

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

MATERIALPRUFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN - MPA BRAUNSCHWEIG

iBMB

TU BRAUNSCHWEIG

Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle

**von
Alex-Walter Gutsch**

Heft 140 · BRAUNSCHWEIG · 1998

ISBN 3-89288-119-7
ISSN 0178-5796

1140



Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Braunschweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am:	08. 05. 1998
Mündliche Prüfung am:	14. 07. 1998
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. F.S. Rostásy
Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Duddeck

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Der Arbeit liegt ein Forschungsvorhaben zugrunde, das im Rahmen des Schwerpunktprogramms "Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen" von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) in dankenswerter Weise gefördert wurde.

Ermöglicht wurde diese Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. F.S. Rostásy, der mich durch sein wissenschaftliches Interesse in diesem Themengebiet und seine ständige Diskussionsbereitschaft sehr intensiv gefördert hat. Ihm gilt mein besonderer Dank ebenso wie meiner Familie, die mich durch Verständnis und Geduld unterstützt hat.

Herr Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Duddeck übernahm den Mitbericht. Ihm danke ich für die damit verbundene Mühe. Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Dinkler danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. D. Hosser für die Beteiligung an der Prüfung.

Herrn K.-H. Sprenger und Herrn B. Kraska danke ich für die vielfältigen Anregungen und für die beharrliche Umsetzung zur Lösung aller versuchs- und meßtechnischen Probleme sowie für die sehr gewissenhafte Versuchsdurchführung. Außerdem danke ich Herrn Dr.-Ing. M. Laube, Herrn Dipl.-Math. M. Krauß und Herrn Dipl.-Ing. Th. Rusack für die Unterstützung und die Diskussionsbereitschaft in den letzten Jahren sowie den Architekturstudentinnen Frau G. Othmer und Frau M. Rusack für die Erstellung der Zeichnungen und die Bearbeitung des Manuskriptes.

Mein Dank gilt auch allen nicht namentlich genannten Kollegen des Instituts für die stets gute Zusammenarbeit.

Braunschweig, im September 1998

Alex-Walter Gutsch

SUMMARY

This thesis deals with the properties of concrete at early ages, their investigation in laboratory tests and constitutive modelling. The detailed knowledge of the properties of the early age concrete and their modelling is indispensable for the calculation of the temperature and the stresses in hardening concrete structures.

At first the important factors of thermal cracking are identified and the common ways for the assessment of the thermal cracking risk are described. Furthermore, a survey on the recent knowledge about the mechanical properties of the concrete at early ages is presented (Chapter 2). In Chapter 3 the laboratory tests and the different test equipment are described. Comprehensive tests were carried out for the determination of the

- **adiabatic heat release** and the **degree of hydration**,
- development of the **mechanical short-term properties** namely the **axial tensile strength**, the **compressive strength** and the **modulus of elasticity** under tensile stress,
- short-term **stress-strain line under tension** and micro-cracking,
- **viscoelasticity**, namely **creep and relaxation under tension** and variable temperature conditions,
- **autogenous shrinkage** and **thermal dilatation**.

The tests were primarily performed with two different concrete compositions: "PZ-Beton" with CEM I 32.5 and fly-ash ($w/b = 0.61$) and "HOZ-Beton" with CEM III/B 32.5 ($w/c = 0.47$). For the "PZ-Beton" the influence of the cement content and of a retarding admixture on the *thermal and mechanical properties* were additionally studied.

The **degree of hydration** is in this report described via the heat release of the concrete. Therefore, the heat release of the different concretes was measured in adiabatic calorimetry. For the modelling the temperature effect on the heat release, the degree of hydration is expressed in terms of the equivalent time, on basis of the Arrhenius-equation. Based on the test results, it was shown that the Jonasson-equation is appropriate for the modelling of the degree of hydration (Chapter 4).

The **mechanical properties** (axial tensile strength, compressive strength and the modulus of elasticity) of concrete at early concrete age were tested in the equivalent time range of 7 hours up to 365 days (Chapter 4). The results showed a linear relationship between the degree of hydration and the axial tensile strength, a more rapid development of the elastic

modulus and a slower development of the compressive strength. On the basis of the test results, models for the mechanical short-term properties dependent on the degree of hydration were developed and verified. The tests revealed that the transition from the dormant phase to the on-set of hardening of young concrete is not yet sufficiently clarified. Further investigations are necessary.

In the future, the calculation of temperature and stresses in concrete structures at early age will have to be performed under the aspect of reliability in order to quantify the uncertainties. For this purpose the results of the laboratory tests, the models of the degree of hydration and of the mechanical short-term properties were studied under the statistical point of view to quantify the scatter (Chapter 4.6). It was found, that the measured values of the degree of the hydration, the tensile strength and of the compressive strength are distributed Normal-Gaussian for different ages. The variability of the measured values was quantified.

For the calculation of stresses in a structure, the **stress-strain line under tension** must be known to determine the instantaneous and the inelastic strain. Therefore, the stress-strain line under tension was studied for different ages at loading (Chapter 5). From these tests, the fracture energy, the characteristic length and the ultimate strain at tensile strength were deduced. In addition, models for the fracture energy and for the ultimate strain dependent on the degree of the hydration were established. A model for the stress-strain line under tension for different ages at loading was presented and its correspondence with the test results was shown.

The main topic of the research work was the investigation of the viscoelastic behaviour of concrete at early ages (Chapter 7). Creep and relaxation tests under tension were performed with initial stresses in the ascending branch of the stress-strain line (pre-peak) in the range of $0.5 \leq \sigma/f_{ct} \leq 0.9$. The specimen were always sealed.

The age of first loading varied between $t = 16$ h and 7 d to study the effect of the age at onset of loading. The tests were performed under isothermal conditions at $T = 20$ °C and 40 °C and under anisothermal conditions (always sealed) as well. It was the aim of the tests to study the effect of the age at loading and the effect of the temperature before loading and also during the creep and relaxation period.

For all concretes, the viscoelasticity was very pronounced, if the load was applied at early concrete age. Creep and relaxation increase with a decreasing equivalent age at first loading and the degree of hydration at first loading, respectively. The initial stress-strength ratio

seems to have less influence on the creep and relaxation. The creep strain after a certain time under load is linearly related to the applied stress, if the spontaneous cracking strain at loading is taken into account. On the basis of these results, linear and aging viscoelasticity was assumed to be valid for the modelling of creep and relaxation under tension. The models based on the degree of the hydration were calibrated with the test results.

As creep and relaxation tests were performed simultaneously with the same concrete mix and under equal loading and ambient conditions, the relationship between creep and relaxation could be studied. Based on the test results, a relationship between the creep and the relaxation function was deduced and the relaxation coefficient was quantified dependent on the degree of the hydration.

In the structure, the stresses and strains vary in time and location. As the principle of superposition has to be applied for the calculation of stresses and strains in the structures, creep and relaxation tests with several load steps in the ascending branch of the stress strain line were performed to study whether the application of the principle of superposition is valid. The comparison showed a rather good correlation between the measured and the calculated stress or strain histories. It can be concluded that the principle of superposition is valid for the stress calculation of early age concrete structures.

An elevated temperature ($T > 20\text{ °C}$) has an ambivalent effect on creep and relaxation of concrete at early ages. A high temperature before the first loading yields a higher equivalent age and degree of hydration, respectively. This leads to a decrease of creep and relaxation. On the other hand, viscoelasticity of hardened concrete is more pronounced at high temperatures.

The tests performed, showed a more pronounced creep and relaxation for curing under $T = 40\text{ °C}$ (isothermal) than under $T = 20\text{ °C}$ (isothermal), even at the same equivalent age at first loading, respectively degree of hydration. For modelling the temperature effect on the viscoelastic behaviour of concrete at early ages the time interval $t - t_1$ in the creep and relaxation functions was replaced by the equivalent time under load $t_e - t_{e1}$. The equivalent time under load was determined with the Arrhenius-equation, and the activation energy was deduced from the creep and relaxation tests to $E_v = 50.000\text{ J/mol}$.

Creep and relaxation tests were also performed in the descending branch of the stress strain line (post peak). It was found that creep tests are usually terminated by creep failure after a certain time under load. On the other hand, relaxation in the descending branch of the stress strain line occurs, if the initial strain is applied in an early equivalent age ($t_e = 18\text{ h}$ to 24 h)

and at a low degree of hydration, respectively. The relaxation tests in the descending branch also showed that the tensile stress increases due to the on-going of hydration although the tensile strength had been reached before. This indicates the healing of the early microcracks in course of the hydration process.

The **autogenous shrinkage** was measured under isothermal conditions at $T = 20\text{ °C}$ and 40 °C . It was found, that the autogenous shrinkage under $T = 40\text{ °C}$ is about twice than under $T = 20\text{ °C}$ (Chapter 8). For the modelling of the autogenous shrinkage a model is presented that takes the temperature effect into account, using the equivalent age based on the Arrhenius-equation.

Thermal dilatation at different ages was measured only for one concrete mix (Chapter 8). The results showed an slight increase of the thermal dilatation in the age between 1 d and 28 d and greater values during cooling than in the heating circle.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
1.1	Problembeschreibung und Zielsetzung	1
1.2	Gliederung der Arbeit	1
2	BISHERIGES VORGEHEN ZUR ERMITTLUNG UND VERMEIDUNG VON ZUGSPANNUNGEN WÄHREND DER HYDRATATION	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Maßnahmen zur Vermeidung von Zwangsspannungen und früher Risse	4
2.2.1	Überblick	4
2.2.2	Betontechnologische Maßnahmen	5
2.2.3	Konstruktive Maßnahmen	6
2.2.4	Ausführung	8
2.2.5	Temperaturkriterien	9
2.2.6	Rißkontrolle durch Bewehrung	10
2.2.7	Untersuchung jungen Betons im Reißrahmen	11
2.2.8	Zwangsspannungsberechnung mit Werkstoffmodellen für jungen Beton	12
2.3	Werkstoffeigenschaften jungen Betons	13
2.3.1	Allgemeines	13
2.3.2	Hydratation	13
2.3.2.1	Hydratationsphasen und Einflüsse auf die Hydratation	13
2.3.2.2	Hydratationsgrad	16
2.3.2.3	Messung der Wärmefreisetzung	18
2.3.2.4	Reifefunktionen - Wirksames Betonalter	20
2.3.2.5	Modellierung des Hydratationsgrads	23
2.3.3	Mechanische Kurzzeiteigenschaften	24
2.3.3.1	Allgemeines	24
2.3.3.2	Druckfestigkeit	25
2.3.3.3	Zugfestigkeit	26
2.3.3.4	Elastizitätsmodul	29
2.3.4	Spannung-Dehnungsverhalten unter Zugbeanspruchung	31
2.3.4.1	Zugspannung-Dehnungsbeziehung	31
2.3.4.2	Zugbruchdehnung	32
2.3.5	Viskoelastisches Verhalten jungen Betons	33
2.3.5.1	Bisherige Kenntnisse	33

2.3.6	Bewertung der bisherigen Modelle zur Beschreibung der Viskoelastizität jungen Betons unter Zugbeanspruchung	38
2.3.7	Schwinden	39
2.4	Offene Fragen.....	40
3	DURCHFÜHRUNG UND MESSTECHNIK DER EIGENEN VERSUCHE	42
3.1	Überblick	42
3.2	Versuchsbetone	42
3.3	Adiabatische Kalorimeterversuche	44
3.3.1	Vorbemerkungen	44
3.3.2	Versuchseinrichtung und -durchführung.....	44
3.4	Versuche zum mechanischen Kurzzeitverhalten	45
3.4.1	Vorbemerkungen	45
3.4.2	Versuchseinrichtung und -durchführung.....	46
3.5	Kerbzugversuche - KZ	46
3.5.1	Vorbemerkungen	46
3.5.2	Versuchseinrichtung und -durchführung.....	47
3.6	Versuche zum zeitabhängigen Verhalten jungen Betons unter zentrischem Zug ...	49
3.6.1	Vorbemerkungen	49
3.6.2	Versuchseinrichtung und -durchführung.....	50
3.6.3	Meßsysteme	53
3.6.4	Versuchsumfang	54
3.7	Langzeit-Kriechversuche unter isothermen Bedingungen	57
3.7.1	Vorbemerkungen	57
3.7.2	Versuchseinrichtung und -durchführung.....	58
3.8	Begleitende Versuche	60
3.8.1	Messung des Wärmeausdehnungskoeffizienten.....	60
3.8.2	Messung der lastunabhängigen Verformungen.....	61
4	ERGEBNISSE UND MODELLIERUNG VON WÄRMEFREISETZUNG, ZENTRISCHER ZUGFESTIGKEIT, DRUCKFESTIGKEIT UND ELASTIZITÄTSMODUL... 62	
4.1	Vorbemerkungen	62
4.2	Adiabatische Wärmefreisetzung	62
4.2.1	Vorbemerkungen	62
4.2.2	Versuchsergebnisse.....	62
4.2.2.1	Standard-Betone	62
4.2.2.2	Sonderbetone	64

4.2.2.3	Zusammenhang zwischen Frischbetontemperatur und adiabatischer Temperaturerhöhung	65
4.2.3	Modellierung der adiabatischen Temperaturerhöhung	67
4.3	Hydratationsgradentwicklung	68
4.3.1	Versuchsergebnisse und Modell	68
4.3.2	Betonspezifische Parameter t_k und c_1 zur Modellierung des Hydratationsgrads....	71
4.3.3	Hydratationsfortschritt auf struktureller Ebene	74
4.4	Zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul	75
4.4.1	Vorbemerkungen	75
4.4.2	Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit	76
4.4.3	Einfluß einer Vorbelastung auf die zentrische Zugfestigkeit	78
4.4.4	Entwicklung der Druckfestigkeit	79
4.4.5	Einfluß der Lagerungstemperatur auf Zug- und Druckfestigkeit	81
4.4.6	Einfluß von Zementgehalt und Verzögerer auf Zug- und Druckfestigkeit	84
4.4.7	Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	87
4.4.8	Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls	89
4.5	Mechanische Eigenschaften beim Übergang vom flüssigen in den festen Zustand	90
4.6	Streuung der Werkstoffeigenschaften jungen Betons und Modellunschärfen deterministischer Werkstoffmodelle jungen Betons	93
4.6.1	Vorbemerkungen	93
4.6.2	Hydratationsgradentwicklung unter statistischen Aspekten	94
4.6.2.1	Vorbemerkungen	94
4.6.2.2	Streuung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung	95
4.6.2.3	Streuung des Hydratationsgrads bei Versuchswerten und berechneten Werten....	96
4.6.2.4	Vergleich von gemessenen und berechneten Hydratationsgraden.....	99
4.6.3	Streuung der zentrischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit.....	103
4.6.3.1	Streuung der Meßwerte	103
4.6.3.2	Vergleich von gemessenen und berechneten Festigkeiten	107
4.7	Zusammenfassung und Diskussion	109
5	SPANNUNG-DEHNUNGSLINIE	112
5.1	Vorbemerkungen	112
5.2	Versuchsergebnisse.....	112
5.3	Modellierung des Zugtragverhaltens von Beton	116
5.3.1	Vorbemerkungen	116
5.3.2	Modelle der Zugspannung-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit (Pre-Peak Bereich)	116

