkeiten.

In diesem Zusammenhang gilt die Abbildung 3.2-3 und es gelten die Gleichungen in Abb. 3.2-4 und Abb. 3.2-6:

Im Trockenversuch mit den Druckkissen gilt ein ähnlicher Sachverhalt, nur mit dem Unterschied, dass hier das Wasser nicht in die FPZ eindringen kann. Aber die Drucksspannungsverteilung im PSC ist i.d.R. auch nicht gleichmäßig konstant über die Fehlerfläche verteilt und bei zunehmendenstabilen Risswachstum handelt es sich genau genommen auch um eine partielle gleichmäßige oder noch mehr angenähert um eine partielle trapezförmige Druckspannungsverteilung im PSC. Dies war auch der experimentelle Untersuchungsgegenstand im Kapitel 3.6.3, hier gelten also näherungsweise die Gleichungen aus Abbildung 3.2-5, Abb. 3.2-7 unter Berücksichtigung der Kraftkompensation durch die Schweißnaht des Kissens (siehe Beispiel 3.6.3 -1), und eventuell eine überstehende Folie zur Risspitzebildung, die auf das Druckkissen aufgeklebt wird.



Beton-Bruchprozesszone (Fracture Process Zone – kurz FPZ, Δa)

Es gilt: x, y > 1 und y > x daher $K_1^1 < K_1^2 < K_1^3$

Im Rechenbeispiel 3.7-H1 in [185] (metallisches Druckkissen mit 150 mm Durchmesser, Druck ca. 170bar, Ergebnisse aus Druckverteilungsanalysebeispiel 3.6.3-1 in [185]) ist deutlich ersichtlich, dass die genaueste Ermittlung der Spannungsverteilung des Druckkissens im PSC von wesentlicher Bedeutung ist.

In diesem Rechenbeispiel beträgt der Unterschied in den beiden Spannungsintensitäten ca. 32%. Bei genauerer Betrachtung und experimenteller Untersuchung der Spannungsverteilung ist die Spannungsintensität der partiellen trapezförmigen Druckwirkung im PSC um ca. ein Drittel geringer gegenüber der vereinfachten Annahme einer gleichmäßigen Druckwirkung im PSC.

Man kann also davon ausgehen, das die tatsächlichen Bruchzähigkeiten in der Tabelle 3.7-4 in Wirklichkeit geringer sind. Der Einfluß der nicht gleichmäßigen konstanten Spannungsverteilung im PSC bei den Trockenversuchen ist wesentlich und muß unbedingt berücksichtigt werden.

167

Die PSC-Bautype 2 ist eine brauchbare Variante und zukünftig ausreichend, die anderen PSC-Bautypen 3 und 4 wurden entwickelt, weil nicht gleich klar war, warum in den Druckkissenversuche so hohe Drücke bis zum Bruch erforderlich sind. Man vermutete, dass die metallischen Druckkissen (PSC Bautype 2) zu steif seien bzw. der Wasserdruck sich nicht gleich über die ganze kreisförmige Fehlerfläche im Inneren sich erstreckt. Dem ist nicht so wie die weicheren Gummikissen deutlich im Experiment zeigten, abgesehen davon sind sie in der Erzeugung kostengünstiger, die Dauerhaftigkeit bzw. Haltbarkeit sicher über Jahre gesehen geringer.

Auch zeigten die Experimente, dass eine partielle Druckbelastung im PSC-Inneren geringere Spannungsintensitäten ergeben. Die "lokale" Lasteinleitung wirkt sich ungünstiger auf das Bruchverhalten der PSC-Probenkörper aus. Daher sollte auch immer eine überstehende Folie als Rissspitzenbildner bei den Kissenversuchen verwendet werden.

I. Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit und Injektionsrate

In den <u>druckgesteuerten P-Versuchen</u> im offenen Hydrauliksystem (alles Nassversuche) bewegte sich die zeitlich relativ konstante Drucksteigerungsrate, bei manueller Steuerung des hydraulischen Wasserdruckes mit dem Druckventil der Zweikolbenpumpe, im Größenbereich 0,07 bar/Sekunde bis 0,54 bar/Sekunde. Der instabile Rissfortschritt trat im Bereich von 20 bis 300 Sekunden auf, je nach Versuchsaufbau und Belastungsgeschwindigkeit.

Eine Steigerung der Belastungsgeschwindigkeit im allgemeinen bewirkt eine Zunahme der Bruchlast bei gleichem Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung.

In den <u>volumengesteuerten D-Versuchen</u> ist die Injektionsrate abhängig von der Art des Hydrauliksystems und des Versuchsaufbaues.

Im offenen Hydrauliksystems der Nassversuche hängt die Injektionsrate primär von der Probengröße und von der PSC-Größe ab:

So wurde für die kleinere PSC-Bautype 1 (a = 80 mm) im Probenkörper der Bautype A eine optimale zeitlich konstante Kolbenhubgeschwindigkeit von dh/dt = 64 mm/Minute experimentell ermittelt, dies entspricht einer zeitlich konstanten Injektionsrate V(t) = 41,600 cm³/Minute.

Für die größere PSC-Bautype 1 (a = 190 mm) im Probenkörper der Bautype B wurde eine optimale zeitlich konstante Kolbenhubgeschwindigkeit von dh/dt = 500 bis

512 mm/Minute experimentell ermittelt, dies entspricht wiederum einer zeitlich konstanten Injektionsrate V(t) = 325,000 bis 332,800 cm³/Minute.

Im geschlossenen Hydrauliksystem der Trockenversuche hängt die Injektionsrate primär von der PSC-Größe und Steifigkeit der Druckkissen ab:

Bei den Proben 38 und 44 mit der PSC-Bautype 2 wurde eine Kolbenhubgeschwindigkeit von dh/dt = 2 mm/Minute angewandt, dies entspricht einer Injektionsrate V(t) = 1,300 cm³/Minute.

Bei der Probe 43 mit der PSC-Bautype 2 wurde eine Kolbenhubgeschwindigkeit dh/dt = 4 mm/Minute eingestellt, wobei die Injektionsrate die Größe V(t) = 2,600 cm³/Minute betrug. Der Größenunterschied hat sich aber nicht wesentlich auf die

Bruchlast ausgewirkt. Empfohlen wird aber die geringere Kolbenhubgeschwindigkeit $dh/dt = 2 \text{ mm}/Minute mit der Injektionsrate V(t) = 1,300 \text{ cm}^3/Minute.$

Bei den Proben 40 und 41 mit der PSC-Bautype 4 wurde eine optimale Kolbenhubgeschwindigkeit dh/dt = 16 mm/Minute ermittelt (diese Kissenbauart ist etwas weicher als die PSC-Bautype 2 und 3), wobei die Injektionsrate die Größe $V(t) = 10,400 \text{ cm}^3/Minute erreichte.$

Bei den Proben 39 und 42 mit der PSC-Bautype 3 wurde eine optimale Kolbenhubgeschwindigkeit dh/dt = 4 mm/Minute ermittelt (diese Kissenbauart ist etwas weicher als die PSC-Bautype 2), wobei die Injektionsrate die Größe $V(t) = 2,600 \text{ cm}^3/Minute erreichte.$

Eine Steigerung der Kolbenhubgeschwindigkeit dh/dt, und in der Folge der Injektionsrate V(t), bewirkt im allgemeinen eine Zunahme der Bruchlast bei gleichem Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung.

J. Einfluß der Kolbenreibung

Eine Kolbenreibung im druckgesteuerten P-Versuch spielt im bezug auf die erreichbare Bruchlast keine Rolle.

Jedoch im D-Versuch ist die energiespeichernde Wirkung einer Kolbengleitreibung (Bewegungsbehinderung) u.U. im größeren Ausmaß versuchsbeeinflussend von Nachteil. Gerade beim Übergang nach der Peak Load in den abfallenden Ast eines Druck-Volumen-Diagrammes ist bei einem stabilen Risswachstum ein "Nachschlagen" des Kolbens bei einem Zurückgang des inneren Widerstandes im Prüfsystem beim volumsvergrößernden Risswachstum nicht vorteilhaft. Im Gegenteil, denn es bewirkt ein unkontrolliertes instabiles Risswachstum, wenn die freigesetzte elastische Energie größer ist als diejenige, die nötig ist ein weiteres Risswachstum (Rissfläche) im PSC-Probenkörper zu erzeugen. Dies gilt auch für die gesamte Steifigkeit des Prüfsystems.

Die Kolbengleitreibung wurde mit einer Einspannvorrichtung für den PSC-Bautyp 2 experimentell exemplarisch ermittelt. Der Vorgang wird im Kapitel 3.6.3 ausführlich detailliert erläutert. Für den verwendeten Einfachkolben wurde kein wesentlicher Einfluß einer Kolbengleitreibung gemessen.

K. Einfluß der Steifigkeit der prüftechnischen Apparatur

Eine ausreichende Steifigkeit und Festigkeit der Systembauteile des Prüfsystems ist jedenfalls erforderlich. Sowohl im druckgesteuerten als auch und im volumengesteuerten PSC-Versuch (Anforderung hinsichtlich Dichtheit des Prüfsystems und Bruchsicherheit).

Insbesondere im D-Versuch ist eine sehr steife Prüfeinrichtung erforderlich will man eine stabile Versuchsdurchführung mit durchgehendem kontrolliertem stabilen Risswachstums bis zum Versuchsende im vornherein plangemäß gewährleisten.

Daher wurden von Haus aus sehr steife Druckleitungen, Installationen und eine steife Druckpumpe von ENERPAC (RC-59) eingesetzt.

Verformungsmessungen der Druckleitungen und des Druckzylinders mit einer digitalen Schiebelehre währed der laufenden Versuche ergaben in den versuchsrelevanten Druckbereichen von bis zu ca. 200 bar keine wesentlichen messbaren Größen.

Auch wurde auf die Art des Druckmediums und seine Kompressibilität Rücksicht genommen. Das Wasser ist als Druckmedium im Hinblick auf seine im wesentlichen und weitesgehend vorhandene Inkompressibilität steif genug.

Ein Riß wird sich instabil ausbreiten, wenn bei einer kleinen Rissverlängerung "*da*" die freigesetzte elastische Energie den Bedarf an notwendiger Oberflächenenergie zur Erzeugung neuer Rissoberflächen übersteigt.

Der PSC-Probenkörper im Trockenversuch bricht nach der Erreichung der Maximalbruchspannung im abfallenden Ast spröde und instabil. Die hier erforderliche Rissinitiierungsenergie erzeugt eine derartige große elastische Verformung im PSC-Betoninneren (eine hohe elastische Energie wird im Probenkörper gespeichert), und wird bei einem Risswachstum freigesetzt. Jetzt ist aber die freigesetzte, elastisch gespeicherte Energie größer, als der Bedarf an Oberflächenenergie die notwendig ist, neue Rissoberflächen im stabilen Risswachstum erzeugen zu können. Die unkontrollierbare und unbeeinflußbare Zufuhr an elastisch gespeicherter Energie seitens des zuvor verformten Probenkörpers selbst, bewirkt das auch aus der Literatur bekannte instabile Bruchversagen der PSC-Proben, und das auch im volumengesteuerten D-Versuch. Weitere Anstrengungen und Bemühungen im Hinblick auf eine Etablierung eines noch steiferen PSC-Prüfsystem, und geringere Belastungsgeschwindigkeiten im P-Versuch oder geringere Injektionsraten im D-Versuch, können dieses unerwünschte Trennbruchversagen offensichtlich auch nicht mehr verhindern. konnte bzw. kann mit der betonbruchmechanischen PSC-Daher man Materialprüfanordnung keine kritische Bruchenergie G_{IC} ermittelt werden.

Das Verformungsrechenbeispiel 3.7-K1 in [185] für das dickwandige Prüfrohrsystem ergab, dass das Prüfsystem eine ausreichende Steifigkeit hat (rechnerische Energiebilanzanalyse, äussere Steifigkeit des hydraulischen Prüfsystems). Der Sprödbruch des Probekörpers ist durch seine Geometrie (EDZ-Verhältnisse) und Materialfestigkeit des PSC-Probekörpers begründet. Das ist prüftechnisch nicht beeinflussbar. Die überschüssig elastisch gespeicherte Energie im Probekörper wird beim Risswachstums freigesetzt und bewirkt das plötzliche Risswachstum.

L. Einfluß des Druckmediums "Wasser" im Prüfsystem (Kompressibilität, FPZ)

Wie die Versuche im Nassversuch deutlich zeigen ist der Einfluß des in die Buchprozesszone (FPZ) eindringenden Wassers auf die kritische Spanungsintensität nicht von unbedeutender Rolle, und muß berücksichtigt werden. Der PSC-Versuch im Nassversuch ergibt Bruchzähigkeiten, die diesen materialtechnologischen Wasserduckeinfluß auf das Bruchverhalten von Beton berücksichtigt. Die wasserseitigen Betonrisse eine Betonsperre sind bezüglich eines unerwünschten Risswachstums also stabilitätsgefährdeter als die luftseitigen und trockenen Betonrisse einer Sperre. Wie die Versuche zeigen liegen die Unterschiede zwischen den Bruchzähigkeiten im Nass- und im Trockenversuch ca. 150 bis 200 %. Die Bruchzähigkeiten von Betonen
in den Trockenversuchen ermittelt sind ca. 1,5 bis 2 mal so groß, wie jene aus den Nassversuchen.

Die Kompressibilität des Wassers im volumengesteuerten D-Prüfsystem ist praktisch unerheblich. Beispiel 3.7-L1 in [185] ergab, dass die Kompressibilität des Wassers im Prüfsystem (innere Steifigkeit des hydraulischen Prüfsystems) mit ausreichender Genauigkeit als vernachlässigbar gering angesehen werden kann. Bei einem anderen Fluid (je nach Injektionstechnik) müsste ein gesonderter Nachweis diesbezüglich erbracht werden. Im kraftgesteuerten (druckgesteuerten) P-Versuch spielt die Kompressibilität des Druckmediums keine Rolle.

4. Zusammenfasssung und Ausblick

Zusammenfassung

- Mittels Wasserdruck im offenen und geschlossenen (Druckkissen) Hydrauliksystem wird ein kreiszylindrischer Betonprobenkörper mit einem Durchmesser von 60 bis 110 cm, und einer Höhe von 40 bis 60 cm innenliegend zentrisch in einer flachen dünnen kreisförmigen Scheibe, parallel zu den Deckflächen der Betonprobe, gleichzeitig als Starterriß fungierend, belastet. Ein Fehlversuch im Trockenversuch (undichtes System oder sogar geplatztes Druckkissen) vor Erreichen des Maximaldruckes kann in weiterer Folge als Nassversuch fortgesetzt werden. Die Druckkissen müssen vor dem Einbau in einen Probenkörper zwecks Analyse der Druckverteilungswirkung im PSC zuerst einer Spannungsanalyse unterzogen werden. Damit geschieht zeitgleich die Dichtheitsprobe der "flat jacks".
- Der PSC-Test ist so konzipiert geeignet Bruchzähigkeiten K_{IC} von Beton zu ermitteln. Sowohl im druckgesteuerten P-Versuch, als auch im volumengesteuerten D-Versuch, können im offenen Hydrauliksystem (Nassversuch) oder im geschlossenen Hydrauliksystem (Trockenversuch) diese betonbruchmechanischen Material-kennwerte ermittelt werden. Die Grössenordnungen der ermittelten Bruchzähigkeiten entsprechen den Erwartungen und sind mit den exemplarischen Kennwerten in der Literatur [182, 188 15, 19, 23, 24, 70, 74, 75, 76, 78, 79] durchaus vergleichbar. Die Bruchkennwerte sind sehr unterschiedlich, je nachdem welcher spezifische Einwirkungszustand (Trocken- oder Nassversuch) im Risssystem vorherrscht. Mitunter reichen Drücke bis 20 bar im Nassversuch aus, um die Proben zum Brechen zu bringen. Die trockenen Kissenversuche bewegen sich zwischen 70 und 400 bar. Je nach Starterrissgrösse (Kerbe) bzw. Probengrösse variieren auch die Injektionsraten.
- Mit Zunahme der Betondruckfestigkeiten stiegen auch die K_{IC}-Werte.
- Der PSC-Test ist aufgrund seiner Probengeometrie und Risskonfiguration (spröder Versuchskörper) nicht geeignet experimentell direkt die kritische Energiefreisetzungsraten G_{IC} (kritische Bruchenergie) zu ermitteln. Eine stabile Versuchsdurchführung bis zur Bruchzähigkeit ist immer möglich. Die Entfestigungskurve kann im volumengesteuerten Trockenversuch rudimentär im obersten "post-peak"-Bereich bestimmt werden. Im Nassversuch ist dies naturgemäss bedingt ebenso möglich.
- Der Einfluss des druckhaften Wassers in der FPZ in den Nassversuchen in dieser räumlichen "penny-shaped"-Risskonfiguration führt zu einer Verringerung der Bruchzähigkeiten des Betons. Im Vergleich zu den Trockenversuchen ergeben sich um bis zu 50 % geringere Bruchzähigkeiten. Wasserdruck in der FPZ hat einen materialtechnologischen Einfluss auf das Bruchverhalten von Beton und einen Einfluss auf das Risswachstum unter hydrostatischen Einwirkungen im Betonriss.
- Es zeigte sich in den Nassversuchen im P-Versuch, dass ein kreisförmiger Riss mit 36 cm Durchmesser bereits bei einem Innendruck von nur 20 bar instabil werden kann. Bei einem Riss mit 20 cm Durchmesser waren nur ca. 30 bar an kritischer Bruchspannung erforderlich. Diese Rissabmessungen sind für den konstruktiven Wasserbau sehr gering, und auch die Drücke sind in einer Grössenordnung, wie sie in der Praxis bei hohen Staumauern durchaus vorkommen können. Dennoch kommt es nicht so häufig zu grossen Schäden, weil sich der Wasserdruck in den feinen natürlichen Rissen nicht so gut ausbreiten kann (Reibung). Weiters we-

rden die durch den Innendruck verursachten Zugspannungen mit anderen Beanspruchungen (Eigengewicht, räumlicher Spannungszustand) überlagert.