5.3.3	Bruchmodelle	118
5.3.3.1	Allgemeines	118
5.3.3.2	Bruchmodell mit diskretem Riß	119
5.3.3.3	Bruchmodell mit Rißband	121
5.3.4	Modelle der Zugtragfähigkeit nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit (Post-Peak Bereich)	122
5.4	Bruchmechanische Parameter	129
5.4.1	Zugbruchdehnung	129
5.4.2	Bruchenergie	131
5.4.3	Charakteristische Länge	133
5.4.4	Bewertung	134
5.5	Modifiziertes Modell zur Beschreibung des Zugverhaltens von Beton	136
5.5.1	Übersicht	136
5.5.2	Ansteigender Ast ($\epsilon \leq \epsilon_{CU}$)	136
5.5.3	Abfallender Ast ($\epsilon \geq \epsilon_{CU}$)	139
5.5.4	Ent- und Wiederbeanspruchung im Post-Peak-Bereich	144
5.5.4.1	Vorbemerkungen	144
5.5.4.2	Einfache empirische Ansätze	144
5.6	Zusammenfassung	146
6	VISKOELASTISCHES VERHALTEN VON BETON	148
6.1	Vorbemerkungen	148
6.2	Bisherige Erkenntnisse über das viskoelastische Verhalten von Beton	148
6.2.1	Physikalische Ursachen	148
6.2.2	Einflußparameter des viskoelastischen Verhaltens von Beton	149
6.2.3	Beschreibung von Kriechen und Relaxation bei einstufiger Einwirkung	150
6.2.4	Zeitfunktionen für das Kriechen	151
6.2.5	Kriechtheorien	154
6.2.6	Die Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Beton mit rheologischen Modellen	157
6.2.6.1	Rheologische Grundkörper	157
6.2.6.2	Rheologische Modelle von Summen- und Produktansatz	163
6.2.7	Superposition	164
6.3	Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation	166
6.3.1	Vorbemerkungen	166
6.3.2	Superpositionsprinzip	166
6.3.3	Ansatz nach Dischinger und Wittmann	167

6.3.4	Viskoelastizitätstheorie.....	169
6.3.5	Lösung nach Trost	170
6.3.6	Diskussion zur Ableitung von Relaxationsansätzen aus Kriechansätzen.....	170
6.4	Zusammenfassung	171
7	KRIECHEN UND RELAXATION JUNGEN BETONS UNTER ZUGBEAN- SPRUCHUNG- EIGENE VERSUCHE UND MODELLBILDUNG	173
7.1	Vorbemerkungen	173
7.2	Zug-Kriechen jungen Betons - Versuchsergebnisse und Modellierung	173
7.2.1	Kriechen bei isothermer Lagerung $T = 20\text{ °C}$ (basic creep).....	173
7.2.2	Streuung der Kriechfunktion.....	178
7.2.3	Vergleich von Kriechansätzen	179
7.2.4	Trocknungskriechen (drying creep).....	181
7.3	Zug-Relaxation jungen Betons - Versuchsergebnisse und Modellierung.....	182
7.3.1	Relaxation bei isothermer Lagerung $T = 20\text{ °C}$ (basic relaxation).....	182
7.3.2	Vergleich verschiedener Relaxationsansätze mit Versuchsergebnissen	183
7.3.3	Bewertung der Relaxationsansätze	188
7.3.4	Beschreibung von Versuchsergebnissen mit einem einfachen Relaxationsansatz	189
7.4	Zugkriechen und Zugrelaxation beim HOZ- und GB-Beton	191
7.5	Temperatureinfluß auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons	193
7.5.1	Vorbemerkungen	193
7.5.2	Temperatureinfluß auf das Zugkriechen	194
7.5.3	Temperatureinfluß auf die Zugrelaxation.....	195
7.5.4	Kriechansätze zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses.....	197
7.5.5	Diskussion und Bewertung.....	201
7.6	Anwendung der Reaktionskinetik auf das viskoelastische Verhalten	203
7.7	Klärung der Anwendbarkeit des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips.....	209
7.8	Viskoelastisches Verhalten jungen Betons im Post-Peak-Bereich	213
7.9	Zusammenfassung	219
8	LASTUNABHÄNGIGE VERFORMUNG	222
8.1	Vorbemerkungen	222
8.2	Schrumpfen und chemisches Schwinden.....	222
8.2.1	Bisherige Kenntnisse	222
8.2.2	Versuchsergebnisse zum chemischen Schwinden.....	224
8.2.3	Modellierung des chemischen Schwindens.....	225
8.3	Wärmedehnzahl.....	228

8.4	Zusammenfassung	230
9	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	231
10	LITERATUR	235
	ANLAGEN	

Bezeichnungen

1 INDIZES

ad	adiabatisch
A	Zuschlag (aggregate)
c	Beton (concrete), Druck (compression)
crit	kritisch
C	Zement
e	wirksam
FA	Flugasche
h	hoch, Höhe
k	charakteristisch
m	Durchschnitt, mittlere/er
max	Maximum
min	Minimum
nom	Nennwert
SF	Silikastaub (silica fume)
SL	Hüttensand (slag)
t	Zug (tension)
u	Grenz
W	Wasser
x, y, z	Koordinaten

2 GROSSE LATEINISCHE BUCHSTABEN

A	Zuschlaggehalt, [kg/m ³]
A _c	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
A _s	Fläche des Betonstahlquerschnitts in der Zugzone
C	Zementgehalt, [kg/m ³]
E	Aktivierungsenergie
E _c	Druck-Sekantenmodul für Beton zwischen $0,05 \cdot f_c$ und $0,50 \cdot f_c$
E _{ct}	Zug-Sekantenmodul für Beton zwischen $0,05 \cdot f_{ct}$ und $0,50 \cdot f_{ct}$
E _{c,eff}	effektiver Elastizitätsmodul zum Zeitpunkt t
	$E_{c,eff} = E_c(t_1) / (1 + \varphi(t, t_1))$

\hat{E}_{ct}	bezogener Zugelastizitätsmodul $E_{ct}(\alpha) / E_{ct}(\alpha=1)$
E_r	Sekantenmodul bei zyklischer Beanspruchung im post-peak-Bereich
E_s	Elastizitätsmodul für Betonstahl
E_t	Tangentenursprungsmodul
E_v	Aktivierungsenergie bei viskoelastischen Verhalten $E_v = 50.000$ [J/mol]
FA	Flugaschegehalt, [kg/m ³]
G_F	Bruchenergie
$J(t, t_1)$	Compliance-Funktion; $J(t, t_1) = (1 + \varphi(t, t_1)) / E(t_1)$
M	Biegemoment
N	Längskraft (Zug oder Druck)
P_{1c}, P_{2c}	Parameter der Kriechfunktion bei isothermer Lagerung $T = 20$ °C
P_{1r}, P_{2r}	Parameter der Relaxationsfunktion bei isothermer Lagerung $T = 20$ °C
P_{1p}, P_{2p}	Parameter der Relaxationsfunktion im Post-Peak-Bereich
Q_i	Hydratationswärme Klinkerbestandteilen, [J/g]
Q_{SL}, Q_{FA}, Q_{SF}	Hydratationswärme von Hüttensand (SL), Flugasche (FA) und Silikastaub (SF), [J/g]
R^2	Korrelationskoeffizient
$R(t, t_1)$	$R(t, t_1) = \psi(t, t_1) \cdot E(t_1)$; Relaxationsmodul (entspricht einem Relaxation beeinflussten wirksamen Elastizitätsmodul (Englisch: "relaxation function")
RH	relative Luftfeuchtigkeit, [%]
SF	Silikastaub (silica fume)
SL	Hüttensand (slag)
T	Temperatur, [°C]
T_{c0}	Frischbetontemperatur, [°C]
meas ΔT_{ad}	gemessene adiabatische Temperaturerhöhung, [K]
max ΔT_{ad}	berechnete adiabatische Temperaturerhöhung, [K]
V	Querkraft
W	Wassergehalt, [kg/m ³]

3 KLEINE LATEINISCHE BUCHSTABEN

a	Abstand
b	Breite
c	Wärmespeicherkapazität, [kJ/(kg K)]
c_1	Regressionsparameter zur Modellierung des Hydratationsgrads
cal	berechnete Werte

d	Durchmesser, Nutzhöhe
d_k	Nennwert des Größtkorndurchmessers des Zuschlags
e	Exzentrizität
f	Festigkeit
f_c	Druckfestigkeit des Betons
\hat{f}_c	bezogene Betondruckfestigkeit $f_c(\alpha) / f_c(\alpha=1)$
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons
f_{ct}	zentrische Zugfestigkeit des Betons
f_{cte}	wirksame Betonzugfestigkeit
\hat{f}_{ct}	bezogene zentrische Betonzugfestigkeit $f_{ct}(\alpha) / f_{ct}(\alpha=1)$
f_{ctk}	charakteristische Zugfestigkeit
f_{ctm}	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctk;0,05}$	untere charakteristische Zugfestigkeit (5%-Quantil)
$f_{ctk;0,95}$	obere charakteristische Zugfestigkeit (95%- Quantil)
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
$f_{ct,r}$	Restzugfestigkeit nach Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen (residual tensile strength)
f_{yk}	charakteristische Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze
h	Dicke, Höhe
l	Länge
l_{ch}	charakteristische Länge
l_{pr}	Länge der Rißprozeßzone ($l_{pr} = 2 - 3 \cdot d_k$)
meas	gemessene Werte
p	Signifikanzniveau (Irrtumswahrscheinlichkeit)
q	Wärmefreisetzungrate
r	Radius
s	Standardabweichung (der Stichprobe)
t	Zeit, Alter
t_0	Alter des Betons bei Beginn der Festigkeitsentwicklung
t_1	Alter des Betons bei Erstbelastung
t_c	Bezugszeit bei Kriech- und Relaxationsansätzen, $t_c = 1$ h
t_{cs}	Bezugszeit bei chemischen Schwinden, [h]
t_e	wirksames Betonalter (equivalent curing time)
t_{e1}	wirksames Betonalter bei Erstbelastung

$t_{el} - t_{el1}$	wirksame Beanspruchungsdauer in Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen (equivalent time under loading)
t_i	reales Betonalter, bei dem ein Spannungsinkrement σ aufgebracht wird
t_k	Regressionsparameter für die Bezugszeit, [h]
t_r	reales Betonalter bei Bestimmung der Restzugfestigkeit nach Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen
w	Rißöffnung
u, v, w	Verschiebungskomponenten eines Punktes
\bar{x}	Mittelwert der Stichprobe
x, y, z	Koordinaten

4 GRIECHISCHE BUCHSTABEN

α	Hydratationsgrad
α_0	Hydratationsgrad bei Beginn der Festigkeitsentwicklung nach Modell
$\alpha_{0,i}$	Hydratationsgrad bei tatsächlichem Beginn der Festigkeitsentwicklung (i, initial)
α_i	Hydratationsgrad bei Erstbelastung zum Zeitpunkt t_i
α_T	Wärmedehnzahl
ε	Dehnung
ε_{cs}	Dehnung infolge chemischen Schwindens
ε_{cu}	Betonzugbruchdehnung unter der Zugfestigkeit f_{ct}
$\varepsilon_c(t, t_1)$	Kriechdehnung des Betons zwischen den Zeitpunkten t_1 und t
$\varepsilon_{el}(t_1)$	elastische Dehnung bei Belastung zum Zeitpunkt t_1
ε_i	Dehnungsinkrement verursacht durch σ_i zum Zeitpunkt t_i
ε_{kri}	kritische Betonzugdehnung im post-peak-Bereich, bei der $\sigma = 0$ N/mm ²
ε_{lu}	lastunabhängige Dehnung ermittelt am Kompensationskörper
$\varepsilon_s(t, t_1)$	Schwinddehnung zwischen den Zeitpunkten t_1 und t
ε_r	Dehnung durch Rißbildung
ε_{r1}	Rißprozeßzonendehnung vor dem Erreichen der Zugfestigkeit
ε_{r2}	Rißprozeßzonendehnung nach dem Überfahren der Zugfestigkeit
λ	Wärmeleitfähigkeit
λ_{ce}	Wärmeleitfähigkeit bei vollständiger Hydratation
μ	Reibungsbeiwert
ρ	Dichte, [kg/m ³]
ρ	Relaxationskennwert

ρ_c	Betonrohddichte, [kg/m ³]
σ	Normalspannung
σ_c	Betondruckspannung
$\Delta\sigma_i$	Spannungsinkrement zum Zeitpunkt t_1
σ_{p1}	Anfangsspannung beim Kriechen oder bei der Relaxation im Post-Peak Bereich
τ	Schubspannung
$\varphi(t, t_1)$	Kriechfunktion $\varphi(t, t_1) = \varepsilon_c(t, t_1) / \varepsilon_{el}(t_1)$
$\psi(t, t_1)$	Relaxationsfunktion $\psi(t, t_1) = \sigma(t) / \sigma(t_1)$
ψ'	bezogene Spannungsabnahme $\psi' = (\sigma(t) - \sigma_1) / \sigma_1 = 1 - \psi$
Δ	Differenz

1 EINLEITUNG

1.1 Problembeschreibung und Zielsetzung

Während der Erhärtung geht der Beton von einem flüssigen in einen festen Werkstoff über. Dies ist auf die chemische Reaktion von Zement und Wasser zurückzuführen, bei der Wärme frei wird. Die Erhärtung wird auch Hydratation genannt. Die Hydratationswärme führt insbesondere bei massigen Betonbauteilen zur Aufheizung und kann bei einer Verformungsbehinderung zu Temperaturspannungen und schließlich zu Rissen im jungen Betonalter führen. Die möglichst zutreffende Abschätzung dieser Temperatureinflüsse und die damit verbundene frühe Rißbildung ist von großer praktischer Bedeutung und seit langem Gegenstand der Forschung.

Obwohl bisher beachtliche Erfolge hinsichtlich der Vermeidung von frühen Temperaturspannungen und von Rissen erzielt wurden, treten häufig genug Schäden auf. Daher ist man bestrebt, in Ergänzung zu den technologischen Gegenmaßnahmen, die auf Erfahrung gründen, die Temperaturspannungen auch rechnerisch zu verfolgen, um auf diese Weise die Wirksamkeit von Maßnahmen zur Vermeidung dieser Spannungen bewerten zu können. Eine zentrale Rolle spielt hierbei die Kenntnis der sich im Laufe der Hydratation ändernden thermischen und mechanischen Werkstoffeigenschaften des jungen Betons und deren Modellierung für die Berechnung.

Die Arbeit setzt sich zum Ziel, thermische und mechanische Werkstoffeigenschaften des jungen Betons abhängig von der Hydratation versuchsstechnisch zu bestimmen und die zugehörigen Werkstoffmodelle gegebenenfalls zu modifizieren.

1.2 Gliederung der Arbeit

Zunächst werden die Zusammenhänge aufgezeigt, die für das Auftreten früher Zugspannungen und Rißbildung in massigen Betonbauteilen verantwortlich sind, (**Kap.2**). Außerdem wird auf die derzeit üblichen Methoden zur Vermeidung von Rissen eingegangen. Schließlich werden die bisherigen Kenntnisse über die Entwicklung der Werkstoffeigenschaften während der Erhärtung vorgestellt.

In **Kap. 3** werden die Ziele, das Vorgehen und die Geräte vorgestellt, um die thermischen und mechanischen Werkstoffeigenschaften des jungen Betons zu untersuchen. Im Rahmen der Versuche ging es um die Wärmefreisetzung, den Hydratationsgrad, die Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften (zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zug-

elastizitätsmodul), die vollständige Zugspannung-Dehnungslinie, das viskoelastische Verhalten unter Zugbeanspruchung sowie um die Wärmedehnung und das chemische Schwinden. Die Versuche wurden im wesentlichen mit zwei verschiedenen Betonen ausgeführt; punktuell wurden zusätzliche Betone untersucht.

Die Ergebnisse zur Wärmefreisetzung, zum Hydratationsgrad sowie zur Entwicklung mechanischer Kurzzeiteigenschaften sind in **Kap. 4** dargestellt. Aufbauend auf den Versuchsergebnissen werden Werkstoffmodelle zur Beschreibung vorgestellt und kalibriert. Außerdem wurde die Streuung dieser Werkstoffeigenschaften im Experiment eingehender quantifiziert, weil in Zukunft die zuverlässigkeitsorientierte Betrachtung der Temperaturspannungen im jungen Betonalter an Bedeutung gewinnen wird.