- Bei den Nassversuchen ist der "size-effect" geringer als in den Trockenversuchen. Kleine Kissen in grossen Proben unterliegen der "size-effect"-Gesetzmässigkeit.
- Die Grössenordnung der Injektionsrate im Test hat einen wesentlichen direkt proportionalen Einfluss auf die erforderlichen Bruchspannungen und in der Folge auch auf die Grössenordnungen der Bruchzähigkeiten. Die Injektionsraten im Nassversuch bewegten sich zwischen 41,6 cm³/min und 332,8 cm³/min. Im Trockenversuch lagen die Werte zwischen 1,3 cm³/min und 10,4 cm³/min.
- Im wesentlich konnte bei den verwendeten Betonen (B225 bis B400, GK 4mm bis GK 63 mm) kein gravierender Einfluss der Kerbschärfe beobachtet werden.
- Es konnte keine signifikante Abhängigkeit der Bruchzähigkeiten von den Grösstkorndimensionen beobachtet werden.

Ausblick:

- In der Zukunft der weiteren Verwendung der PSC-Pr
 üfmethode sollte die Gestaltsund Gr
 ößenabh
 ängigkeit in einer Parameterstudie noch eingehender ergr
 ündet werden. Ebenso sollten sinngem
 äss einer anwendungsorientierten Pr
 üfmethode Massenbetone untersucht werden. Es geht dabei um die Feststellung der brauchbaren Mindestgr
 össe des PSC in den zylindrischen Betonpr
 üfk
 örpern.
- Durch eine zweite Druckzuleitung kann im PSC-Probekörper durch ein separat eigenständig regulierbares offenes Hydrauliksystem, konstruktiv unbedenklich, ein baupraktisch relevanter Wasserdruck aufgebracht werden. Mittels Druckkissen im geschlossenen Hydrauliksystem kann die mechanische Rissaufweitung (Einwirkung) bewerkstelligt werden. Eine solche Kombination von Nassversuch und Trockenversuch wäre so ein naturnaher Untersuchungsbeitrag zu der Problematik von wasserseitigen Rissen in Sperrenbauwerken. Die Berücksichtigung des Porenwasserdruckes könnte durch eine Wasserlagerung der Probe im Stauraum und/oder auch durch eine, mit einem zeitlich befristeten Testvorlauf, spezifische Wasserdruckeinwirkung mit entsprechenden Druck im PSC innenliegend vor Versuchsbeginn bewerkstelligt werden.
- Die PSC-Prüfmethode (Trocken- oder Nassversuch) wäre auch für bruchmechanischen Untersuchungen von ebenen Kontaktzonen und Arbeitsfugen geeignet.
- Die PSC-Testmethode ist als Feldversuchsmethode ("in-situ testing method") im Sinne einer "Bauwerksbetonprüfung" vor Ort in der Nähe des Bauwerkes geeignet.
- Die Vorteile der PSC-Pr
 üfmethode sind der relativ geringe Ger
 äteaufwand, die lange kreisf
 örmige Rissprozesszone (Fehlerwurzell
 änge) und die vergleichsweise einfache Herstellung und Pr
 üfung grosser Betonproben. Die Nassversuchmethode ist auch geeignet um jene Bruchspannungen fluidspezifisch von Beton zu ermitteln, welche die Injektionstechnik massgeblich bestimmt.

5 Literatur

In beliegender DVD sind die Forschungs- und Technischen Berichte [177-192] enthalten. Diese Arbeitsberichte wurden während der Dissertationsarbeit im Zeitraum 1996-2003 erstellt.

- [1] STÜWE, Hein Peter: Über den Bruch, Inaugurationsrede, Leobener Hochschulreden XIV.-Leoben: Kunstdruckerei Horst, 1980 -- Deutsch.
- [2] HAHN, H.G.: Bruchmechanik Einführung in die theoretischen Grundlagen, Band 30.- B.G. Teubner, 1976, ISBN 3-519-02329-6 - Deutsch.
- [3] ROSSMANITH, H.-P.: Grundlagen der Bruchmechanik Wien: Springer-Verlag Wien, New York, 1982, ISBN 3-211-81683-6 -- Deutsch.
- [4] GROSS, Dietmar: Bruchmechanik, 2.Auflage.- Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 1996, ISBN 3-540-61205-X -- Deutsch.
- [5] BLUMENAUER, Horst; PUSCH, Gerhard: Technische Bruchmechanik, 3.Auflage Leipzig: Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, 1993, ISBN 3-342-00659-5 -- Deutsch.
- [6] BROEK, David: Elementary Engineering Fracture Mechanics, fourth revisited edition Dordrecht, Netherlands: Martinus Nijhoff Publishers, 1986, ISBN 90-247-2656-5 PB -- Englisch.
- [7] KORZAK, Günther: Dictionary of Fracture Mechanics English/German, 1. Auflage.- USA, Canada: VCH Publishers, 1989, ISBN 0-89573-896-1.
- [8] ANDERSON, T.L.: Fracture Mechanics Fundamentals and Applications, Second Edition.-United States of America: CRC Press, Inc., 1995, ISBN 0-8493-8974 -- Englisch.
- [9] SIH, George C.: Mechanics of fracture Methods of analysis and solutions of crack problems, Volume 1.- The Netherlands: Noordhoff International Publishing, Leyden, 1973, ISBN 90-01-79860-8 – Englisch.
- [10] KASSIR, M.K.; SIH, G.C.: Mechanics of fracture Three dimensional crack problems, Volume 2.- The Netherlands: Noordhoff Internat. Publish., Leyden, 1975, ISBN 90-286-0414-6 -- Engl.
- [11] SHAH, Surendra P.; SWARTZ, Stuart E., OUYANG, Chengsheng : Fracture Mechanics of Concrete – Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials.- United States of America: John Wiley & Sons, Inc., 1995, ISBN 0-471-30311-9 -- Engl.
- [12] SHAH, S.P.; CARPINTERI, A.: Fracture Mechanics Test Methodes for Concrete Report of RILEM Technical Committee 89-FMT, Fracture Mechanics of Concrete Test Methods, RILEM Report 5, first edition.- Great Britain: Chapman and Hall, 1991, ISBN 0-412-41100-8 (HB)--Engl.
- [13] LIU, Huajun: Nichtlineare bruchmechanische Untersuchung an Beton und Stahlbeton.-In: Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen Heft 67.- Essen: Universität Gesamthochschule, 1996, ISSN 0947-0921 -- Deutsch.
- [14] STOISSER, Peter: Bruchmechanische Untersuchung der Risszähigkeit von Beton anhand des innendruckbelasteten Penny Shaped Crack.- Fakultät für Maschinenbau, Technische Universität Graz, 1997 -- Diplomarbeit aus Bauingenieurwesen in Deutsch, Begutachter/Betreuer (1992-1996): GEYMAYER, Mitbetreuer (1996): SKUMAUTZ. Kurzfassung erschienen auch in [42]
- [15] SAJNA, Aljosa: Determination of fracture mechanics material parameters of mass concrete using the wet-screening procedure.- Baufakultät der Technischen Universität Wien, 1998 – Dissertation in Englisch, Begutacher/Betreuer: LINSBAUER. Kurzfassung in [19 S 101-110]
- [16] WIDMANN, Richard: Grouting in Rock and Concrete Proceeding of the International Conference on Grouting in Rock and Concrete; Salzburg; Austria; 11. und 12. October 1993.- Rotterdam – Netherlands: A.A. Balkema, 1993, ISBN 90-5410-350-7 -- Deutsch/Englisch.

- [17] BAZANT, Zdenek P.: Fracture Mechanics of Concrete Structures Proc. of the 1st Intern. Conf. on Fracture Mech. of Concrete Structures (FRAMCOS 1), heald at Beaver Run Resort, Breckenridge, Colorado, USA, 1-5 June 1992.- England: Elsevier Science Publisher LTD, 1992, ISBN 1-85166-869-1 -- Englisch.
- [18] WITTMANN, Folker H.: Fracture Mechanics of Concrete Structures Proceedings of the Second International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (Framcos 2) held at ETH Zürich, Switzerland, July 25-28, Three Volumes, 1995.- Freiburg: AEDIFICATIO, 1995, ISBN 3-905088-12-6 -- Englisch.
- [19] MIHASHI, H.; ROKUGO, K.: Fracture Mechanics of Concrete Structures Proceedings of the Third International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures (FRAMCOS 3) held at Gifu, Japan, October 12-16, Three Vol., 1998.- Freiburg: AEDIFICATIO, 1998, ISBN 3-931681-23-8 -- Englisch.
- [20] WITTMANN, Folker H.: Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete Proceedings of the International Conference on Fracture Mechanics of Concrete, Volume 18, Lausanne, Switzerland, October 1-3, 1985.- Amsterdam: Elsevier Science Publisher B.V., 1986, ISBN 0-444-42733-3 -- Englisch.
- [21] WITTMANN, Folker H.: Fracture Mechanics of Concrete, Developments in Civil Engineering, No. 7. Amsterdam: Elsevier Science Publishers B.V., 1983, ISBN 0-444-42199-8 -- Englisch.
- [22] CARPINTERI, Alberto: Failure Mechanisms of Materials and Structures Proceedings of the International Union of Theoretical and Applied Mechanics (IUTAM), Symposium on Size-Scale Effects in the Failure Mechanisms of Materials and Structures, 3-7 October 1994.- Great Britain: St. Edmundsbury Press, 1996, ISBN 0-419-20520-9 -- Englisch.
- [23] LINSBAUER, H.N.: Sperre Kölnbrein Ermittlung bruchmechanischer Materialkennwerte, Arbeitskreis Injektionen von Rissen im Beton.- Wien. Report, 1990 -- Deutsch.
- [24] LINSBAUER, H.N.: Das Tragverhalten von Betonbauwerken des konstruktiven Wasserbaues Einfluß von Rissbildungen, Bericht 21.- Wien: Technische Universität Wien, Institut für konstruktiven Wasserbau, 1987 -- Deutsch.
- [25] CARPINTERI, A.; INGRAFFEA, A.R.: Fracture mechanics of concrete Material characterization and testing.- Netherlands: Martinus Nijhoff Publishers, 1984, ISBN 90-247-2959-9 -- Engl.
- [26] LI, Victor C.; BAZANT, Zedenek P.: Fracture mechanics application to concrete, SP 118.-Detroit – USA: American Concrete Institute, 1989, Library of Congress Catalog Card Number 89-80358 -- Englisch.
- [27] MIER, J.G.M.; ROTS, J.G.; BAKKER, A.: Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics, Volume One – Microscopic Material Studies and Materials Engineering.- Great Britain: Chapmann and Hall, RILEM, 1991, ISBN 0419158502 -- Englisch.
- [28] MIER, J.G.M.; ROTS, J.G.; BAKKER, A.: Fracture Process in Concrete, Rock and Ceramics, Volume Two – Macroscopic Modelling and Structural Engineering.- Great Britain: Chapmann and Hall, RILEM, 1991, ISBN 041915860 X -- Englisch.
- [29] ROSSMANITH, H.P.: Fracture and Damage of Concrete and Rock Proceedings of the Second International Conference on Fracture and Damage of Concrete and Rock (FDCR-2), Vienna, Austria, 9-13 November 1992.- Great Britain: St. Edmunsbury Press, 1993, ISBN 0-419-18470-8 -- Englisch.
- [30] SIH, G.C.; DITOMMASO, A.: Fracture Mechanics of Concrete Structural application and numerical calculation.- Netherlands: Martinus Nijhoff Publishers, 1985, ISBN 90-247-2960-2 --Englisch.
- [31] SHAH, Surendra P.; SWARTZ Stuart E. : Fracture of Concrete and Rock SEM-RILEM (Society Experimental Mechanics RILEM) International Conference, June 17-19, 1987, Houston, Texas.- USA: Springer Verlag New York Inc., 1989, ISBN 0-387-96880-6 -- Englisch.

- [32] SLOWIK, V.: Beiträge zur experimentellen Bestimmung bruchmechanischer Materialparameter von Beton, Building Materials Reports No. 3, 2. Auflage.- Freiburg: ADEFICATIO Verlag, 1995, ISBN 3-905-088-10-X -- Deutsch.
- [33] TADA, Horoshi; PARIS, Paul C.; IRWIN, George R.: The stress analysis of cracks handbook.-St.Louis in USA: Paris Productions Inc., 1985 -- geheftete Blattsammlung, Englisch.
- [34] MURAKAMI, Y.: Stress intensity factors handbook, three volumes.- Oxford, NYC, u.a.m.: Pergamon Press, Vol. 1/1986, Vol.2/1987, Vol. 3/1992 -- gebunden, Englisch.
- [35] MEIER, H.; EISENMANN, J.; KORONEOS, E.: Beanspruchung der Straße unter Verkehrslast, Heft 76, Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen.- Bad Godesberg: Kirschbaum Verlag, 1968 -- gebundenes Heft, Deutsch.
- [36] HAHN, H.G.: Elastizitätstheorie Grundlagen der linearen Theorie und Anwendungen auf eindimensionale, ebene und räumliche Probleme.- Stuttgart: B.G. Teubner, 1985, ISBN 3-519-02364-4 -- Deutsch.
- [37] NOWOTNY, H.T.: Analyse und statistische Auswertungen von Schäden und Brüchen großer Talsperren.- Baufakultät, Technische Universität Graz, 1997 – Diplomarbeit in Deutsch, Begutachter/Betreuer: HEIGERTH.
- [38] SURBERG, Cord Henrik: Experimentelle und numerische Untersuchung zur bruchmechanischen Kontaktzonenmechanik in zementgebunden Verbundwerkstoffen.- Technisch Naturwissenschaftliche Fakultät, Technische Universität Wien, 2001 -- Dissertation in Deutsch, Begutachter/Betreuer: TSCHEGG.
- [39] MIER, Jan G.M.: Fracture Processes of Concrete: Assessment of material parameters for fracture models.- CRC Press, 1997, ISBN 0-8493-9123-7 -- Englisch.
- [40] BAZANT, Zdenek P.; PLANAS Jaime: Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials.- CRC Press, 1998, ISBN 0-8493-8284-X -- Englisch.
- [41] BABAN, Raza: Rißinjektion im Massenbeton mit Kunstharz unter Berücksichtigung der elastischen Verformungen der Injektionsfläche.- Baufakultät der Technischen Universität Graz, 1992 - experimentelle Dissertation in Deutsch, Begutachter/: H.GEYMAYER/H. BERGMANN Kurzfassungen erschienen auch in [16] [S] und in [42 S93-100].
- [42] GEYMAYER, Helmuth: TVFA TU Graz Tätigkeitsbericht 1992/1994.- Technische Versuchs- und Forschungsanstalt für Festigkeits- und Materialprüfung der TU Graz, 1995 – TVFA TU Graz Eigenverlag
- [43] ELFGREN, L: Fracture Mechanics of Concrete Structures From Theory to Applications Report of RILEM Technical Committee 90-FMA, RILEM Report 3.- Great Britain: Chapmann and Hall, ISBN 0-412-30680-8 – Englisch.
- [44] TSCHEGG, E.K.; ROTTER, H.; HAMMERSCHLAG, J.G.; KREUZER, H.: Alkali-Aggregate Reaction in Mass Concrete – State-of-the-Art Experimental Study Report.- Schriftenreihe der Forschung im Verbund – Band 33, Publisher: Österr. Elektrizitätswirtschaft-Aktiengesellschaft (Verbundgesellschaft) in Wien, 1998 -- Engl.
- [45] RIEDL: Beurteilung der Brauchbarkeit von Baustählen im Temperaturübergangsbereich mit Hilfe eines neuen dynamischen Risseinleitungsversuches. – Fakultät für Maschinenbau der TU Graz, Juni 1978 – experimentelle Dissertation in Deutsch.
- [46] BRÜHWILER, E.: Bruchmechanik von Staumauerbeton unter quasi-elastischen und erdbebendynamischen Belastungen.- Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, Dissertation, 1988.
- [47] TRUNK, B.G.: Einfluß der Bauteilgröße auf die Bruchenergie von Beton.- Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, Dissertation, 1999.
- [48] BRAMESHUBER, W.: Bruchmechanische Eigenschaften von jungen Beton.- TU Karlsruhe, Bundesrepublik Deutschland, Dissertation, 1988.