In **Kap. 5** werden zunächst die Versuchsergebnisse zur vollständigen Zugspannung-Dehnungslinie im jungen Betonalter vorgestellt. Anschließend erfolgt eine Auseinandersetzung mit den bisher gebräuchlichen Modellen zur Beschreibung der Zugspannung-Dehnungslinie bei erhärtetem Beton. Es wird hierfür ein Modell abgeleitet und anhand von Versuchsergebnissen kalibriert.

Die bisherigen Kenntnisse über das viskoelastische Verhalten von Beton sind in **Kap. 6** zusammengefaßt. Außerdem erfolgt eine Auseinandersetzung mit den vielfältigen in der Vergangenheit vorgestellten Modellen zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Beton.

Ergebnisse und Modelle zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens jungen Betons unter Zugbeanspruchung sind in **Kap. 7** zusammengestellt. Dabei geht es in erster Linie um das Zugkriech- und Zugrelaxationsverhalten im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungslinie, aber auch um jenes nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit im Post-Peak Bereich. Weil Temperaturspannungen im jungen Betonalter bei Temperaturen $T \neq 20 \text{ }^\circ\text{C}$ (isotherm) auftreten, war der Temperatureinfluß auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons zu klären und durch geeignete Modelle abzubilden.

Für die Entstehung von Spannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung sind auch die lastunabhängigen Verformungen entscheidend. Diese ergeben sich i.w. aus der Wärmedehnung und aus dem chemischen Schwinden. Die Ergebnisse der eigenen Versuche hierzu sind in **Kap. 8** zusammengestellt. Für die Modellierung des chemischen Schwindens wird schließlich ein einfaches Ingenieurmodell vorgeschlagen.

2 BISHERIGES VORGEHEN ZUR ERMITTLUNG UND VERMEIDUNG VON ZUGSPANNUNGEN WÄHREND DER HYDRATATION

2.1 Allgemeines

In Betonbauteilen treten im frühen Betonalter häufig Risse auf. Diese sind auf die Wärme-freisetzung im Zuge der Hydratation des Zements und der anschließenden Abkühlung zurückzuführen. Dabei heizt sich u.a. das massige Betonbauteil in Abhängigkeit von Bauteil-abmessungen und Temperaturrandbedingungen z.T. erheblich auf. In der frühen Phase der Hydratation ist der Beton meist noch plastisch, so daß während der Aufheizung bei Ver-formungsbehinderung Druckspannungen nur in einem geringen Maß entstehen. In der anschließenden Abkühlphase ist die Steifigkeit des Betons meist so groß, daß bei Verformungsbehinderung Zugspannungen entstehen, die zu Rissen führen können. Außerdem treten während der Hydratation an versiegeltem Beton Schwindverformungen auf, die bei einer Verformungsbehinderung zu Spannungen im jungen Betonalter führen können.

Die thermischen und mechanischen Eigenschaften des Betons, die Temperaturentwicklung im Bauteil sowie der Behinderungsgrad sind die wesentlichen Einflüsse bei der Entstehung von Zwangspannungen während der Hydratation und der daraus resultierenden frühen Risse. Der Vermeidung der abkühlungsbedingten Risse ist erstmals beim Bau der großen Stau-mauern in den USA in den 20er Jahren große Aufmerksamkeit geschenkt worden [180]. Die Aktualität dieser Problematik ist bis heute ungebrochen [51], [154], [155], zumal sie nicht nur bei Massenbetonbauteilen auftritt, sondern in weiten Teilen des Massivbaus, z.B. Wand auf Sohle, dicke Fundamentplatten. Durch die frühe Rißbildung kann die Gebrauchstaug-lichkeit (z.B. Verlust der Wasserdichtigkeit) sowie die Dauerhaftigkeit beeinträchtigt werden. In vielen Fällen sind auch wirtschaftliche Nachteile die Folge. Die Vermeidung erhärtungs-bedingter Temperaturrisse hat deswegen große Bedeutung.

Nachfolgend wird zunächst auf das derzeitige Vorgehen zur Kontrolle von Temperaturrisse bei jungem Beton eingegangen. Anschließend werden die bisherigen Kenntnisse über die Werkstoffeigenschaften des Betons während der Erhärtung vorgestellt.

2.2 Maßnahmen zur Vermeidung von Zwangsspannungen und früher Risse

2.2.1 Überblick

Die Entstehung von Zwangsspannungen in erhärtenden Betonbauteilen wird i.w. von den gewählten Maßnahmen bei der Konstruktion, Betontechnologie und Ausführung bestimmt, die eng miteinander verknüpft sind, Bild 2.1.

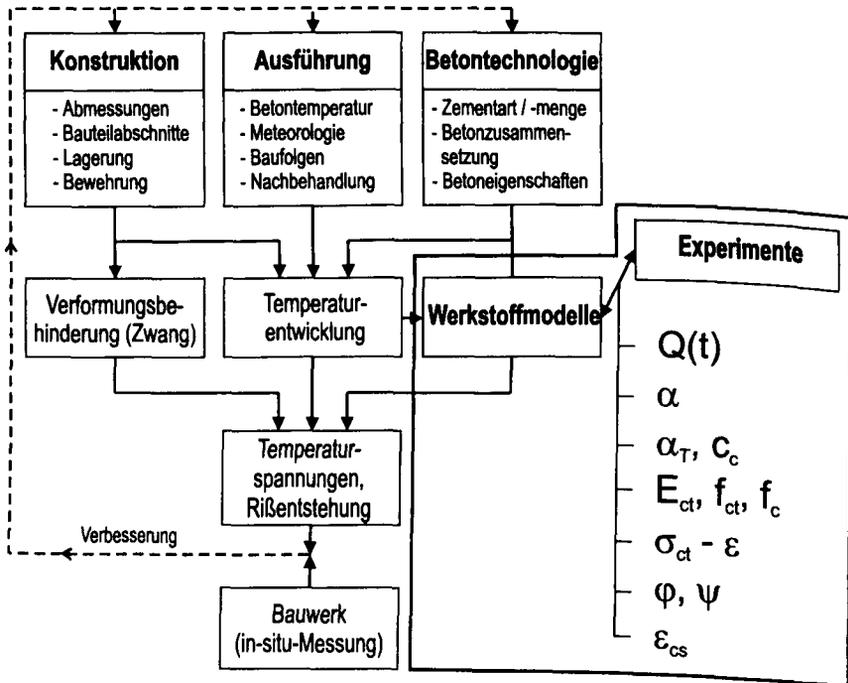


Bild 2.1: Zu den Maßnahmen und zur Berechnung von Zwangsspannungen während der Hydratation von Betonbauteilen

Verformungsbehinderte Temperatur- und Schwinddehnungen können in Betonbauteilen in Abhängigkeit von Behinderungsart und -grad zu Rissen führen. Bei der Art der Verformungsbehinderung unterscheidet man zwischen "äußerem" und "innerem" Zwang. Während die Verformungsbehinderung bei äußerem Zwang von benachbarten Bauteilen verursacht wird, z.B. Wand auf Sohle, wird sie bei innerem Zwang durch das Bauteil selbst hervorgerufen, z.B. Eigenspannungen über den Querschnitt. Dementsprechend ist beim äußeren

Zwang für das Kräftegleichgewicht eine äußere Reaktionskraft notwendig, beim inneren Zwang ist das Kräftegleichgewicht über den Querschnitt erfüllt. Unter realen Bedingungen treten auch Kombinationen von Zwangsbeanspruchungen auf, wie zentrischer Zwang, Biegezwang oder Eigenspannungen, Bild 2.2.

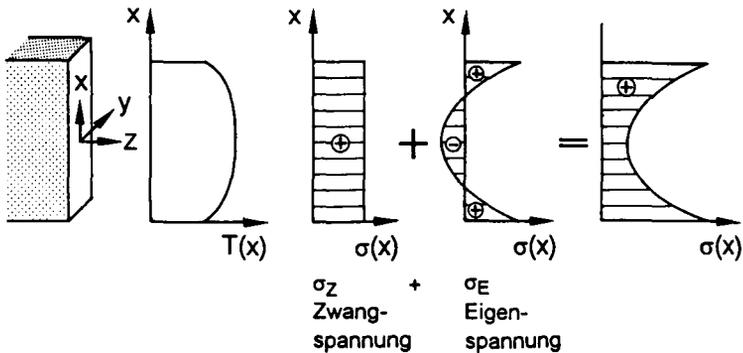


Bild 2.2: Eigen- und Zwangsspannungen infolge behinderter Temperaturverformung

Die Praxis verfügt inzwischen über vielfältige, meist technologische Maßnahmen zur Vermeidung früher Zwangsrisse während der Erhärtung. Eine Auswahl ist in Bild 2.1 ebenfalls angegeben. Die zuverlässige Vermeidung von Zwangsrissen ist mit diesen Maßnahmen nach wie vor schwierig. Sie versagen meist dann, wenn besondere Randbedingungen vorliegen und wenn deren Auswirkungen nicht zutreffend abgeschätzt werden können. Rückschläge sind dann kaum zu vermeiden.

Nachfolgend wird das bisherige Vorgehen zur Vermeidung früher Zwangsrisse vorgestellt und ein Überblick über die Einflußparameter gegeben.

2.2.2 Betontechnologische Maßnahmen

Die betontechnologischen Maßnahmen zielen meist auf die Verringerung oder gezielte Steuerung der freiwerdenden Hydratationswärme ab. Die Hydratationswärmemenge kann durch Verringerung des Zementgehaltes, Ersatz von Portlandzement durch Hochofenzement und Zugabe von Flugasche herabgesetzt werden. Durch die Zugabe von Verzögerern kann der Zeitpunkt beeinflusst werden, ab dem die Hydratationswärme frei wird. Die maximal freisetzbare Hydratationswärmemenge bleibt hiervon jedoch unberührt.

Die Neigung zur Rißbildung kann durch geeignete Wahl der Zuschläge, z.B. Vergrößerung des Größtkorndurchmessers, gebrochene Zuschläge anstatt rolliger oder Zuschläge mit geringerem α_T (quarzitische Zuschläge $\alpha_T \approx 1,2 - 1,4 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$; Kalkstein, Basalt $\alpha_T \approx 0,6 - 0,8 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$ [51], [118], [165]) beeinflusst werden [24]. Diese Parameter spielen im Vergleich zu Zementart und -menge jedoch eine weit untergeordnete Rolle.

Eine sehr effektive, aber aufwendige Maßnahme ist die Absenkung der Frischbetontemperatur. Ausgehend von einer niedrigen Frischbetontemperatur bleibt die Steifigkeit des Betons über einen längeren Zeitraum klein, so daß eine verformungsbehinderte Temperaturdehnung nur zu einer geringen Zwangsspannung führt. Die Frischbetontemperatur läßt sich aus

$$T_{c0} = \frac{A \cdot c_A \cdot T_A + C \cdot c_C \cdot T_C + W \cdot c_W \cdot T_W + FA \cdot c_{FA} \cdot T_{FA}}{A \cdot c_A + C \cdot c_C + W \cdot c_W + FA \cdot c_{FA}} \quad (2.1)$$

mit: Gewichtsanteilen von Zuschlag A, Zement C, Wasser W und Flugasche FA in $[\text{kg/m}^3]$, Wärmekapazitäten der Betonausgangsstoffe s. Tab. 2.1

ermitteln. Die Absenkung der Frischbetontemperatur erfolgt am wirkungsvollsten durch die Verringerung der Wassertemperatur (große Wärmekapazität) oder die des Zuschlages (große Zuschlagmenge). Überschlägig kann die Frischbetontemperatur um $\Delta T = 1 \text{ K}$ abgesenkt werden, wenn der Zement um $\Delta T = 10 \text{ K}$, der Zuschlag um $1,6 \text{ K}$ oder das Wasser um $3,6 \text{ K}$ abgekühlt wird [180].

Tab. 2.1: Wärmekapazität und Rohdichte von Betonausgangsstoffen

Stoffe	Wasser	Zement	Normalzuschlag	Flugasche
Wärmekapazität c_i [kJ/(kg K)]	4,18	0,80	0,80	0,75
Dichte ρ_i [kg/m ³]	1,0	3,0 - 3,1	2,6 - 2,8	2,4

2.2.3 Konstruktive Maßnahmen

Die konstruktive Durchbildung beeinflusst die Verformungsbehinderung des Bauteils und damit die Entstehung von Temperaturzwangsspannungen entscheidend. Das Beispiel **Wand auf Fundament** verdeutlicht, daß Zwangsspannungen infolge Temperatur nur entstehen, wenn das Fundament im Vergleich zur Wand hinreichend steif ist. Für die Beurteilung der

Rißbildung in Wänden, die auf erhärtete Fundamente aufbetoniert werden, interessieren die Dehn- und Biegesteifigkeit von Wand und Fundament sowie deren Verhältnisse zueinander [135]. Durchrisse vom Wandfuß bis zur -krone treten i. a. eher bei niedrigen und langen Wänden auf.

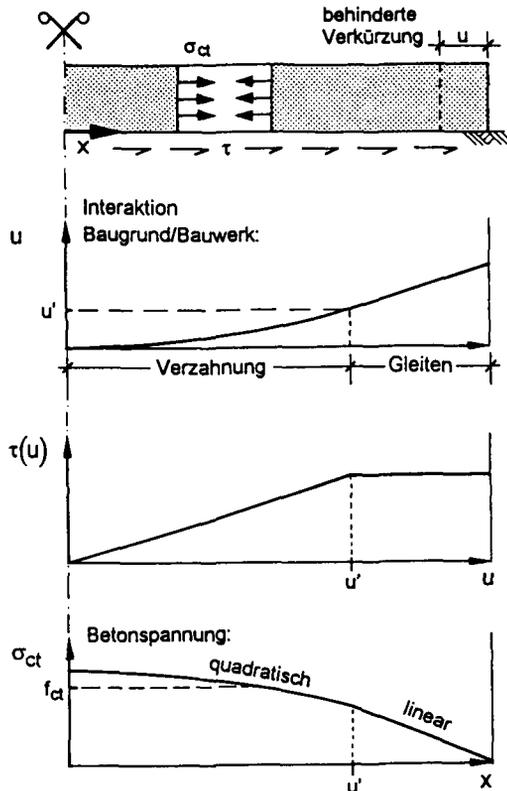


Bild 2.3: Reibungsinteraktion zwischen Baugrund und Bauwerk

Mit zunehmender Wandhöhe nimmt der Einfluß der vom Fundament verursachten Zwängung ab, so daß Temperaturdehnungen weniger behindert werden. Eine hohe und kurze Wand reißt deswegen meist nicht auf ganzer Höhe durch, sondern es bleibt - ausgehend vom Wandfuß - bei einem Anriß. Dessen Rißbreite ist i.a. deutlich kleiner als jene von Durchrissen über die gesamte Wandhöhe [135], [180]. Ab einem Längen-Höhen-Verhältnis

einer Wand von $L/H \geq 4$ ist die Gefahr von Durchrissen besonders groß. Bei der Zwangrißbildung von Wänden auf Fundamenten spielen deren Biege- und Dehnsteifigkeit sowie deren Verhältnisse eine wichtige Rolle [135]. Anhand einer Durchrißbedingung - formuliert über das Kräftegleichgewicht - können Durchrißschwellwerte abgeleitet werden.

Zwangspannungen bauen sich mit einsetzender Rißbildung lokal ab. Durch zunehmende Verformungsbehinderungen wachsen sie beiderseits des Risses wieder an. Dieses ist der Grund dafür, daß Risse in langen Wänden in regelmäßigen Abständen auftreten. Um einer unkontrollierten Zwangrißbildung zu begegnen, werden lange Wände durch Fugen und Betonierabschnitte unterteilt.

In **Sohlplatten** können durch die horizontale Reibungsinteraktion Baugrund-Bauwerk Zwangspannungen entstehen, Bild 2.3. Der Boden wirkt dabei durch Schubverzahnung und Gleitreibung wie eine horizontale Feder, die für eine Dehnungsbehinderung sorgt. Der Behinderungsgrad wird i.w. von der Steifigkeit des Bodens, der Rauigkeit Baugrund-Bauwerk und der Vertikallast bestimmt [150], [157]. Zur Berechnung von Zwangspannungen ist von KOLB [93] ein elasto-plastisches Verbundspannungsgesetz entwickelt worden, für das in [150] Berechnungsbeispiele angegeben werden.