- [49] WESCHE, K.: Baustoffe 2.Teil Beton-Mauerwerk.- Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 1993, ISBN 3-7625-2681-8 – Deutsch.
- [50] RILEM TC-50 FMC: State-of-the-art report on fracture mechanics of concrete, 1983 -- Englisch.
- [51] GIRKMANN, Karl: Alfons Leon zum Gedenken -- Deutsch. In: Alfons Leon Gedenkschrift, S I-IX.- Wien: Verlag "Allgemeine Bau-Zeitung", 1952.
- [52] SKUMAUTZ, Josef Richard: Ein Beitrag zur Baulabordidaktik für Bauingenieure -- Deutsch. In: MELEZINEK, Adolf; PRICHODKO, Vjatscheslaw M.: Pädagogische Probleme in der Ingenieurausbildung, Referate des 27. Internationalen Symposiums der Ingenieurpädagogik, Moskau an der MADI Universität, Leuchturm Schriftenreihe Ingenieurpädagogik, Band 39 S 248-252.-Alsbach/Bergstraße: Leuchtturm-Verlag, 1998, ISBN 3-88064-284-2 -- Deutsch/Russisch/Engl.
- [53] LINSBAUER, H.N.: Betonbruchmechanik Stand der Forschung -- Deutsch. In: Zement und Beton, S 159-161, 32. Jahrgang, Heft 4, 1987.
- [54] LINSBAUER, H.N.: Ein Beitrag zur Lösung von Rissproblemen in massigen Betonbauwerken --Deutsch. In: Zement und Beton, S 59-61, 28. Jahrgang, Heft 2, 1983.
- [55] LINSBAUER, H.N.; TSCHEGG, E.K.: Die Bestimmung der Bruchenergie von zementgebundenen Werkstoffen an Würfelproben – Deutsch. In: Zement und Beton, S 38-40, 31. Jahrgang, Heft 1, 1986.
- [56] LINSBAUER, H.N.: Abkühlungsprozeß in Massenbeton Rissproblematik --Deutsch. In: Zement und Beton, S 35-37, 34. Jahrgang, Heft 1, 1989.
- [57] LINSBAUER, H.N.: Computermodellierung der Bruchprozesszone in Würfelproben aus zementgebundenen Werkstoffen -- Deutsch. In: Österreichische Ingenieur und Architekten Zeitschrift, S 416-420, 133. Jahrgang, Heft 8, 1988.
- [58] TSCHEGG, Elmar K.: New Equipments for Fracture Tests on Concrete -- Englisch. In: Materialprüfung 33, S 338-342, 11-12, 1991.
- [59] MÜLLER, H.S.; PLANK, A.: Prüfen für die Baupraxis werkstoffmechanische Prüfaufgaben bei mineralischen Baustoffen -- Deutsch. In: Materialprüfung 34, S 237-240, 7-8, 1992.
- [60] RILEM DRAFT RECOMMENDATION (1985, TC50-FMC, COMMITTEE FRACTURE MECHAN-ICS OF CONCRETE): Determination of the three-point bend tests in notched beams – Englisch. In: Materials and Structures 18, S 285-290, 1985.- In: RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials (RILEM = International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures), FMC 1 S 99-101.- Great Britain: St. Edmunsbury Press, RILEM, 1994, ISBN 0-419-18810-X -- Englisch.
- [61] HILLERBORG, A.: The theoretical basis of a method to determine the fracture energy G_F of concrete -- Englisch. In: Materials and Structures 18, S 291-296, 1985.
- [62] HILLERBORG, Arne: Results of three comparative test series for determining the fracture energy G_F of concrete -- Englisch. In: Materials and Structures 18, pp. 407-413, 1985.
- [63] RILEM DRAFT RECOMMENDATION (1990, TC 89-FMC): Size-effect method for determining fracture energy and process zone size of concrete -- Englisch.
 In: Materials and Structures 23, S 461-465, 1990. In: RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, FMC 2 S 102-106.- Great Britain: St. Edmunsbury Press, RILEM, 1994, ISBN 0-419-18810-X -- Engl.
- [64] RILEM DRAFT RECOMMENDATION (1990, TC 89-FMC): Determination of fracture parameters (K and CTOD) of plain concrete using three-point bend tests -- Englisch.
 In: RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials, FMC 3 S 107-110.- Great Britain: St. Edmunsbury Press, RILEM, 1994, ISBN 0-419-18810-X -- Engl.
- [65] JENQ, Yeoushang; SHAH, Surendra P.: Two parameter fracture model for concrete -- Englisch. In: Journal of Engineering Mechanics, Volume 11, No.10, S1227-1241,1985.

- [66] KARIHALOO, B.L.; NALLATHAMBI, P.: Fracture toughness of plain concrete from three-point bend specimens -- Englisch. In: Materials and Structures 22, S 185-193, 1989.
- [67] KARIHALOO, B.L.; NALLATHAMBI, P.: An improved effective crack model for the determination of fracture toughness of concrete -- Englisch. In: Cement and Concrete Research, Vol. 19, pp. 603-610, 1989.
- [68] OUYANG, Chengsheng; TIANG, Tianxi; SHAH, Surendra P.: Relationship between fracture parameters from two parameter fracture model and from size effect model -- Englisch. In: Materials and Structures 29, pp. 79-86, 1996.
- [69] JUESHI, Qian; HUI, Luo: Size effect on fracture energy of concrete determinde by three-point bending -- Englisch. In: Cement and Concrete Research, Vol. 27, pp. 1031-1036, 1997.
- [70] WITTMANN, F.H.; METZENER-GHEORGHITA, I.: Fracture toughness of concrete determined on large specimens -- Englisch. In: Materiaux and Constructions 18, pp. 93-95, 1985.
- [71] SAOUMA, V.E.; INGRAFFEA, A.R.; CATALANO, D.M.: Fracture toughness of concrete: K_{IC} revisited -- Engl. In: Jour. of the engineering mechanics division 108, Nr. 6, S 1152-1166, 1982.
- [72] KLEINSCHRODT, H.-D.: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung des bruchmechanischen Verhaltens von Beton – Deutsch, Inhalt: Vergleichsstudie Ermittlung der Energiefreisetzungsrate nach BAZANT und HILLERBORG. In: Amts- und Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Materialprüfung 16, Nr. 1, S 3-9, 1986.
- [73] HILSDORF, H.K.; BRAMESHUBER, W.: Probengrößenabhängigkeit bruchmechanischer Kennwerte für Beton – Deutsch. In: Mitteilung des Institutes für Bauforschung – RWTH – Baustoffe 85, S 62-72, 1985.
- [74] SAOUMA, Victor E., BROZ, Jerry J.; BRÜHWILLER, Eugene; BOGGS, Howard L.: Effect of Aggregat and Specimen Size on Fracture Proberties of Dam Concrete -- Englisch. In: Jour. of Materials in Civil Engineering, Vol. 3, No. 3, S 204-218, 1991.
- [75] SAOUMA, Victor E.; BROZ, Jerry J.; BOGGS, Howard L.: In Situ Field Testing for Fracture Proberties of Dam Concrete – Englisch. In: Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 3, No. 3, S 219-234, 1991.
- [76] BRÜHWILLER, Eugene; BROZ, Jerry.; SAOUMA, Victor E.: Fracture Model Evaluation of Dam Concrete -- Englisch. In: Jour. of Materials in Civil Engineering, Vol. 3, No. 4, S 235-251, 1991.
- [77] WIDMANN, Richard (member of Tauernkraftwerke AG): Fracture mechanics and its limits of application in the field of dam construction -- Englisch. In: Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 1/2/3, S 531-539, 1990.
- [78] BRÜHWILER, Eugene; SAOUMA, Victor E.: Water Fracture Interaction In Concrete Part I: Fracture Proberties -- Englisch. In: ACI Materials Journal, No. 3, S 296-303, 1995.
- [79] BRÜHWILER, Eugene; SAOUMA, Victor E.: Water Fracture Interaction In Concrete – Part II: Hydrostatic Pressure in Cracks -- Engl. In: ACI Materials Journal, No. 4, S 383-390, 1995.
- [80] SAOUMA, Victor; CERVENKA, Jan; KEATING, Scott; REICH, Ron; WAGGONER, Fletcher: Fracture Mechanics of Concrete Dams – Overview of Research at the University Of Colorado --Englisch. In: [16] FRAMCOS 1, S 404-412.
- [81] SHAH, Surendra P.; OUYANG, Chengsheng : Measurement and Modelling of Fracture Process in Concrete -- Englisch. In: SKALNY, Jan: Materials Science of Concrete III. USA: American Ceramic Society, 1992, ISBN 0-944904-55-6 -- Englisch.
- [82] WITTMANN, Folker H.: Fracture Process Zone and Fracture Energy -- Engl. In: [16 S 391-403].
- [83] FENG, N.-Q.; JI, X.-H.; ZHUANG, Q.-F.; DING, J.-T.: Studies of the length of concrete micro crack zone -- Englisch. In: [17] FRAMCOS 2, Vol. 1, S 169-177.