2.2.4 Ausführung

Die Ausführung beeinflusst die Zwangrißbildung bei Betonbauteilen erheblich. Dazu gehört die Aufteilung massiger Betonbauteile in Betonierabschnitte. Dadurch wird zum einen die zwängende Wirkung benachbarter Bauteile herabgesetzt. Zum anderen wird die Hydratationswärme bei kleinen Betonierabschnitten besser abgeführt, was zu einer geringeren maximalen Bauteiltemperatur führt.

Die **Umgebungstemperatur** wirkt sich ebenfalls auf die Zwangrißbildung aus. Bei hohen Lufttemperaturen im Sommer wird die Erhärtung beschleunigt, weil das Temperaturniveau insgesamt höher ist als unter winterlichen Bedingungen. Die Steifigkeit des jungen Betons nimmt schneller zu. Temperaturdifferenzen verursachen hier bei einer Verformungsbehinderung größere Temperaturspannungen.

Ein sehr aufwendiges Verfahren ist die **Rohrinnenkühlung**. Sie muß im Bauwerk aufgrund der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Betons in relativ dichtem Abstand verlegt werden ($d = 30 - 60$ cm). Durch das Abführen der Hydratationswärme wird die Bauwerkstemperatur

gesenkt. Eine ähnliche Methode stellt das Aufheizen der verformungsbehindernden Bauteile, z.B. Fundament dar. Dadurch wird die Temperaturdifferenz zwischen alten und neuen Bauteilen vermindert [180].

Die **Art der Schalung** wirkt sich ebenfalls auf die Zwangrißbildung aus. Früher wurde zur Vermeidung früher Eigenspannungen meist die Empfehlung gegeben, das junge Betonbauteil möglichst lange durch eine Wärmedämmung vor Abkühlung an den Rändern zu schützen. Untersuchungen haben jedoch ergeben, daß Eigenspannungen durch das gezielte Abführen der Hydratationswärme oft sogar wirkungsvoller vermieden werden können [104], [138]. Dieses ist darauf zurückzuführen, daß die Hydratation am Bauteilrand bei niedrigen Temperaturen langsamer voranschreitet und die Steifigkeit des Betons in diesem Bereich dadurch über einen längeren Zeitraum klein bleibt. Unter diesem Aspekt wirkt sich eine Stahlschalung gegenüber einer Holzschalung positiv aus, weil sie die Hydratationswärme besser ableitet. Insgesamt sind Holzschalungen jedoch zu bevorzugen, weil rasche Temperaturwechsel, z.B. Tagestemperaturgänge, im Vergleich zur Stahlschalung besser gedämpft werden.

Es wurde außerdem gezeigt, daß die Hydratationswärme auch durch regelmäßiges und frühes Berieseln der Randzonen mit Wasser wirkungsvoll abgeführt werden kann [51], [104], [138]. Dabei wird gleichzeitig die Verdunstungskälte des Wassers wirksam.

2.2.5 Temperaturkriterien

Temperaturkriterien sind in der Praxis zur Vermeidung von Temperaturspannungen weit verbreitet. Häufig wird eine maximale Temperaturdifferenz von $\Delta T = 10 - 15 \text{ K}$ zwischen altem und neuem Betonbauteil (z.B. bei Wand auf Fundament) oder zwischen Bauteilkern und -rand (Eigenspannungen) genannt [165], [180], [181]. Dieser Wert ergibt sich mit überschlägigen Werten für E_{ct} , f_{ct} und α_T

$$\Delta T = \frac{f_{ct}}{E_{ct} \cdot \alpha_T} \approx 10 \text{ K} , \quad (2.2)$$

mit: $E_{ct} \approx 20.000 \text{ N/mm}^2$, $f_{ct} \approx 2,0 \text{ N/mm}^2$, $\alpha_T = 1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$.

Die maximalen Temperaturdifferenzen werden für die Herstellung unterschiedlich dicker Betonbauteile, für Arbeiten im Sommer oder Winter und in Abhängigkeit des Zementes in [180], [181] noch detaillierter angegeben. Zur Vermeidung von Oberflächenrissen durch

Eigenspannungen sollte die maximale Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand für Bauteile mit $d > 1 \text{ m}$ $\max \Delta T = 15 \text{ K}$ und für $d = 1 \text{ m}$ $\max \Delta T = 20 \text{ K}$ nicht überschreiten.

Schäden belegen, daß pauschale Temperaturkriterien zur Kontrolle von Temperaturspannungen nicht ausreichen, weil sie die besonderen Eigenschaften des jungen Betons nicht hinreichend erfassen. Dazu zählen insbesondere die Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklungen, inelastische Reißdehnungskomponenten sowie das ausgeprägt viskoelastische Verhalten des jungen Betons, aber auch Einflüsse aus Beton- und Umgebungstemperatur und Verformungsbehinderung.

2.2.6 Reißkontrolle durch Bewehrung

Ein ganz anderer Weg zur Reißkontrolle wird von der DIN 1045 eingeschlagen, s. [50], [109], [148]. Dabei wird davon ausgegangen, daß die eingelegte Bewehrung die auftretende Reißschnittgröße bei Erreichen von Zustand II unterhalb ihrer Streckgrenze aufnehmen können muß. Maßgebend für die Reißschnittgröße sind die zugbeanspruchte Betonfläche und die Betonzugfestigkeit. Für zentrischen Zwang gilt

$$A_{ct} \cdot f_{cte} \leq A_s \cdot f_{yk} \quad , \quad (2.3)$$

mit: A_{ct} , Betonzugfläche; f_{cte} , wirksame Betonzugfestigkeit; f_{yk} , Streckgrenze des Betonstahls.

Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt läßt sich unter Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors bestimmen aus

$$A_s = \frac{\gamma \cdot A_{ct} \cdot f_{cte}}{f_{yk}} \quad \text{für zentrischen Zwang,} \quad (2.4)$$

$$A_s = 0,4 \cdot \frac{\gamma \cdot A_{ct} \cdot f_{cte}}{f_{yk}} \quad \text{für Biegung.} \quad (2.5)$$

Der wirksamen Betonzugfestigkeit kommt dabei besondere Bedeutung zu. Sie wird anhand der Betondruckfestigkeit abgeschätzt mit

$$f_{cte,t} = k_{z,t} \cdot k_E \cdot 0,3 \cdot \beta_{WN}^{2/3} \quad (2.6)$$

mit: $k_{z,t}$, Zeitfaktor zur Berücksichtigung von Betonalter, Bauteildicke und Zementart, vgl. [109]; k_E , Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Eigenspannungen ($k_E = 0,8$ für Bauteildicke $d \leq 30 \text{ cm}$, $k_E = 0,6$ für $d \geq 80 \text{ cm}$).

Die nur grobe Abschätzung der wirksamen Bauwerkszugfestigkeit mit den Parametern $k_{z,t}$ und k_E ist ungenau, zumal sie die entscheidende Größe bei der Bemessung darstellt. Auch wenn die Bauwerkszugfestigkeit inzwischen mit [140] besser abgeschätzt werden kann, fehlt ein zuverlässiges Bemessungskonzept für die Bewehrung, bei dem die wesentlichen Parameter des Hydratationswärmewangs eingehen. Dazu gehört auch ein Modell für die Verbundbeanspruchung bei jungem Beton. Erste Ergebnisse hierzu sind in [41] vorgestellt.

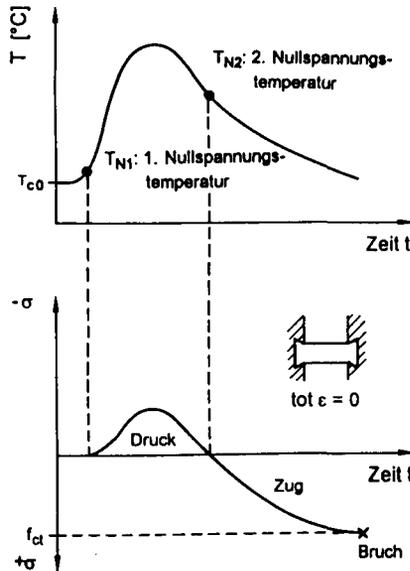


Bild 2.4: Temperatur- und Spannungsverlauf gemessen im Reißrahmen, aus [104]

2.2.7 Untersuchung jungen Betons im Reißrahmen

Die Reißneigung jungen Betons wurde im Reißrahmen untersucht [24], [104], [154], [165]. Dabei wurde der Beton durch eine Kombination von Temperaturgeschichte und äußerer Zwangbeanspruchung durch den Reißrahmen bis zur Zugfestigkeit beansprucht. Maßstab für die Reißempfindlichkeit eines Betons ist die zweite Nullspannungstemperatur, Bild 2.4.

Durch umfangreiche Untersuchungen konnten Zusammenhänge zwischen der Temperaturgeschichte und der Betonrezeptur sowie der Reißneigung des Betons aufgezeigt werden. Die

thermischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons lassen sich mit dem Reißrahmen nur indirekt quantifizieren. MANGOLD [104] zeigt, wie die Spannungsgeschichte im Reißrahmen infolge einer Temperaturgeschichte berechnet werden kann. Dafür sind Modelle für die Werkstoffeigenschaften des jungen Betons erforderlich.

2.2.8 Zwangspannungsberechnung mit Werkstoffmodellen für jungen Beton

Ein anderes Vorgehen bei der Berechnung von Zwangspannungen infolge Hydratationswärme stellt die Bereitstellung von Modellen für die thermischen und mechanischen Eigenschaften des jungen Betons dar. Als Ergebnis intensiver Forschung wurde in den letzten Jahren eine Reihe von Modellen für die Beschreibung der Werkstoffeigenschaften jungen Betons vorgestellt [27], [62], [96], [105], [154]. Diese Modelle können dann in numerische Programme zur Berechnung von Temperatur- und Spannungsfeldern bei Bauwerken implementiert werden [84], [96], [154], [155].

Bei den Modellen handelt es sich meist um Ingenieurmodelle, die die Werkstoffeigenschaften in phänomenologischer Weise beschreiben. V. BREUGEL [27] versucht demgegenüber, die Hydratation des Zementes auf mikrostruktureller Ebene zu beschreiben und leitet daraus die Entwicklung der Eigenschaften wie Festigkeit und Steifigkeit ab.

Die Ingenieurmodelle sind für die numerische Zwangspannungsberechnung von Bauwerken erforderlich. Diese kann entweder mit einer vereinfachten Streifenmethode [96] oder mit finiten Elementen, z.B. [84] erfolgen. Ziel aller Bemühungen ist es, die Rißentstehung in Bauwerken anhand der Randbedingungen schon im Vorfeld besser abschätzen zu können und eventuell Empfehlungen für eine optimierte Ausführung zu geben, z.B. Betonrezeptur, Kühlung, Schalung, Fugen, Betonierabschnitte. Arbeiten wie [84], [138] sind Ansätze in dieser Richtung.

Sinnvoller ist es, die Ergebnisse der Berechnung mit den realen Verhältnissen auf der Baustelle zu vergleichen, um die Modelle zu überprüfen und ggf. weiterzuentwickeln. Geeignete in-situ-Meßverfahren stehen zur Verfügung [155]. Sie wurden in der Vergangenheit bereits erfolgreich eingesetzt [154].

Die Durchführung von Experimenten, das darauf aufbauende Ableiten von Werkstoffmodellen, die numerische Temperatur- und Spannungsberechnung von Bauteilen sowie die Verifikation der Berechnungen anhand von in-situ-Messungen stellen Bausteine für ein

Planungswerkzeug zur Ermittlung des Hydratationswärmewangs dar, vgl. Bild 2.1 und [62], [141], [143]. *Möglicherweise können unter Einbeziehung der entscheidenden Parameter auch einfache Zusammenhänge für das Abschätzen der Rißentstehung in jungen Betonbauteilen abgeleitet werden.*

2.3 Werkstoffeigenschaften jungen Betons

2.3.1 Allgemeines

Die Kenntnis über die Werkstoffeigenschaften jungen Betons und deren Modellierung spielen eine entscheidende Rolle für die Vorhersage der *Temperaturspannungen und der Rißbildung* infolge Hydratationswärmewang, vgl. Bild 2.1. Die Stoffmodelle können anhand von Experimenten abgeleitet und verifiziert werden, um diese für numerische Berechnungen zur Verfügung zu stellen. Es ist das Ziel dieser Arbeit, die nachfolgenden Werkstoffeigenschaften des jungen Betons zu untersuchen und daraus Werkstoffmodelle zu entwickeln:

- Wärmefreisetzung und adiabatische Temperaturerhöhung,
- *Hydratationsgrad*,
- mechanische Kurzzeiteigenschaften,
- Spannung-Dehnungslinie unter Zugbeanspruchung,
- viskoelastisches Verhalten,
- chemisches Schwinden,
- Wärmedehnzahl.

2.3.2 Hydratation

2.3.2.1 Hydratationsphasen und Einflüsse auf die Hydratation

Die Hydratation bezeichnet die chemische Reaktion von Zement und Wasser, bei der das flüssige, weiche Gemisch in einen Feststoff übergeht. Die Reaktion von Zement und Wasser ist ein exothermer Prozeß, der in mehreren Phasen abläuft, die fließend ineinander übergehen. Ablauf und Dauer dieser Phasen werden maßgeblich von der chemischen Zusammensetzung und Granulometrie des Zementes und der miterhärtenden Zusatzstoffe sowie der Erhärtungstemperatur und dem W/Z-Wert bestimmt. LOCHER/RICHARTZ/SPRUNG [100] unterteilt die Hydratation in drei Phasen, Bild 2.5.

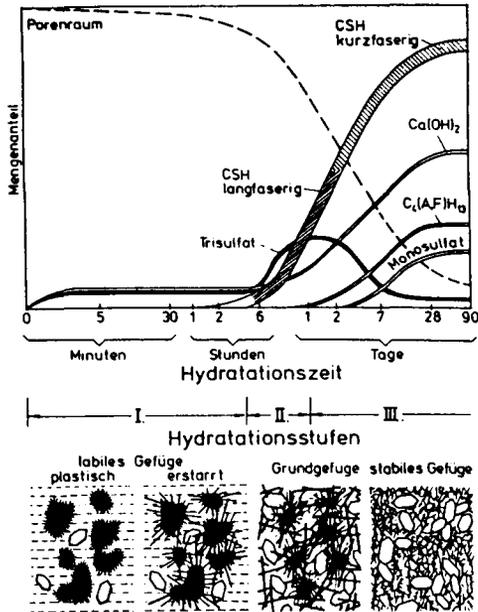


Bild 2.5: Hydratationsphasen und Gefügeentwicklung bei der Zement erhärtung, aus [100]

Phase I

Die Reaktion des Zementes beginnt unmittelbar nach Zugabe des Wassers und wird i.w. vom C_3A und Sulfat (Gips) bestimmt. Bei der Reaktion des C_3A mit Wasser entsteht Calciumhydroxid. Außerdem geht Sulfat in Lösung und reagiert mit dem C_3A zu Ettringit. Die Reaktion kommt nach wenigen Minuten durch die Bildung von Ettringitkristallen an der Zementkornoberfläche zum Stillstand und verhindert für mehrere Stunden die Reaktion des C_3S und C_2S .

Phase II

Die Phase II beginnt, wenn die Ettringithüllen allmählich aufbrechen und sich Calciumsilicathydratphasen (CSH-Phasen) ausbilden können. Dabei wachsen zunächst lange Fasern in den wassergefüllten Raum. Es bildet sich die Zementgelstruktur, die für die Festigkeitsentwicklung verantwortlich ist.

Phase III

In der dritten Phase bilden sich weitere, meist kurze CSH-Phasen. Diese füllen den Porenraum immer weiter aus und tragen zur Festigkeitsentwicklung bei. Das Sulfat ist jetzt weitgehend als Ettringit gebunden. Es reagiert mit dem C_3A und C_4AF ohne Auswirkung auf die Festigkeit zu Monosulfat.

Die Hydratation wird maßgeblich von der **chemischen Zementzusammensetzung** geprägt. Die Festigkeitsbildung resultiert i.w. aus der Reaktion des C_3S und C_2S . In [120] sind Zusammenhänge angegeben, mit denen die Zementsteifestigkeitsentwicklung additiv aus der Klinkerzusammensetzung bestimmt werden kann. Sulfat und C_3A tragen nur unwesentlich zur Festigkeitsbildung bei. Sie wirken in erster Linie als Erstarrungsregler. Zur Erstarrungsregelung ist ein optimaler Sulfatgehalt und dessen Abstimmung auf den C_3A -Gehalt wichtig [29], [100], [120]. Der optimale Sulfatgehalt nimmt mit dem C_3A -Gehalt, dem Alkali-Gehalt, der Mahlfineinheit des Zements und der Erhärtungstemperatur zu [29], [99].

Die **Granulometrie des Zementes** wirkt sich auf die Hydratationsgeschwindigkeit und die Festigkeitsentwicklung aus. Neben der Mahlfineinheit spielt die Korngrößenverteilung eine wichtige Rolle [27], [99]. Unstrittig ist, daß die Reaktionsgeschwindigkeit bei Hydratationsbeginn mit der Mahlfineinheit des Zements zunimmt und die Festigkeitsentwicklung schneller abläuft [99], [120]. Außerdem nimmt die Endfestigkeit zu, weil kleine Zementkörner besser durchhydratisieren und der Porenraum besser ausgefüllt wird [29]. Der Kornanteil bis 30 μm Korndurchmesser trägt maßgeblich zur Festigkeitsentwicklung bei [29]. Es wird angenommen, daß die (theoretische) Endfestigkeit bei vollständiger Hydratation bei gleicher chemischer Klinkerzusammensetzung unabhängig von der Mahlfineinheit ist [120] oder bei geringer Mahlfineinheit sogar größer ist, weil die CSH-Phasen langsamer wachsen [99].

Die Hydratation wird auch vom **W/Z-Wert** beeinflusst. Es muß stets soviel freies Wasser vorhanden sein, daß die Hydratation nicht zum Stillstand kommt. Für die vollständige Hydratation wird i.a. $W/Z = 0,40$ als untere Grenze angegeben. In [27] wird dargelegt, daß der W/Z-Wert an den Korngrenzen größer ist als innerhalb des Zementgels und die Festigkeit in diesem Bereich wegen der größeren Porosität kleiner ist.

Der W/Z-Wert wirkt sich entscheidend auf die **Zementsteinstruktur** aus. Bei einem W/Z-Wert $W/Z > 0,40$ entstehen neben den feinen Gelporen auch Kapillarporen, die zu einer größeren Porosität des Zementsteins und damit verbunden zu einer geringeren Festigkeit

führen. Der Zusammenhang zwischen Porosität und Festigkeit ist in [27], [120] genauer beschrieben.

Bei einer hohen **Erhärtungstemperatur** bilden sich ausgehend von der Oberfläche des Zementkornes sehr rasch viele kurze CSH-Phasen. Die Hydratation wird beschleunigt. Das freie Wasser kann dadurch jedoch immer schlechter bis an die noch nicht hydratisierte Zementkornoberfläche diffundieren, so daß die Hydratation schneller beendet wird [27]. Die Festigkeit des Zementgels ist bei kurzen CSH-Phasen aufgrund der schlechteren Verfilzung geringer als bei langen CSH-Phasen [27], [120]. Bei einer hohen Prozeßtemperatur nimmt die Festigkeit schnell zu; die Endfestigkeit ist jedoch bei niedriger Ausgangs- und Prozeßtemperatur größer [27], [30], [96], [121].

Weil es den Rahmen sprengt, auf die vielfältigen Auswirkungen der Parameter detailliert einzugehen, wird auf [27], [99], [100], [101], [120] verwiesen.

2.3.2.2 Hydratationsgrad

Wie weit die Hydratation zu einem bestimmten Zeitpunkt vorangeschritten bzw. wieviel der gesamten Zementmenge bereits hydratisiert ist, wird durch den Hydratationsgrad α ausgedrückt

$$\alpha(t) = \frac{\text{hydratisierte Zementmenge zum Zeitpunkt } t}{\text{Ausgangsmenge des Zementes}} .$$

Die hydratisierte Zementmenge kann nicht gemessen werden. Aus diesem Grund kann auf sie nur über die Eigenschaften geschlossen werden, die an den Hydratationsfortschritt gekoppelt sind. Die gebräuchlichsten Formulierungen für den Hydratationsgrad sind [27], [30]:

$$1. \quad \alpha(t) = \frac{\text{freigesetzte Hydratationswärme zum Zeitpunkt } t}{\text{max. freisetzbare Hydratationswärme}} = \frac{Q(T(t))}{\max Q} \quad (2.7)$$

$$2. \quad \alpha(t) = \frac{\text{chemisch gebundenes Wasser zum Zeitpunkt } t}{\text{max. chemisch gebundenes Wasser}} = \frac{W_n(t)}{\max W_n} \quad (2.8)$$

$$3. \quad \alpha(t) = \frac{\text{Dehnung infolge chemischen Schwindens zum Zeitpunkt } t}{\text{max. Dehnung infolge chemischen Schwindens}} = \frac{\epsilon_{cs}(t)}{\max \epsilon_{cs}} \quad (2.9)$$

$$4. \quad \alpha(t) = \frac{\text{Volumen Ca(OH)}_2 \text{ zum Zeitpunkt } t}{\text{max. Volumen Ca(OH)}_2} = \frac{V_{\text{Ca(OH)}_2}(t)}{\text{max } V_{\text{Ca(OH)}_2}} \quad (2.10)$$

$$5. \quad \alpha(t) = \frac{\text{Spezifische Oberfläche des Zementgels zum Zeitpunkt } t}{\text{max. spezifische Oberfläche des Zementgels}} = \frac{O_G(t)}{\text{max } O_G} \quad (2.11)$$

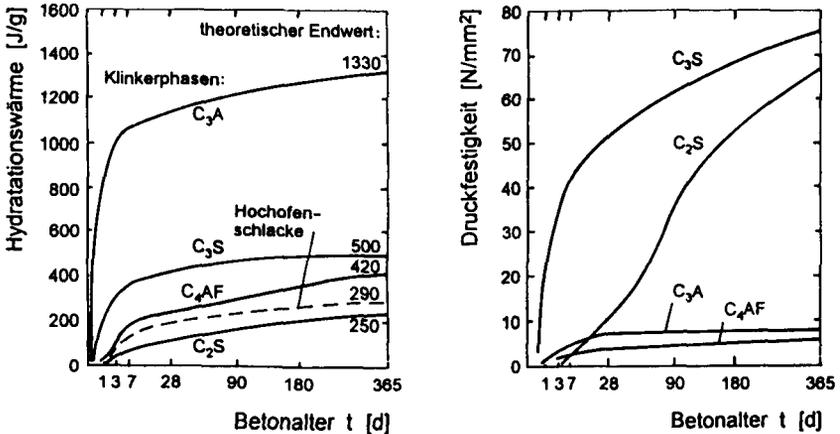


Bild 2.6: Hydrationswärme- und Festigkeitsentwicklung von Klinkerbestandteilen, aus [97], [120]

Wenn der Beton außer dem Zement noch Hüttensand (SL), Flugasche (FA) und Mikrosilika (SF) enthält, beteiligen sich auch diese Stoffe an der Hydratation und der Bildung von CSH-Phasen. Über die quantitative Beteiligung dieser Stoffe an der Hydratation und deren Auswirkung auf Hydrationswärme, Verbrauch von Calciumhydroxid, chemisches Schwinden u.a. weiß man derzeit noch wenig [72], [92], [149], [151], [155].

Hydrationswärme

Die Hydratation ist ein exothermer Prozeß, bei dem ein direkter Zusammenhang zwischen der freigesetzten Hydrationswärme und dem Hydrationsgrad besteht [27], [30], [36]. Der zeitliche Verlauf der Wärmefreisetzung der Klinkerbestandteile ist in Bild 2.6 dargestellt. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Hydrationsgrad über die Hydrationswärme formuliert, weil sich dieses Vorgehen in den letzten Jahren durchgesetzt hat [154], [155].

Chemisch gebundenes Wasser und Bildung von Calciumhydroxid

Während der Hydratation wird Wasser in den CSH-Phasen chemisch eingebunden und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ gebildet. Die Angaben über die maximal chemisch gebundene Wassermenge schwanken zwischen $W_n = 0,20 - 0,25$ des Zementgewichtes [27], [99]. CATHARIN [36] hat gezeigt, daß ein direkter Zusammenhang zwischen der chemisch gebundenen Wassermenge und der Wärmefreisetzung besteht.

Chemisches Schwinden

Der Einbau des Anmachwassers in die CSH-Phasen führt im Vergleich zum Volumen der Ausgangsstoffe (Zement und Wasser) zu einer Volumenverringerung von 6 % bezogen auf das Zementvolumen. Bei Zementstein mit kleinem W/Z-Wert ($W/Z \approx 0,40$) wird ein meßbares chemisches Schwinden festgestellt, das auf die Selbst austrocknung der Poren zurückzuführen ist.

Spezifische Oberfläche und Porosität

Mit der Bildung von CSH-Phasen wird die Geldichte vergrößert. Gleichzeitig nimmt die Porosität des Zementsteins ab [27], [120]. Beide Eigenschaften können als Maßstab für den Hydratationsgrad herangezogen werden. Die Bestimmung und Quantifizierung beider Eigenschaften ist während der Hydratation versuchstechnisch jedoch nicht möglich, sondern bedarf der Unterbrechung des Hydratationsprozesses.

2.3.2.3 Messung der Wärmefreisetzung

Bei jungem Beton hat sich die Wärmefreisetzung zur Bestimmung des Hydratationsgrads als vorteilhaft erwiesen, weil die Einflüsse aus Zuschlag, Zusatzstoffen und -mittel berücksichtigt werden. Zur Messung der Hydratationswärme werden isotherme, adiabatische und semi-adiabatische Kalorimeter verwendet [154]. Bei der isothermen Kalorimetrie wird die Temperatur konstant gehalten und die abgegebene Wärmemenge gemessen. Bei der adiabatischen Kalorimetrie sind Wärmeverluste versuchstechnisch minimiert, und die Wärmefreisetzung der Bindemittel wird als adiabatische Temperaturerhöhung des Betons gemessen.

Die Bestimmung der Wärmefreisetzung mit dem adiabatischen Kalorimeter beruht auf der Gültigkeit von

$$Q(T(t)) = c_c \cdot \rho_c \cdot \Delta T_{ad}(t) \quad (2.12a)$$

$$\max Q = c_c \cdot \rho_c \cdot \max \Delta T_{ad} \quad (2.12b)$$

Die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ kann für einen Beton, dessen Bindemittel aus PZ-Klinker, Hüttensand und Flugasche besteht, wie folgt angeschrieben werden

$$\max \Delta T_{ad} = \frac{C \cdot \left[(1 - m_{SL}) \cdot \sum m_i \cdot Q_i + m_{SL} \cdot Q_{SL} \right] + FA \cdot Q_{FA}}{c_c \cdot \rho_c} \quad (2.13)$$

mit:

- Q_i , spezifische Hydratationswärme der Klinkerbestandteile, freiem CaO, freiem MgO, [J/g], Tab. 2.2,
- Q_{SL}, Q_{FA} Hydratationswärme von Hüttensand (SL) und Flugasche (FA), [J/g], Tab. 2.2,
- m_i , Massenanteile an Klinker, freiem CaO, freiem MgO, [-],
- m_{SL} , Hüttensandanteil des Zementes, [-],
- C , Zementgehalt des Betons, [kg/m³], FA, Flugaschegehalt des Betons, [kg/m³],
- c_c , spezifische Wärmekapazität des Betons, [kJ/(kgK)],
- ρ_c , Rohdichte des Betons, [kg/m³].

Die spezifische Wärmekapazität des Betons c_c ergibt sich aus der Mischungsregel

$$c_c = \frac{1}{\rho_c} (C \cdot c_C + W \cdot c_W + A \cdot c_A + FA \cdot c_{FA}) \quad (2.14)$$

Sie liegt bei Normalbeton im Bereich von $1,0 \leq c_c \leq 1,10$ [kJ/kgK].

Es muß auch auf mögliche Fehler bei der Messung der Hydratationswärme hingewiesen werden. Bei der Messung der Wärmefreisetzung $Q(t)$ über die adiabatische Temperaturerhöhung ΔT_{ad} können Meßfehler auftreten, die infolge von Wärmeverlusten des Systems entstehen.

Die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ - und damit auch $\max Q$ - ist ebenfalls mit Unsicherheiten behaftet. Fehler können aus Ungenauigkeiten bei der Klinkeranalyse oder aus den spezifischen Hydratationswärmern der einzelnen Bindemittelkomponenten resultieren. In der Literatur genannte Werte für die Hydratationswärme der einzelnen Klinker sind in Tab. 2.2 angegeben, vgl. [27], [101]. Im Rahmen dieser Arbeit wurde mit den von LOCHER [101] angegebenen Hydratationswärmemengen der Klinker gerechnet.

Tab. 2.2: Hydratationswärme von Klinkerphasen nach LOCHER [101], TAYLOR [163], CATHARIN [36], LEA [97], WOODS und LERCH in [27] sowie Hüttensand [101] und Flugasche [90]

Stoffe	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	freies CaO	freies MgO	Hütten-sand	Flug-asche
Q _i (Locher) [J/g]	500	250	1340	420	1150	840	-	-
Q _i (Catharin) [J/g]	502	251	1340	419	1172	k.A.	-	-
Q _i (Taylor) [J/g]	517	262	1144	418	k.A.	k.A.	-	-
Q _i (Lea) [J/g]	490	222	1373	465	k.A.	k.A.	-	-
Q _i (Woods) [J/g]	570	260	840	125	k.A.	k.A.	-	-
Q _i (Lerch) [J/g]	500	260	866	420	k.A.	k.A.	-	-
Q _{SL} , Q _{FA} [J/g]	-	-	-	-	-	-	290	35

k.A.: keine Angaben

Die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ ist wegen der spezifischen Wärmekapazität des Betons c_c mit einer weiteren Unsicherheit behaftet. Gl. (2.14) gilt für erhärteten Beton. Die Übertragbarkeit auf jungen Beton ist nicht gesichert, weil die spezifischen Wärmekapazitäten der Betonausgangsstoffe (Tab. 2.1) sehr unterschiedlich sind und sich die Festbetoneigenschaften - also auch c_c - erst während der Hydratation entwickeln. Genauere Angaben über die spezifische Wärmekapazität im jungen Betonalter sind nicht bekannt. Auf die Streuung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung wird in Kap. 4 noch exemplarisch für einen Beton eingegangen.