- [84] SPRINGENSCHMID, R.: Über das Vermeiden von Rissen in Beton- und Stahlbetontragwerken -- Deutsch. In: Österreichische Ingenieur-Zeitschrift, Heft 12, Jg. 9, 1966 – nicht im Handel.
- [85] ALVARADO, Manuel A.; AHAH, Surendra P.; JOHN, Reji: Mode I fracture in concrete using center-cracked plate specimens -- Englisch. In: Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, No. 2, S 366-383, 1989.
- [86] MONTGOMERY, D.G.; WANG, G. (University Wollongong, NSW, Australia): Instant-chilled steel slag aggregate in concrete – fracture related properties – Englisch. In: Cement and Concrete Research, Vol. 22, pp. 755-760, 1992.
- [87] WAGNER, E.K.; ROSSMANITH, H.P.: Rißausbreitung ausgehend von Bohrlöchern unter Injektionsdruck – Deutsch. In: [16] S 463-469
- [88] ROTTER, H.M.; TSCHEGG, E.K.; NADU, M.; SCHIEBER, M.: Determination of the specific fracture energy of AAR-affected concrete using the wedge-splitting method (AAR = alkaliaggregate reaction) – Englisch. In: Magazine of Concrete Research 50, No. 3, S 257-262, 1998.
- [89] WOLLRAB, E.; OUYANG, C.; SHAH, S.P.; HAMM, J.; KÖNIG, G.: The effect of specimen thickness on fracture behaviour of concrete -- Englisch. In: Magazine of Concrete Research 48, No. 175, S 117-129, 1996.
- [90] SABIR, B.B.: Fracture Energy and fracture toughness of concrete -- Englisch. In: Magazine of Concrete Research 46, No. 169, S 237-243, 1994.
- [91] WECHARATANA, Methi; SHAH, S.P.: Predictions of nonlinear fracture process zone in concrete -- Englisch. In: Journal of Engineering Mechanics, Vol. 109, No. 5, pp. 1231-1246, 1983.
- [92] LINSBAUER, H.; SAJNA, A.; FUCHS K.: Horizontal wedge splitting test method (HWST) a new method for the fracture mechanics testing of large samples -- Englisch. Vortrag beim EU-ROMAT pp, European Congress on Advanced Materials and Processes, Symposium E3 – Fracture Mechanics of Concrete II, München 30. September 1999.
- [93] SKUMAUTZ, J.R.: Universitäre Baustofflabordidaktik für Dissertanten Experimentelle Baustofflaborarbeit im Doktoratsstudium der technischen Wissenschaften für Bauingenieure. – D. In: SAGLAMER G.; MELEZINEK A.; INCECIK S.: Engineering Education in the Third Millenium. Referate des 28. Internationalen Symposiums "Ingenieurpädagogik 99" an der TU Istanbul. Leuchtturm Schriftenreihe Ingenieurpädagogik, Band 41, S 236-241, Alsbach/Bergstraße: Leuchtturm-Verlag, 1999, ISBN 3-88064-289-3 -- Deutsch/Englisch.
- [94] GRUBER, G.; HOFSTADLER, Ch.; SKUMAUTZ, J.R.: Bauingenieure der Zukunft die Zukunft der Bauingenieure. -- Deutsch.
 In: SAGLAMER G.; MELEZINEK A.; INCECIK S.: Engineering Education in the Third Millenium. Referate des 28. Internationalen Symposiums "Ingenieurpädagogik 99" an der TU Istanbul. Leuchtturm Schriftenreihe Ingenieurpädagogik, Band 42, S 657-662, Alsbach/Bergstraße: Leuchtturm-Verlag, 1999, ISBN 3-88064-290-7 -- Deutsch/Englisch.
- [95] TSCHEGG, E.K.: Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper. Österreichisches Patent A-233/86, 390 328, (1986). Patentanmeldung 31.01.1986. -- Deutsch.
- [96] TSCHEGG, E.K.: Lasteinleitungsvorrichtung für bruchmechanische Prüfungen an spröden und duktilen Materialien. Österreichisches Patent A-48/1990, 396 997, (1990). Patentanmeldung 11.01.1990. -- Deutsch.
- [97] GEYMAYER, H.: Entwicklungen und Trends in Österreich.- Slovenski Kolokvij o Betonik "Hydrotecni Betoni" Ljbliana 1999. Vortrag in Laibach (Slo) im Frühjahr 1999, nicht veröffentlicht. -- Englisch.
- [98] BARSOUM, R.S.: On the Use of Isoparametric Finite Elements in Linear Fracture Mechanics.-In: International Journal Numerical Methods in Engineering 10, 1976 Details dazu siehe auch in Kurzform in [24 S28-29,97-98]

- [99] GEYMAYER, H.: Vorlesungsskriptum zur Lehrveranstaltung "Einführungsvorlesung für Bauingenieure".- Fakultät für Bauingnieurwesen TU Graz, Wintersemester 1998/1999, nicht veröffentlicht.-- Deutsch.
- [100] EUSTACCHIO E.: Baustofftechnologie und Normung.- Connex ÖN, Österreichisches Normungsinstitut, 1996 -- Deutsch.
- [101] HEIGERTH G.: Vorlesungsskriptum zur Lehrveranstaltung "Konstruktiver Wasserbau".-Fakultät für Bauingenieurwesen, 1990, Eigenverlag.-- Deutsch.
- [102] KAPLAN: Crack propagation and the fracture of concrete.-In: ACI Journal, S 591-610, November 1961. -- Englisch.
- [103] BAZANT, Z.P.; KAZEMI M.T.: Determination of fracture energy, process zone length and brittleness number from size effect, with application to rock and concrete. – In: International Journal of Fracture, 44 S 111-131, 1990.-- Englisch.
- [104] GRIFFITH, A.A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids; Phil. Trans.Roy.Soc. ; A221 (1921), pp. 163-198. -- Englisch.
- [105] IRWIN, G.R.: Analysis of stress and strain near the end of a crack traversing a plate.-In: Jpurnal of Applied Mechanics, 24: 361-364, 1957. -- Englisch.
- [106] IRWIN, G.R.: Handbuch der Physik. Volume 6, Chapter Fracture, pages 551-590. Springer Verlag, 1985, S. Flügge Editor.
- [107] SHAH, S.P.: Fracture of cement based materials.-In: SHAH, S.P.; SWARTZ, S.E.; BARR, B.: Fracture of Concrete and Rock. Elsevier Applied Science Publisher, London/New York, 1989, Pages 1-12.
- [108] HILLEMEIER, B.: Bruchmechanische Untersuchungen des Rissfortschritts in zementgebunden Werkstoffen.- TU Karlsruhe, Dissertation, 1976.
- [109] HILLSDORF, H.K.: Sinn und Grenzen der Anwendbarkeit der Bruchmechanik in der Betontechnologie.- In: EIBEL, J., Editor. Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Seiten 59-73, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 1979.
- [110] HILLEMEIER, B.; HILSDORF, H.K.: Fracture mechanics studies on concrete compounds.-In: Cement and Concrete Research, 7 (5), 1977.
- [111] PETERSSON, P.-E.: Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials.- Technical Report TVBM-1006, Division of Building Mateials, Lund Institute of Technology, Sweden, 1981.
- [112] MODÈER, M.: A fracture mechanics approach to failure analysis of concrete materials.- Technical Report TVBM-1001, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden, 1981.
- [113] BAZANT, Z.P.; PFEIFFER: Determination of fracture energy from size effect and brittleness number.- In: ACI Materials Journal, S 463-480, 1987.
- [114] TSCHEGG, E.K.; KROYER, G.; TAN, D.M.; LITZKA, J.; TSCHEGG-STANZL,S.: Charakterisierung der Brucheigenschaften von Asphalt.- Strassenforschung, 440, Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, ISSN 0379-1491, 1995.
- [115] HILLERBORG, A.; MODÈER, M.; PETERSSON, P.E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements.-In: Cement and Concrete Research, 6: S 773-782, 1976.
- [116] BAZANT, Z.P.: Size effect in blunt fracture: concrete, rock, metal.-In: Journal of Engineering Mechanics, 110 (4): S 518-535, 1984.
- [117] GEYMAYER, H.: Baustofflehre.- Vorlesungsskriptum zur gleichnamigen Lehrveranstaltung in der Fakultät für Bauingenieurwesen, Eigenverlag TU Graz, 2001.--Deutsch.