2.3.2.4 Reifefunktionen - Wirksames Betonalter

Die Wärmefreisetzungsrate q während der Hydratation hängt vom Temperaturregime $T(t)$ ab, unter dem der Prozeß abläuft. Dies kann wie folgt ausgedrückt werden

$$q(t) = \frac{dQ}{dt} \quad (2.15)$$

Die Wärmefreisetzungsrate folgt der Geschwindigkeitsregel chemischer Prozesse

$$q(t) = p \cdot k(T(t)) \quad (2.16)$$

Hierin ist p der Prozeßfaktor, der prozeßspezifisch jedoch temperaturabhängig ist. Der Faktor $k(T(t))$ wird als Geschwindigkeitsfunktion bezeichnet. Betrachtet man nun zwei

Hydratationsprozesse Q_1 und Q_2 , die sich nur durch das Temperaturregime $T_1(t)$ und $T_2(t)$ unterscheiden, dann ist bei gleichem Beton $p_1 \equiv p_2$. Will man wissen, nach welcher Zeit die beiden Prozesse zum identischen Erhärtungszustand (Hydratationsgrad), ausgedrückt durch Q^* , geführt haben:

$$Q_1(T_1(t)) = Q_2(T_2(t)) = Q^* \quad (2.17)$$

dann erhält man mit den Gln. (2.16) und (2.17) folgende Beziehung

$$\int_0^{t_1} k(T_1(t)) dt = \int_0^{t_2} k(T_2(t)) dt \quad (2.18)$$

Verfügt man nun über eine Gesetzmäßigkeit für den Geschwindigkeitsfaktor $k(T(t))$, so kann man die Prozesse Q_1 und Q_2 ineinander überführen bzw. die Zeiten t_1 und t_2 berechnen, bei denen $Q_1 = Q_2 = Q^*$ ist, Bild 2.7.

In der Betontechnologie sind zur Beurteilung der Entwicklung der Betondruckfestigkeit bei Temperaturen $T \neq 20^\circ\text{C}$ mehrere Ansätze für $k(T(t))$ entwickelt worden. So lautet u.a. der SAUL/NURSE-Ansatz [146] für $k(T(t))$

$$k_{SN}(T(t)) = \frac{T(t) + 10}{T^*} \quad [-], \quad \text{mit } T^* = 1^\circ\text{C}. \quad (2.19)$$

Für die isotherme Erhärtung bei $T = 20^\circ\text{C} = \text{const.}$ liegen umfangreiche Erfahrungen über die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften vor. Wählt man also den Prozeß Q_1 als einen isothermen Erhärtungsprozeß bei $T = 20^\circ\text{C} = \text{const.}$, so erhält man

$$t_0 \approx \int_0^{t_2} \frac{T(t) + 10}{30} dt \quad (2.20)$$

In [96] wurde gezeigt, daß diese empirische Reifefunktion für unterschiedliche Erhärtungstemperaturen nicht zu identischen Reifegraden bzw. zum wirksamen Alter führt. Mit der von FREIESLEBEN/HANSEN/PEDERSEN [69] vorgestellten Reifefunktion wurden bessere Ergebnisse erzielt [30], [32], [34], [96]. Sie verwendet einen ARRHENIUS-Ansatz für die Reaktionskinetik chemischer Prozesse

$$t_e = \int_0^{t_2} \exp \frac{E}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t)} \right] dt \quad (2.21)$$

mit:

$T(t)$, Betontemperatur in [°C]

R , Gaskonstante, $R = 8,315 \text{ [J/mol K]}$

E , Aktivierungsenergie, $T > 20 \text{ °C: } E(T) = 33,5 \text{ [kJ/mol]}$

$T \leq 20 \text{ °C: } E(T) = 33,5 + 1,47 \cdot (20 - T) \text{ [kJ/mol]}$.

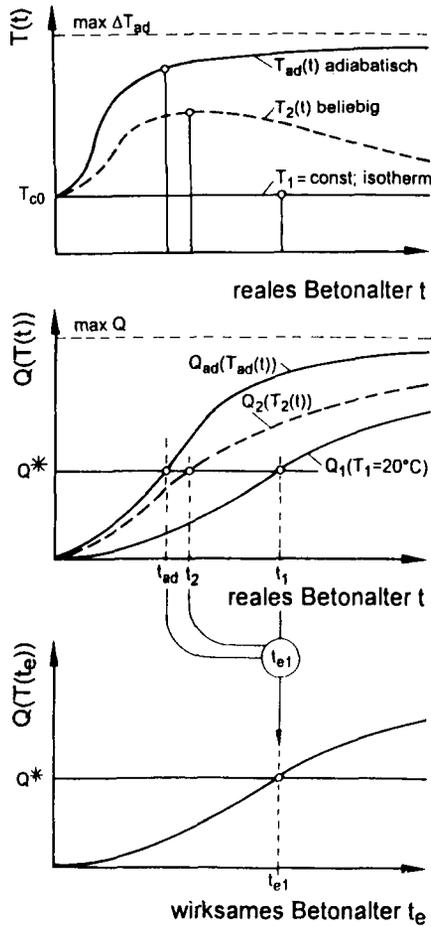


Bild 2.7: Wärmefreisetzung in Abhängigkeit der Temperaturgeschichte und Bezug auf das wirksame Alter, vgl. [96], [138]

Tab. 2.3: Angaben über die Aktivierungsenergie aus [33]

Autor	Zement	Aktivierungsenergie E [kJ/mol]
Carino [33]	CEM I (Beton)	40,8
	CEM I (Mörtel)	43,7
Tank/Carino [33]	CEM I (Beton W/Z=0,45)	63,5
	CEM I (Beton W/Z=0,60)	46,0
	CEM I (Mörtel W/Z=0,45)	61,2
	CEM I (Mörtel W/Z=0,60)	44,0
Freiesleben/Hansen/ Pedersen [69]	T > 20 °C	E(T) = 33,5
	T ≤ 20 °C	E(T) = 33,5 + 1,47 · (20 - T)
Regourd, s. [33]	CEM I	42 - 47
	CEM I mit 70 % Schlacke	56,0
Geiker, s. [33]	CEM I	61,0
	CEM III	57,0
Roy/Ildorn, s. [33]	CEM I/II	44 - 46
	CEM I/II mit 80 % Schlacke	49 - 50

Bei dieser Reifefunktion ist die Aktivierungsenergie ein wichtiger Parameter. In der Literatur sind unterschiedliche Angaben über die Aktivierungsenergie zu finden, s. Tab. 2.3. V. BREUGEL [27] gibt einen Zusammenhang zwischen den Klinkerbestandteilen (C_3S , C_2S), der Temperatur und der Aktivierungsenergie an. Das wirksame Betonalter wurde im Rahmen dieser Arbeit mit Gl. (2.21) und der Aktivierungsenergie gemäß FREIESLEBEN/HANSEN/PEDERSEN [69] bestimmt, weil die eigenen Versuche keine genaueren Aussagen über die Abhängigkeit der Aktivierungsenergie von der Betonzusammensetzung zuließen.

2.3.2.5 Modellierung des Hydratationsgrads

Im Zusammenhang mit jungem Beton hat sich die Bestimmung des Hydratationsgrads basierend auf der Wärmefreisetzung, Gl. (2.7), durchgesetzt [61], [96], [154], [155].

V. BREUGEL [27] stellt ein Modell vor, mit dem die Hydratation auf mikrostruktureller Ebene beschrieben wird. Dabei wird die Bildung der CSH-Phasen ausgehend von der Zementkornoberfläche modelliert. Mit diesem Modell leitet er die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften ab.

Auf der anderen Seite werden zur Modellierung des Hydratationsgrads Ingenieurmodelle verwendet. Es wurde mehrfach gezeigt, daß das von JONASSON [87] vorgestellte Modell zur Beschreibung des Hydratationsgrads gut geeignet ist [96], [139], [140], Bild 2.8. Der Einfluß

der Prozeßtemperatur wird dabei durch das wirksame Alter t_e mit dem ARRHENIUS-Ansatz Gl. (2.21) erfaßt

$$\alpha(T(t)) = \alpha(t_e) = \exp \left(a \cdot \left[\ln \left(1 + \frac{t_e}{t_k} \right) \right]^{c_1} \right) \quad (2.22)$$

In [96], [139], [140] wurde gezeigt, daß die Anpassung an Versuchsergebnisse auch für unterschiedliche Betonrezepturen stets zu etwa $a = -1$ führt. Deswegen wurde vorgeschlagen, den Parameter a nicht als Freiwert zu verwenden, sondern zu $a = -1$ zu setzen. Durch die Reduktion der Freiwerte von drei (a , c_1 , t_k) auf zwei steigt deren Bedeutung bei der Anpassung. Sie unterscheiden sich bei verschiedenen Betonen deutlicher voneinander als beim 3-parametrischen Modell.

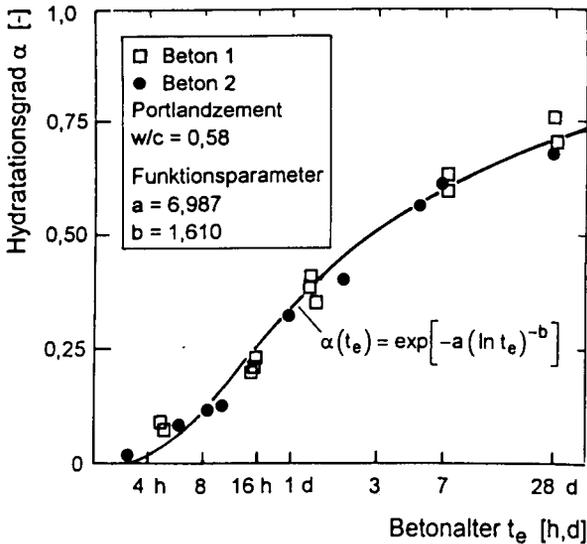


Bild 2.8: Hydrationsgrad in Versuch und Modell, aus [87]

2.3.3 Mechanische Kurzzeiteigenschaften

2.3.3.1 Allgemeines

Die mechanischen Kurzzeiteigenschaften verändern sich im Laufe der Hydratation erheblich. Der Übergang von der flüssigen in die feste Phase macht dieses besonders deutlich. In der

Vergangenheit wurden die mechanischen Kurzzeiteigenschaften im jungen Betonalter umfangreich untersucht [24], [30], [53], [62], [96], [104], [155], [174]. Es wurde immer wieder festgestellt, daß sich die mechanischen Eigenschaften unterschiedlich schnell entwickeln, Bild 2.9. Neben der qualitativen Beschreibung der mechanischen Eigenschaften im jungen Betonalter wurde auch deren Entwicklung modelliert. Die bisherigen Erkenntnisse werden nachfolgend zusammengefaßt.

2.3.3.2 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit ist die maßgebliche Eigenschaft zur Charakterisierung der Festbetoneigenschaften. Dafür wird die Druckfestigkeit an Würfeln oder Zylindern im Alter von 28 Tagen bei isothermer Lagerung $T = 20 \text{ °C}$ herangezogen. Für die Umrechnung von Würfel- in Zylinderdruckfestigkeit liegen Faktoren vor [45], [139].

Bei den Modellen für die Druckfestigkeitsentwicklung geht es um das Verhältnis der zeitabhängigen Druckfestigkeit zur 28 d-Druckfestigkeit $f_c(t)/f_c(28d)$, [144]. Im MC 90 [45] ist eine Exponentialfunktion für die zeitliche Entwicklung angegeben, Tab. 2.4, Gl. (2.23), bei der die Erhärtungsbeschleunigung bei erhöhter Temperatur durch das wirksame Alter t_e ausgedrückt wird.

LAUBE [96] konnte die Entwicklung der Druckfestigkeit auf den Hydratationsgrad zurückführen, Gl. (2.24). Dieser Ansatz wurde später modifiziert, Gl. (2.25), und dessen Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen belegt [138], [139], [140].

Tab. 2.4: Modelle zur Beschreibung der Druckfestigkeitsentwicklung

Autor	Modell	Gl.	
MC 90 [47]	$f_c(t_e) = f_c(28d) \cdot \exp \left(s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_e} \right)^{0,5} \right) \right)$	s = 0,20 schnell ...- s = 0,25 normal ...- s = 0,38 langsam erhärtender Zement	(2.23)
Laube [96]	$f_c(\alpha) = 0,85 \cdot f_c(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\hat{f}_{ct}}{c \cdot f_{ct}(\alpha)} \right)^{3/2}$ <p>mit $\hat{f}_{ct} = f_{ct}(\alpha) / f_{ct}(\alpha = 1)$</p>	c = 0,236 [N/mm ²] ^{1/3}	(2.24)
Rostásy et al. [138]	$f_c(\alpha) = f_c(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{3/2}$		(2.25)

Wegen der zentralen Bedeutung der Druckfestigkeit wurden Modelle entwickelt, um daraus auf andere Festbetoneigenschaften wie Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul zu schließen. Diese Modelle werden auch zur Abschätzung der Rißbildung im jungen Betonalter herangezogen [154], [155].

2.3.3.3 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit ist eine zentrale Werkstoffeigenschaft zur Abschätzung der Rißbildung im jungen Betonalter. Weil die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} in der Vergangenheit immer wieder Probleme bei der Lasteinleitung bereitete, wurde häufig die Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ oder die Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ bestimmt [77], [122]. Diese sind größer als die zentrische Zugfestigkeit. Zur Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit bei jungem Beton haben sich Betonkörper durchgesetzt, die an den Enden zur Lasteinleitung aufgeweitet sind [24], [30], [96], [154].

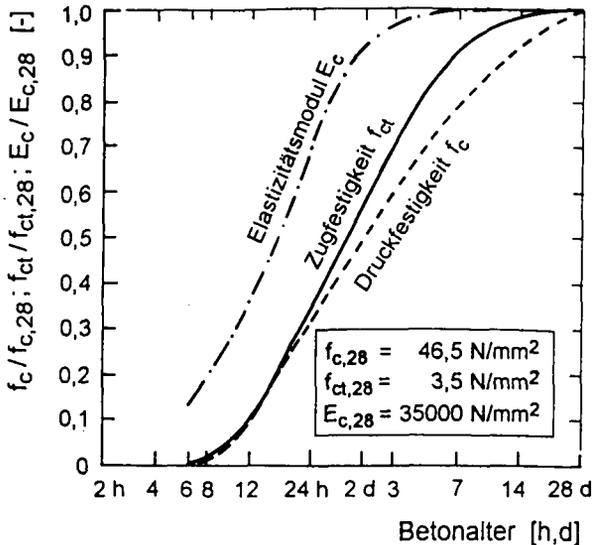


Bild 2.9: Zeitliche Entwicklung von Druckfestigkeit, Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul, aus [174]

WEIGLER/KARL [174] fanden heraus, daß sich die Zugfestigkeit im jungen Betonalter schneller entwickelt als die Druckfestigkeit, aber langsamer als der Elastizitätsmodul, Bild

2.9. Diese unterschiedliche Entwicklung der mechanischen Eigenschaften wurde von anderen Autoren bestätigt [30], [96], [138], [139], [140].

Die Darstellung der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften in Abhängigkeit von der Zeit ist unzureichend, weil der erhärtungsbeschleunigende Temperatureinfluß nicht berücksichtigt wird. Durch eine Darstellung in Abhängigkeit vom wirksamen Alter t_e kann der Temperatureinfluß einbezogen werden. Der Erhärungsgrad wird dadurch jedoch nicht allgemeingültig formuliert.

Tab. 2.5: Modelle zur Beschreibung der Zugfestigkeit

Autor	Modell	Gl.
EC 2 [64]	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ 5 %-Quantile: $f_{ct,0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 95 %-Quantile: $f_{ct,0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ $f_{ct} = 0,90 \cdot f_{ct,sp}$ $f_{ct} = 0,50 \cdot f_{ct,fl}$	(2.26)
Heilmann [77]	$f_{ct} = c \cdot f_c^{2/3}$	(2.27)
Leonhardt [98]	$f_{ctm} = c \cdot f_{ck}^{2/3}$ Mittelwert: $c = 0,27$, 5 %-Quantile: $c = 0,18$ 95 %-Quantile: $c = 0,36$	(2.28)
ACI, s. [123]	$f_{ct,sp} = 0,5563 \cdot f_c^{0,5}$	(2.29)
Oluokun [123]	$f_{ct,sp} = 0,206 \cdot f_c^{0,79}$ für jungen Beton $f_{ct,sp} = 0,1268 \cdot f_c^{0,60}$ für $f_c < 6,897 \text{ N/mm}^2$ $f_{ct,sp} = 0,2948 \cdot f_c^{0,69}$	(2.30)
Laube [96]	$f_{ct}(\alpha) = f_{ct}(\alpha = 1) \cdot \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0}$	(2.31)

Tab. 2.6: Koeffizienten c zur Bestimmung der Zugfestigkeit anhand der Druckfestigkeit, aus [77], hier für f_c und f_{ct} in $[\text{N/mm}^2]$

	$f_{ct} = c \cdot f_c^{2/3}$, f_c und f_{ct} in $[\text{N/mm}^2]$	$c_{5\%}$	c	$c_{95\%}$
	zentrische Zugfestigkeit f_{ct}	0,167	0,241	0,292
	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$	0,223	0,274	0,325
	Biegezugfestigkeit	0,353	0,455	0,557
	$f_{ct,fl}$	0,399	0,497	0,594

Basierend auf Versuchsergebnissen wurde gezeigt, daß anhand der Druckfestigkeit auf die zentrische Zugfestigkeit, Biege- und Spaltzugfestigkeit geschlossen werden kann. Dieses Vorgehen ist heute allgemein verbreitet [45], [122], [123]. Einen Überblick über Modelle zur Bestimmung der Zugfestigkeit geben Tab. 2.5 und Tab. 2.6. Für die von HEILMANN [77] vorgeschlagene Gl. (2.27) stellt RÜSCH [145] statistische Überlegungen an und gibt veränderte Koeffizienten c an.

LAUBE [96] hat gezeigt, daß sich die Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften auf den Hydratationsgrad zurückführen läßt. Er konnte anhand von Versuchen eine lineare Abhängigkeit der zentrischen Zugfestigkeit vom Hydratationsgrad belegen, Bild 2.10. Demgegenüber entwickelt sich die Druckfestigkeit langsamer und der Zug-Elastizitätsmodul schneller. Bei den Parametern $f_{ct}(\alpha=1)$, $f_c(\alpha=1)$ und α_0 handelt es sich um Regressionsparameter. Der Wert α_0 ist derjenige Hydratationsgrad, ab dem anhand des Modells Festkörpereigenschaften unterstellt werden; $f_{ct}(\alpha=1)$ und $f_c(\alpha=1)$ bezeichnen die theoretischen Festigkeiten nach vollständiger Hydratation.

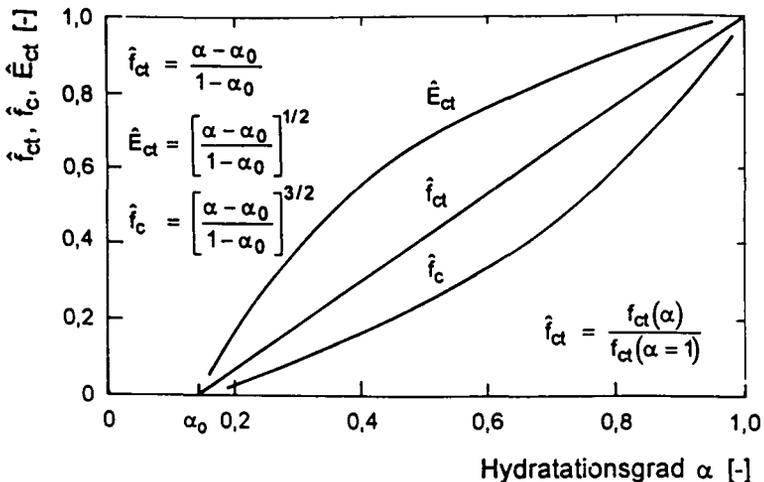


Bild 2.10: Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zug-Elastizitätsmodul, aus [138]

OLUOKUN [122] hat die Spaltzugfestigkeit im jungen Betonalter untersucht und daraus eine Beziehung zur Druckfestigkeit abgeleitet, Gl. (2.30). In umfangreichen Versuchen von ROSTÁSY/ONKEN [140] wurde jedoch gezeigt, daß die Spaltzugfestigkeit besonders im jungen Betonalter größeren Streuungen unterworfen ist als die zentrische Zugfestigkeit. Deswegen wurde empfohlen, auf die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit zu verzichten und ausschließlich die zentrische Zugfestigkeit zu ermitteln.

2.3.3.4 Elastizitätsmodul

Versuche an jungem Beton belegen, daß sich der Elastizitätsmodul während der Hydratation schneller entwickelt als die Zug- und Druckfestigkeit [61], [96], [139], [140], [174], [177], s. Bild 2.9 und Bild 2.10. Weil die Prüfung des statischen Elastizitätsmoduls im ganz jungen Betonalter versuchstechnisch schwierig ist, wurde in aktuellen Forschungsarbeiten der dynamische Elastizitätsmodul mit Ultra- [76], [94] oder Infrarotschall [113], [114] bestimmt. Dabei wurde ein schnellerer Anstieg des dynamischen Elastizitätsmoduls im Vergleich zum statischen Elastizitätsmodul festgestellt [113], Bild 2.11.

Die Modellierung des Elastizitätsmoduls erfolgt meist anhand der Druckfestigkeit. Es sind verschiedene Modelle auf der Basis

$$E_c = k \cdot (f_c)^a \quad (2.32)$$

gebräuchlich, Gl. (2.33) - (2.37). Diese Modelle beschreiben die Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls. Bei Unterstellung des gleichen linear elastischen Verhaltens für Druck- und Zugbeanspruchung wird für den Zugelastizitätsmodul der gleiche Wert angenommen wie für Druck.

LAUBE [96] schlägt eine Modellierung des Zugelastizitätsmoduls vor, bei der Hydratationsgrad und zentrische Zugfestigkeit eingehen, Gl. (2.38). Diese Formulierung wurde später modifiziert [138], indem sie allein auf den Hydratationsgrad zurückgeführt wurde, Gl. (2.39). Bei $E_{ct}(\alpha=1)$ und α_0 handelt es sich um Regressionsparameter, wobei α_0 aus der Regression der zentrischen Zugfestigkeit übernommen wird. Bei $E_{ct}(\alpha=1)$ handelt es sich um den theoretischen Zugelastizitätsmodul nach vollständiger Hydratation. In [134], [139], [140] wurde gezeigt, daß Versuchsergebnisse mit dem deterministischen Modell, Gl. (2.39), gut abgebildet werden.

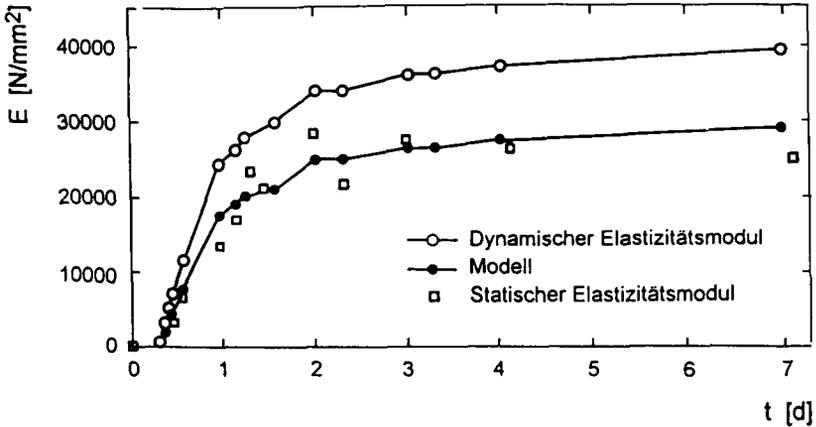


Bild 2.11: Entwicklung des dynamischen und statischen Elastizitätsmoduls, aus [113]

Tab. 2.7: Modelle zur Beschreibung des Druck- und Zugelastizitätsmoduls

Autor	Modell	Gl.	
EC 2 [64]	$E_{cm} = 9.500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$	(2.33)	
MC 90 [45]	$E_{cm} = 10.000 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$	(2.34)	
ACI, in [121]	$E_c = 4.733 \cdot (f_c)^{1/2}$	(2.35)	
Oluokun [121]	$E_c = 5.232 \cdot (f_c)^{1/2}$	(2.36)	
Byfors [30]	$E_c = E_0 \cdot (f_c)^a$ oder $E_c = \frac{E_{0,1} \cdot f_c^{a_1}}{1 + \frac{E_{0,1}}{E_{0,2}} \cdot f_c^{a_1 - a_2}}$	$f_c \leq 1 \text{ N/mm}^2$: $E_{0,1} = 9.930 \text{ N/mm}^2, a_1 = 2,675$ $f_c > 1 \text{ N/mm}^2$: $E_{0,2} = 7.250 \text{ N/mm}^2, a_2 = 0,471$	(2.37)
Laube [96]	$E_{ct}(\alpha) = E_{ct}(\alpha = 1) \cdot \frac{(1 + [f_{ct}(\alpha = 1)]^b + [\hat{f}_{ct}]^a)}{1 + (f_{ct}(\alpha = 1) \cdot \hat{f}_{ct})^b}$ mit $\hat{f}_{ct} = f_{ct}(\alpha) / f_{ct}(\alpha = 1)$	(2.38)	
Rostásy et. al. [139]	$E_{ct}(\alpha) = E_{ct}(\alpha = 1) \cdot \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{1/2}$	(2.39)	

Die voneinander unabhängige Formulierung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften (zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zugelastizitätsmodul) in Abhängigkeit des Hydratationsgrades ist sinnvoll, weil sie sich im jungen Betonalter unterschiedlich schnell entwickeln.

2.3.4 Spannung-Dehnungsverhalten unter Zugbeanspruchung

2.3.4.1 Zugspannung-Dehnungsbeziehung

Das Zugbruchverhalten von erhärtetem Beton wurde in den letzten Jahren eingehend untersucht [47], [59], [78], [81], [111], [127 -130]. Es ging um die Entwicklung und Anwendung bruchmechanischer Modelle. Das Zugtragverhalten wurde meist in dehngeregelten Zugversuchen untersucht, um eine vollständige Spannung-Dehnungslinie aufzunehmen, vgl. Bild 2.12. Diese ist durch einen ansteigenden Ast bis zur Zugfestigkeit und einen abfallenden Ast nach Überschreiten der Bruchdehnung gekennzeichnet. Anhand der Versuche wurden bruchmechanische Parameter wie Bruchenergie G_F , charakteristische Länge l_{ch} , crack tip opening displacement (CTOD), crack mouth opening displacement (CMOD) und andere studiert.

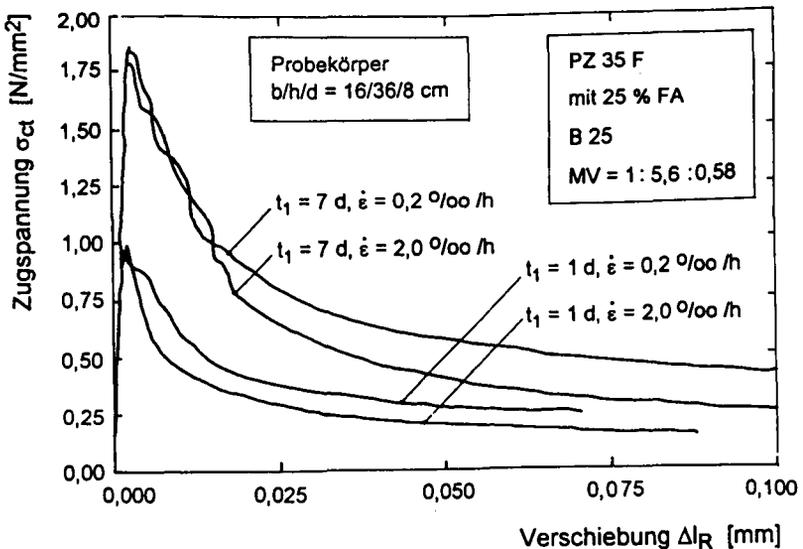


Bild 2.12: Spannung in Abhängigkeit der Rißöffnung im dehngeregelten zentrischen Zugversuch, aus [96]

Die Untersuchungen zum Zugbruchverhalten jungen Betons sind vergleichsweise rar [23], [96]. BRAMESHUBER [23] konnte anhand von Versuchen an Biegebalken u.a. einen Zusammenhang zwischen dem Betonalter und der Bruchenergie aufzeigen. LAUBE [96] hat das Zugtragverhalten demgegenüber in zentrischen Zugversuchen an vorgekerbten Prismen untersucht. Dabei hat er die Mikrorißbildung im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungsline und die Kraftübertragung im abfallenden Ast gezeigt und ein Modell zur Beschreibung der vollständigen Zugspannung-Dehnungsline vorgestellt, Bild 2.12.

Auf das Zugtragverhalten von Beton und auf bisher vorgestellte bruchmechanische Modelle wird noch in Kap. 5 eingegangen.

2.3.4.2 Zugbruchdehnung

Die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften während der Hydratation äußert sich auch durch die Veränderung des Verformungsverhaltens. Im noch flüssigen Zustand erträgt der Beton verhältnismäßig große Verformungen, ohne dabei nennenswerte Spannungen aufnehmen zu können. Er ist weitgehend plastisch. Beim Übergang von der flüssigen in die feste Phase durchläuft die Zugbruchdehnung ein Minimum, Bild 2.13. Mit Beginn der Festigkeitsentwicklung kann der Beton Spannungen aufnehmen, und es tritt eine elastische Dehnung auf. Die Zugbruchdehnung steigt mit zunehmendem Alter und voranschreitender Festigkeitsentwicklung an [174], [177], [179].

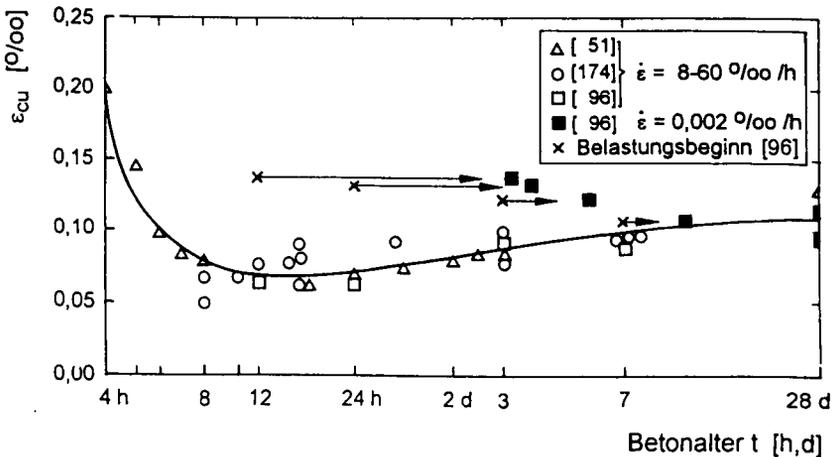


Bild 2.13: Zugbruchdehnung im jungen Betonalter, aus [51]

Die oft angegebene Zugbruchdehnung von $\varepsilon_{cu} = 0,1 \cdot 10^{-3}$ spiegelt die Verhältnisse bei jungem Beton nur ungenau wider. LAUBE [96] untersuchte die Zugbruchdehnung für jungen Beton nach dem Übergang in die feste Phase. Bei einer großen Dehngeschwindigkeit $\dot{\varepsilon} > 0,2 \cdot 10^{-3}$ nahm die Zugbruchdehnung linear mit dem Hydratationsgrad zu. In [138] wurde dafür folgender Zusammenhang angegeben

$$\varepsilon_{cu}(\alpha) = (\alpha + 0,35) \cdot 10^{-4} \quad (2.40)$$

Bei langsamen Dehngeschwindigkeiten $\dot{\varepsilon} < 0,2 \cdot 10^{-3}$ stieg die Zugbruchdehnung in den Versuchen von LAUBE [96] mit kleinerem Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn an. Dieses ist darauf zurückzuführen, daß die Hydratation während der Versuchsdauer voranschreitet und Spannungen im jungen Betonalter relaxieren können.