- [118] RILEM/CPC7 1975 bzw. TC 14 CPC (Ref. No.): Direct tension of concrete.-Draft: Materials and Structures, Volume 6, No. 35, Sept. - Oct. 1973, Final: Nov. 1975, 1st Edition Nov. 1975.-
- [119] HILLERBORG, A.: Numerical methods to simulate softening and fracture of concrete.-In [30]: DI-TOMMASO, A.; SIH, G.C., editor: Fracture Mechanics of Concrete, pages 141-170. Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, 1985.
- [120] CARPINTERI, A.: Application of fracture mechanics to concrete structures.-In: Journal of the Structural Division, 108: pages 833-848 (ASCE), 1982.
- [121] HILSDORF, H.K.; BRAMESHUBER, W.: Code-Type Formulation of Fracture Mechanics Concepts für Concrete.- In: International Journal of Fracture, Vol. 51, pages 61-72, 1991.
- [122] BAZANT, Z.P.; OH, B.H.: Crack band theory for fracture of concrete.-In: Materials and Structures, Vol. 16, pages 155-177, RILEM, 1983.
- [123] OTSUKA, K.; KATSUBE, H.: Influence of aggregate size on behaviour of fracture process zone in concrete.- Concrete Library of JSCE, 24: 111-125, 1994.
- [124] DUGDALE, D.S.: Yielding of steel sheets containing slits.-In: Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 8:100-104, 1969.
- [125] BARENBLATT, G.I.: The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture.- In: Advanced in Applied Mechanics, 7:55-129, 1962.
- [126] ELFGREN, L. (Editor): Fracture Mechanics of Concrete Structures, From Theory to Applications.- In: Report of the Technical Committee 90-FMA Fracture Mechanics to Concrete – Applications, RILEM, Chapmann and Hall Ltd, 1989.—Englisch. [43].
- [127] ACI Committee 446: Finite Element Analysis of Fracture in Concrete Structures.-In: Report of Subcommittee 3, American Concrete Institute, Detroit, 1995
- [128] JENQ, Y.S.; SHAH, S.P.: A fracture toughness criterion for concrete.-Technical Report, Technology Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1984.
- [129] JENQ, Y.S.; SHAH, S.P.: Nonlinear fracture parameters for cement based composites: Theory and experiments.- In: Application of fracture mechancs to cementitious composites, Illinois, 1984. NATO-Advanced Research Workshop.
- [130] ROELFSTRA, P.E.; WITTMANN, F.H.: Numerical modelling of fracture of concrete.- In: Transactions of the 9th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Lausanne, 1987.
- [131] PLANAS, J.; ELICES, M.: Fracture Criteria for Concrete: Mathematical Approximations and Experimental Validation.- In: Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, No. 1/2/3, pages 87-94, 1989.
- [132] WITTMANN, F.H.; ROKUGO, K.; BRÜHWILER, E.; MIKASHI, H.; SIMONIN, P.: Fracture energy and strain softening of concrete determined by means of compact tension specimens.- In: Materials and Structures, 21:21-32, RILEM, 1988.
- [133] HILLERBORG, A.: Results of three comparative test series for determining the fracture energy G_f of concrete.- In: Materials and Structures, 18: 407-413, RILEM, 1985.
- [134] NALLATHAMBI, P.; KARIHALOO, B.L., HEATON, B.S.: Various size effects in fracture of concrete.- In: Cement and Concrete Research, 15(1), 1985.
- [135] MIKASHI, H.; NOMURA, N.; NIISEKI, S.: Influence of agregate size on fracture process zone of concrete detected with three dimensional accoustic emission technique.-In: Cement and Concrete Research, 21: 737-744, 1991.
- [136] WOHINSKI, S.; HORDIJK, D.A.; REINHARD, H.W.; CORNELISSEN, H.A.W.: Influence of aggregate size in fracture mechanics paramaters of concrete.-In: International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 9:95-103, 1987.

- [137] NALLATHAMBI, P.; KARIHALOO, B.L.; HEATON, B.S.: Effect of specimen and crack sizes, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete.-In: Magazine of Concrete Research, 36: 227-236, 1984.
- [138] HORVATH, R.; PETERSSON, T.: The influence of size of the specimen on the fracture energy of concrete.- Technical Report TVBM-5005, Lund Institute of Technology, Sweden, 1984.
- [139] HILSDORF, H.K.: Stoffgesetze für Beton in der CEB-FIB-Mustervorschrift MC90.-In: BUDELMANN, H. (editor): Technologie und Anwendung der Baustoffe, p. 95-104, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1992.
- [140] WECHARATANA, M: Predictions of nonlinear FPZ fracture process zone in concrete.-In: Journal of Engineering Mechanics, 109: 1231-1246, 1983.
- [141] WEIBULL, W.: A statistical theory of the strength of materials.- The Royal Swedish Institute for Engineering Research, 151: 5-45, 1939.
- [142] HU, X.: Fracture process zone and strain softening in cementitious materials.-In: Building Materials Reports, Volume 1. Aedificatio Publishers, IRB Verlag, 1989.
- [143] CARPINTERI, A.; CHIAIA, B.: Multifractal scaling law for the fracture energy variation of concrete structures.- In: WITTMANN, F.H. [18], editor, Fracture Mechanics of Concrete Structures, Volume 2, pages 581-596, Freiburg, Germany, Aedificatio Publishers. 1995.
- [144] Van MIER, J.G.: Mode I behaviour of concrete: influence of the notational stiffness outside the crack zone.- In: SHAH, S.P.; ELFGREN, L. (editor), Analysis of Concrete Structures by Fracture Mechanics, Pages 19-31, Chapmann&Hall, 1989.
- [145] VERVOUURT, A.: Interface fracture in concrete.- PhD Thesis, Delft University of Technology, 1997.
- [146] FERRO, G.: Effeti di scala sulla resistenza a tradizone dei materiali.- PhD Thesis, Politecnico di Torino, 1994.
- [147] HUGHES, B.P.; CHAPMANN, G.P.: The complete stress-strain curve for concrete in direct tension.- Bulletin RILEM, 30, 1966.
- [148] HILSDORF, H.K.; ZIEGELDORF, S.: Fracture energy of concrete.-In: KREIJGER, P.C. (editor), Adhesion Problems in the Recycling of Concrete, pages 101-123. NATO-Conferences series, Plenum Press, New York, 1981.
- [149] ACI Committee 207: ACI Menual of Concrete Practice.- ACI Internat., ISSN 0068-7875, 1997.
- [150] WITTMANN, F.H.; ZONG, H.: On same experiments to study the influence of size on strength and fracture energy of concrete.- In: Building Materials Report, Volume 2. Aedificatio Publishers, IRB-Verlag, 1996.
- [151] BRAMESHUBER, W.; HILSDORF, H.K.: Influence of ligament length and stress state on fracture energy of concrete.- In: Engineering Fracture Mechanics, 35: 95-106, 1990.
- [152] GJORV, O.; SORENSEN, S.J.; ARNESEN, A.: Notch sensitivity and fracture toughness of concrete.- In: Cement and Concrete Research, 7(3), 1977.
- [153] RÖMER, H.: Bruchenergie- und Rissfortschrittsuntersuchungen an Modellbetonproben.- Dip-Iomarbeit, Institut für Massivbau und Betontechnologie der Universität Karlsruhe, 1980.
- [154] FRIEDRICH, E.: Beton Vergangenes, Gegenwärtiges und Zukünftiges.- Inaugurationsrede vom 22.11.1957 von Rektor o.Prof. Dr. Erich FRIEDRICH, Technische Hochschule Graz im Studienjahr 1957/1958. – Deutsch.
- [155] SRIVASTAVA, K.N.; SINGH, K.: The effect of penny-shaped crack on the distribution of stress in a semi-infinite solid.- In: International Journal of Engineering Science, 7, pp 469-490, 1969.

- [156] SRIVASTAVA, K.N.; DWIVEDI, J.P.: The effect of a penny-shaped crack on the distribution of stress in an elastic sphere.- In: International Journal of Engineering Science, 9, pp 399-420, 1971.
- [157] SNEDDON, I.N.; TAIT, R.J.: The effect of a penny-shaped crack on the distribution of stress in a long circular cylinder.- In: International Journal of Engineering Science, 1, pp 391-409, 1963.
- [158] UFLYAND, Ya.S.: Survey of Articles on the Applications of Integral Transforms in the Theory of Elasticity, English translation. North Carolina State University, Raleigh, N.C., 1965.
- [159] LOWENGRUB, M: Stress in the vicinity of a crack in a thick elastic plate.-In: Quarterly of Applied Mathematics, 19, pp 119-126, 1961.
- [160] LANDOLT; BÖRNSTEIN; ROTH; SCHEEL: Physikalisch-Chemische Tabellen.-5.Auflage, Erster Band (I), Verlag von Julius Springer, Berlin, 1923.
- [161] KASTNER: Die Statik des Tunnels und Stollenbaues.-
- [162] HOCHWIMMER, Edwin: Erzeugung, Transport und Einbau von Massenbeton.-Diplomarbeit am Institut f
 ür Baubetrieb und Bauwirtschaft, Baufakult
 ät der TU Wien, 1980. – Dt.
- [163] TRÜB, Ulrich: Baustoff Beton: Handbuch für die Baupraxis.- Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweiz. Zementindustrie, Wildegg; 3.Auflage in Basler Druck- und Verlagsanstalt, Liestal, 1990.—Deutsch
- [164] LOHMEYER, Gottfried: Beton-Technik: Handbuch für Planer und Konstrukteure.- Düsseldorf Beton-Verlag, 1989, ISBN 3-7640-0257-3. – Deutsch
- [165] WILDNER, Harald: Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln.- München TU, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Bericht Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 92, 2002, ISSN 1437-3513. -- Deutsch
- [166] Sachstandsbericht "Massenbeton", aufgestellt von Deutscher Beton-Verein e.V., Wiesbaden -Berlin [u.a.], Ernst, 1982.- 395 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton; 329);- ISBN 3-433-00936-8 kart. -- Deutsch
- [167] MARX, Walter: Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge Hydratation.-Heft 64 Eigenverlag des Institutes f
 ür Wasserbau der Universit
 ät Stuttgart (Dissertation) an der Fakult
 ät Bauingenieur- und Vermessungswesen, 1986, ISBN 3-921694-64-7. -- Deutsch
- [168] RÖHLING, Stefan: Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme.- Düsseldorf: Verlag Bau+Technik GmbH, 2005, ISBN 3-7640-0435-5. -- Deutsch
- [169] Richtlinie "Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton".- Herausgeber Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik Wien, Dezember 2003.-- Deutsch
- [170] Verbandsrichtlinie der Elektrizitätswerke Österreichs für Betonarbeiten im Kraftwerksbau (VERI Beton 1987); Ausgabe Juni 1987. -- Deutsch
- [171] STEINBACHER, Norbert: Betontechnologie II (ein Kursskriptum zur Theorie, Modul 4); Herausgeber Betonakademie (Güteverband Transportbeton und Österreichische Bautechnik Veranstaltungs GmbH in Wien), 2006.-- Deutsch
- [172] STADLER, Gert: Transient pressure analysis of "RODUR" epoxy grouting in concrete and rock at Kölnbrein Dam, Austria. Untersuchung zu neuen Möglichkeiten der Interpretation von Kluftinjektionen auf der Basis mathematischer Modelle der Erdöllagerstättenphysik.- Montanuniversität Leoben, 1992 – Dissertation.
- [173] TRITTHART, Josef:.- Vorlesungsskriptum zur Lehrveranstaltung "Bauchemie Anorganisch".-Fakultät für Maschinenbau TU Graz, 1997, Eigenverlag TU Graz.--Deutsch.
- [174] STARK, Jochen; WICHT, Bernd: Zement und Kalk. Der Baustoff als Werkstoff.- Herausgegeben vom F.A. Finger-Institut f
 ür Baustoffkunde der Bauhaus-Universit
 ät Weimar, 2000, ISBN 3-7643-6216-2.--Deutsch

- [175] CZERNIN, Wolfgang: Zementchemie für Bauingenieure.- Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin, 3.Auflage, 1977, ISBN 3-7625-0388-5. – Deutsch
- [176] WALRAVEN, J.C.: Aggregate interlock: A theoretical and experimental analysis.- Dissertation TU Delft, 1980.

Forschungs- und Technische Berichte

- [177] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 1: Probenkörpergeometrien der Probenbautype A und B im Grundriss und Aufriss bzw. Ansicht; Probenkörper – Geometrietabelle; Probenkörper – Gewichtstabelle.- unveröffentlicht, 1999.
- [178] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 2: Unterschiedliche Rissgeometrien/Bautypen des PSC als Starterriss im geschlossenen Hydraulikprüfsystem mit Druckkissen (flat jack) - Druckmedium: destilliertes luftfreies Wasser.- unveröffentlicht, 1999.
- [179] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 3: Versuchseinrichtung für die Druckkissenanalyse (Spannungsverteilung im PSC-Starterriss) und für die Kolbenreibungsanalyse (Plunger bzw. Einfachkolben mit Gleitreibung) - Druckmedium: destilliertes luftfreies Wasser.unveröffentlicht, 1999.
- [180] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 4: Erklärungen zu der Legende in den Abb. 3.6.2-1b, Abb. 3.2.6-2b und Abb. 3.6.3-1b von den verwendeten Versuchsaufbauten bei der D-Prüfmethode; D-Prüfmethode mit Probenkörper Bautype B im Trockenversuch; D-Prüfmethode mit Probenkörper Bautype A im Nassversuch; D-Prüfmethode mit PSC-Typ2-Einspannvorrichtung zur Spannungs- und Kolbenreibungsanalyse, Dichtheitskontrolle; Hydrauliksystembauteile von ERMETO S der D-Prüfmethodenversuchseinrichtung; Einkolbenpumpe ENERPAC RC-59.- unveröffentlicht, 1999.
- [181] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 5: In Ergänzung zu Kapitel 3 und Forschungs- und Testbericht 9: Fotodokumentation der experimentellen PSC-Forschungsarbeit 1993-2003.- unveröffentlicht, 2003.
- [182] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 6: Verschiedene Bruchmechanische Testmethoden; Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte mit großen Betonproben im Hinblick auf den Sperrenbetonbau; Exemplarische Beispiele von Untersuchungen an großen Proben.unveröffentlicht, 2003.
- [183] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 7: Begriffe.- unveröffentlicht, 1999. In: [1-12, 73, 95, 96, 102, 104-106, 108, 109, 125].
- [184] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 8: Umrechnungstabelle für verschiedene physikalische Einheiten von Spannungsintensitätsfaktoren (SIF).- unveröffentlicht, 1999.
- [185] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 9: In Ergänzung zu Kapitel 3 detaillier te Beschreibung der PSC-Testung.- unveröffentlicht, 2003. In: [14, 15, 42, 97], Zwischenergebnisse bis 1999 veröffentlicht. In: Abstracts für Vortrag bei EUROMAT, European Congress on Advanced Materials and Processes, Symposium E3 – Fracture Mechanics of Concrete II, München, Postersession am 30. September 1999.
- [186] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 10: In Ergänzung zu Kapitel 2 wesent liches zur Betonprüfung: A. Festigkeitsproblematik und Verformungsverhalten von Beton; B. Eigenschaften und Prüfung des Festbetons.- unveröffentlicht, 1999. In: [42, 117].
- [187] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 11: In Ergänzung zu Kapitel 2: A. Bruchenergiekonzept von Beton und Erläuterung der Compliance-Methode; B: Das K-Bruchkriterium nach der LEBM.- unveröffentlicht, 1999. In: [2, 3, 4, 5, 6, 8, 11, 117, 24].
- [188] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 12: In Ergänzung zu Kapitel 2.3.3 H: Beispiele bruchmechanischer Kennwerte TPFM, ECM und SEM.- unveröffentlicht, 1999. In: [11, 12].

- [189] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 13: In Ergänzung zu Kapitel 2.3.3: Die drei RILEM-Pr
 üfmethoden (FCM, TPFM, SEM) und ECM zur Ermittlung bruchmechanischer Kennwerte.- unveröffentlicht, 1999. In: [11, 12, 60, 63, 64, 65, 67].
- [190] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 14: Wesentliche und grundsätzliche Gesichtspunkte zu den Materialkennwerten der Betonzugfestigkeit, der Betondruckfestigkeit, der Querdehnungszahl und dem E-Modul.- unveröffentlicht, 2003. In: [117, 181, 185].
- [191] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 15: Wesentliches zu FE-Berechnungen in der Betonbruchmechanik.- In: [3, 5, 8, 11, 13, 126, 127], unveröffentlicht, 1999.
- [192] SKUMAUTZ, J.R.: Forschungs- und Technischer Bericht 16: Wesentliches zur Massenbetontechnologie am Beispiel der Kölnbreinsperre in Österreich.- unveröffentlicht, 2003.
 In: [23, 24, 56, 97, 101, 117, 149, 162, 165-168, 164 S225-231, 170, 175].-

Lebenslauf von Josef Richard Skumautz

29.03.1967	Geboren in Villach
1973 – 1982	Grundschulausbildung in Villach
1981 – 1986	Studium an der HTL in Villach
1986	Reifeprüfung zum Tiefbautechniker an der HTL-Villach
1986 – 2005	Militär(ausbildungs)dienste im ÖBH (Austria, Syrien)
1987 – 2006	Studien an der TU Graz, UNI KLU, TU Wien (Architektur, Bauwirtschaft, Ingenieurpädagogik, Physik)
1989	Ernennung zum Offizier durch Bundesminister f. LV, Wien
1991	1. Diplomprüfung Bauingenieurwesen, TUG
1991	Studienassistent am Institut für Hydromechanik, Hydraulik und Hydrologie von emerit. Prof. DI DDr. H. BERGMANN, TU Graz 1991
1994 – 1995	2 Diplomarbeiten bei emer. Prof. DI Dr. H. BERGMANN (2/1994) u. Prof. DI Dr. G. HEIGERTH (6/1995), TU Graz
1994	2. Diplomprüfung Wirtschaftsingenieurwesen-Bauwesen, TUG Sponsion zum Diplom-Ingenieur, TU Graz
1994 – 1995	Bautechniker für ZT DI Peter Schallaschek in Klagenfurt
1996 – 2000	Assistent von emerit. Prof. DI Dr. H. Geymayer am Institut für Baustofflehre und Materialprüfung in der Fakultät für Maschi- nenbau, und i.d.F. Fak. Bauingenieurwesen der TU Graz
2004 – 2005	Bautechniker für Fa. Atlas Copco Mai in Feistritz a.d. Drau