2.3.5 Viskoelastisches Verhalten jungen Betons

2.3.5.1 Bisherige Kenntnisse

Es ist bekannt, daß das viskoelastische Verhalten von Beton entscheidend vom Betonalter abhängt. Es ist bei jungem Beton besonders ausgeprägt. Die Vernachlässigung des viskoelastischen Verhaltens führt gerade bei der Spannungsberechnung infolge Hydratationswärmeeinwirkung zu erheblichen Fehleinschätzungen [61], [96], [104], [138], [154]. Hier wird zunächst ein kurzer Überblick über die bisherigen Arbeiten gegeben. Eine ausführliche Auseinandersetzung mit dem viskoelastischen Verhalten jungen Betons folgt in Kap.6.

Über das Kriech- und Relaxationsverhalten von jungem Beton unter Druckspannung wird u.a. von WIERIG in [178], [179] berichtet. Die Kriechzahl $\phi(t, t_1) = \varepsilon_c(t, t_1) / \varepsilon_{el}(t_1)$ war bei früherer Erstbelastung ($t_1 = 5$ h) dreimal so groß wie beim Erstbelastungsalter von $t_e = 28$ d, Bild 2.14. Neuere Arbeiten über das Druckkriechen jungen Betons bestätigen das ausgeprägte Kriechen bei früherer Erstbelastung [80], [156], [186].

Die Relaxation von Beton unter Zugbeanspruchung wurde von ROSTÁSY/ALDA [133] im Erstbelastungsalter von $t_1 = 2$ d bis 28 d untersucht und gezeigt, daß das Relaxationsvermögen bei früherer Erstbelastung besonders ausgeprägt ist, Bild 2.15.

EMBOURG [61] berichtet über Druckkriechversuche bei Erstbelastungsaltern zwischen $t_1 = 9$ h und 4 d sowie über Relaxationsversuche an gezwängten Proben bei gleichzeitiger Beauf-

schlagung einer Temperaturgeschichte. Die Gesamtverformung aus spontaner elastischer Verformung und zeitabhängiger Kriechverformung stellt er mit Hilfe einer Compliance-Funktion $J(t, t_1)$ dar

$$\varepsilon(t, t_1) = \frac{1 + \varphi(t, t_1)}{E(t_1)} \cdot \sigma(t_1) = J(t, t_1) \cdot \sigma(t_1) \quad (2.41)$$

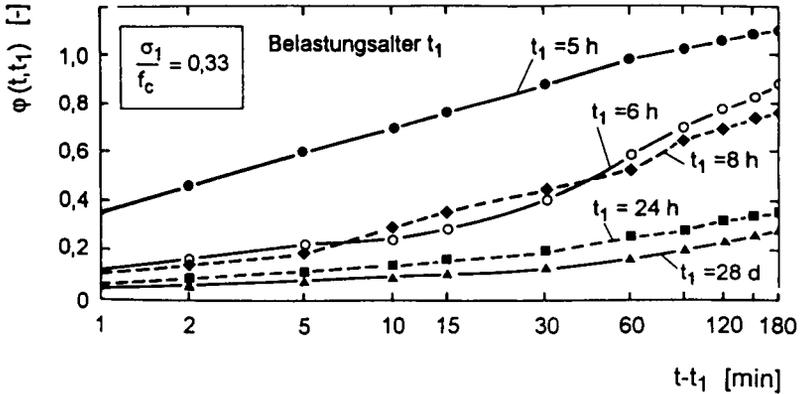


Bild 2.14: Kriechzahl in Abhängigkeit von der Beanspruchungsdauer unter Druckbeanspruchung, aus [178]

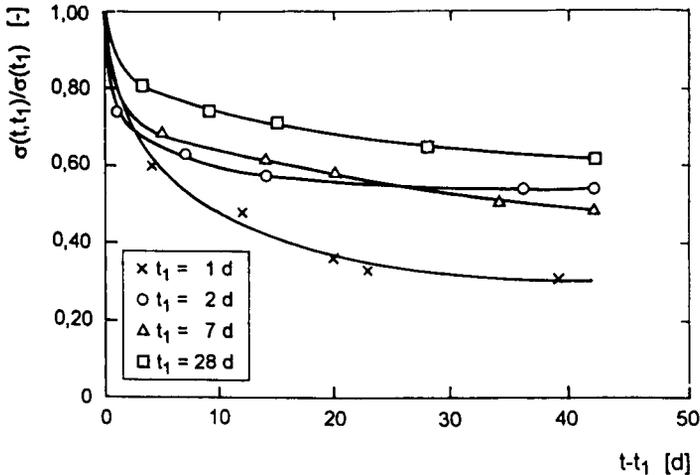


Bild 2.15: Bezogene Restspannung in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer unter Zugbeanspruchung, aus [133]

Sie ist in Bild 2.16 für unterschiedliche Erstbelastungsalter dargestellt und deutet auf den geringen Elastizitätsmodul und das ausgeprägte viskoelastische Verhalten jungen Betons bei früher Erstbelastung hin. Für die Modellierung des viskoelastischen Verhaltens greift EMBORG [61] auf ein von BAŽANT/CHERN [2] vorgestelltes Feder-Dämpfer-Modell zurück. Für einfache Spannungsberechnungen unter Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens jungen Betons empfiehlt er eine Compliance-Funktion in Verbindung mit einer Integralgleichung und für numerische Berechnungen eine Formulierung mit Kelvin- und Maxwell-Reihen, (s. Kap. 6).

Die von LAUBE [96] ausgeführten Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche belegen ebenfalls das ausgeprägte viskoelastische Verhalten des jungen Betons bei früher Erstbelastung. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde ein Modell zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens jungen Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad vorgeschlagen, das in [84] und [138] bei der Zwangspannungsberechnung im jungen Betonalter angewendet wurde.

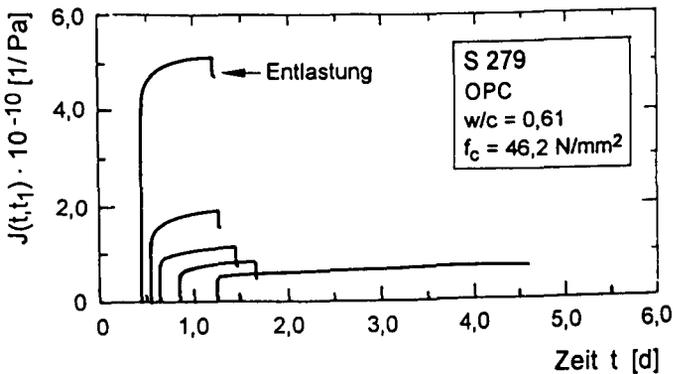


Bild 2.16: Compliance-Funktion von Druckkriechversuchen im jungen Betonalter, aus [61]

Bild 2.17 zeigt die Ergebnisse der Zugkriechversuche von LAUBE [96] in Form von Kriechfunktionen. Für deren Modellierung stellte er einen Produktansatz vor

$$\varphi(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\varepsilon_c(t - t_1)}{\varepsilon(t_1)} = P_1(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_2(\alpha_1)}, \quad (2.42)$$

mit: $t_c = 1$ h und den Parametern $P_1(\alpha_1)$ und $P_2(\alpha_1)$, die linear vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung abhängen, vgl. Bild 2.19.

Im Zusammenhang mit frühen Temperaturspannungen infolge Zwang interessiert weniger das Kriechen, sondern vorrangig die Relaxation. v. BREUGEL [26] hat deswegen unterschiedliche Relaxationsansätze für die Anwendung bei jungem Beton miteinander verglichen, indem er verschiedene Kriechfunktionen in den von WITTMANN [182] vorgestellten Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion eingefügt hat.

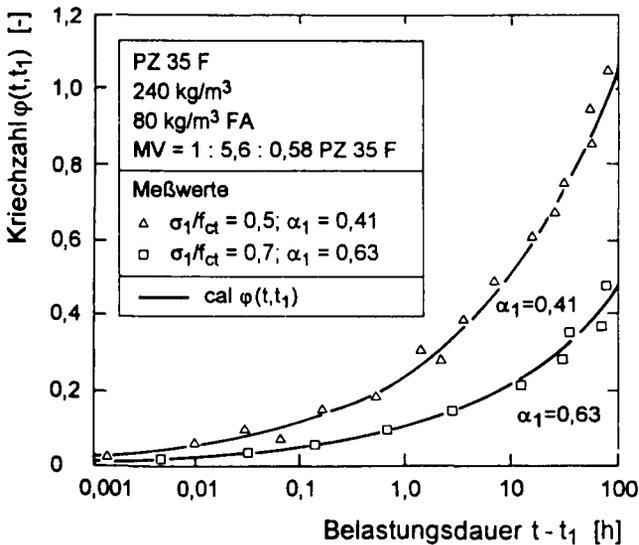


Bild 2.17: Kriechfunktionen jungen Betons für unterschiedliche Erstbelastungsalter, aus [96]

LAUBE [96] untersuchte die Zugrelaxation jungen Betons und fand heraus, daß die Restspannung nach einer Beanspruchungsdauer von $t - t_1 = 100$ h in Abhängigkeit des Alters, bzw. des Hydratationsgrads bei Erstbelastung auf $\psi = \sigma(t, t_1)/\sigma_1 = 40 - 70$ % abnimmt, Bild 2.18. Aus den Versuchsergebnissen leitete er folgenden Relaxationsansatz ab

$$\psi(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\sigma(t - t_1)}{\sigma(t_1)} = \exp\left(-P_1(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c}\right]^{P_2(\alpha_1)}\right), \quad (2.43)$$

mit $t_c = 1$ h.

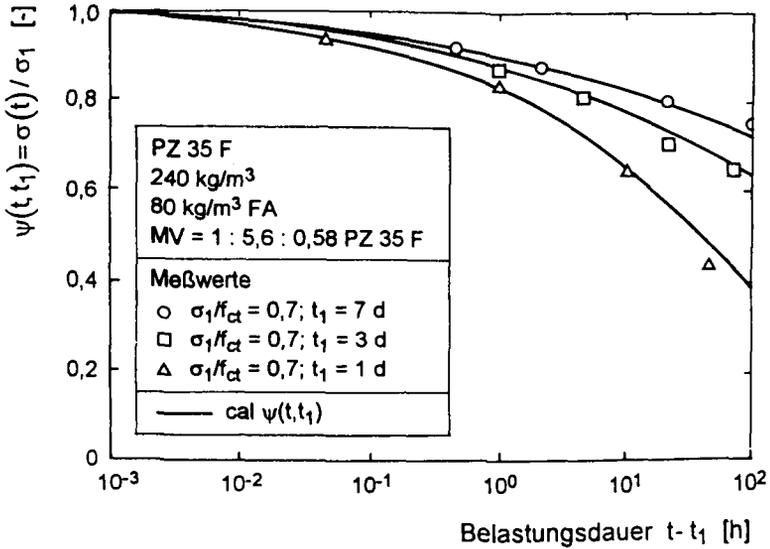


Bild 2.18: Relaxationsfunktion jungen Betons in Abhängigkeit des Alters bzw. Hydratationsgrads bei Erstbelastung, aus [96]

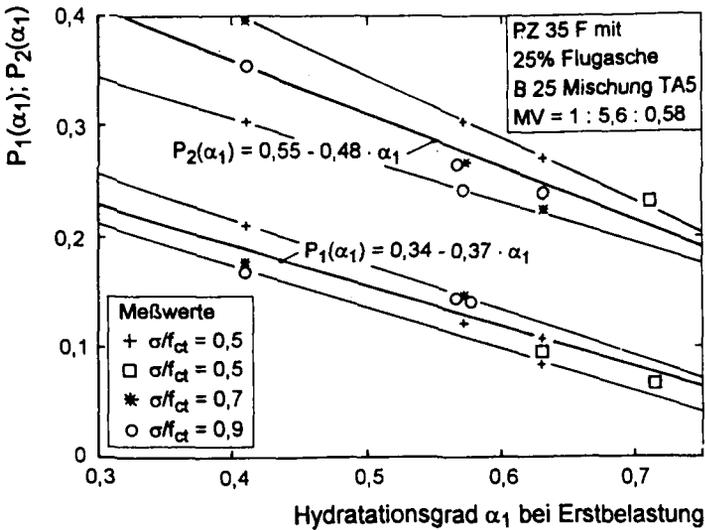


Bild 2.19: Abhängigkeit der Parameter P₁ und P₂ in Gl. (2.43) vom Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn, aus [96]

Er zeigte, daß die Parameter $P_1(\alpha_1)$ und $P_2(\alpha_1)$ in Gln. (2.42) und (2.43) linear vom Hydratationsgrad α_1 bei Erstbelastung abhängen, Bild 2.19. Der von LAUBE vorgeschlagene Relaxationsansatz geht auf den von WITTMANN [182] vorgestellten Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion zurück.

2.3.6 Bewertung der bisherigen Modelle zur Beschreibung der Viskoelastizität jungen Betons unter Zugbeanspruchung

Die von LAUBE [96] vorgeschlagenen Zugkriech- und Zugrelaxationsansätze, Gln. (2.42) und (2.43) haben sich zur Beschreibung der ausgeprägten Viskoelastizität des jungen Betons als geeignet erwiesen. Die Altersabhängigkeit der Viskoelastizität wurde durch die hydrationsgradabhängigen Parameter $P_1(\alpha)$ und $P_2(\alpha)$ formuliert. Der Kriechansatz nach Gl. (2.42) unterscheidet sich dadurch von anderen Produktansätzen, die die Altersabhängigkeit durch das (wirksame) Alter bei Erstbelastung ausdrücken [6], [8], [44]. Der Tatsache, daß eine Potenzfunktion die im Versuch beobachtete Kriechdehnung bei sehr langer Beanspruchungsdauer überschätzt, wurde nicht nachgegangen.

Der Kriechansatz von LAUBE [96] enthält keine Aufteilung in verzögert-elastische Verformung und Fließen. Dieses erscheint für die Berechnung von Zwangsspannungen im jungen Betonalter von untergeordneter Bedeutung, weil hierbei vorrangig das viskoelastische Verhalten bei hoher Zugspannung interessiert. Auf die Modellierung des Trocknungskriechens kann ebenfalls verzichtet werden, weil der Trocknungseinfluß bei massigen Betonbauwerken während der Erhärtung eine untergeordnete Rolle spielt, vgl. [96], [138].

Der Einfluß erhöhter Temperaturen auf das viskoelastische Verhalten kann mit den Kriech- und Relaxationsansätzen von LAUBE nicht modelliert werden. Dieser Einfluß interessiert jedoch gerade bei der Abschätzung von Zwangsspannungen im jungen Betonalter, so daß ggf. eine Erweiterung notwendig ist.

Der von LAUBE [96] vorgeschlagene Relaxationsansatz hat sich zur Beschreibung der Zugrelaxation jungen Betons zwar bewährt. Unter Berücksichtigung der noch folgenden Ausführungen in Kap. 6.3 erscheint er durch die Zugrundelegung des von WITTMANN [182] vorgeschlagenen Zusammenhangs zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion jedoch problematisch. Er muß deswegen überprüft werden.

2.3.7 Schwinden

Das Schwinden ist eine lastunabhängige Verformung, die durch die zeitliche Änderung des Wasserhaushaltes des Zementsteins hervorgerufen wird. Verformungen treten sowohl bei einer Wasserabgabe an die Umgebung als auch bei versiegelter Lagerung auf. Verformungen treten an versiegeltem Beton während der Hydratation bedingt durch die Reaktion von Zement und Wasser auf (chemisches Schrumpfen bzw. chemisches Schwinden hervorgerufen durch Volumenabnahme und Selbstaustrocknung des Porenraumes), vgl. Kap. 2.3.2.2 und [72], [92], [151].

Das Trocknungsschwinden ist demgegenüber auf das Austrocknen des porösen Zementsteins zurückzuführen. Die Verformungen infolge Trocknungsschwinden sind erheblich größer als die des chemischen Schwindens. In Bild 2.20 sind Schwindverformungen, gemessen an einem Beton mit 273 kg PZ 35 F bei versiegelter und unversiegelter Lagerung, dargestellt.

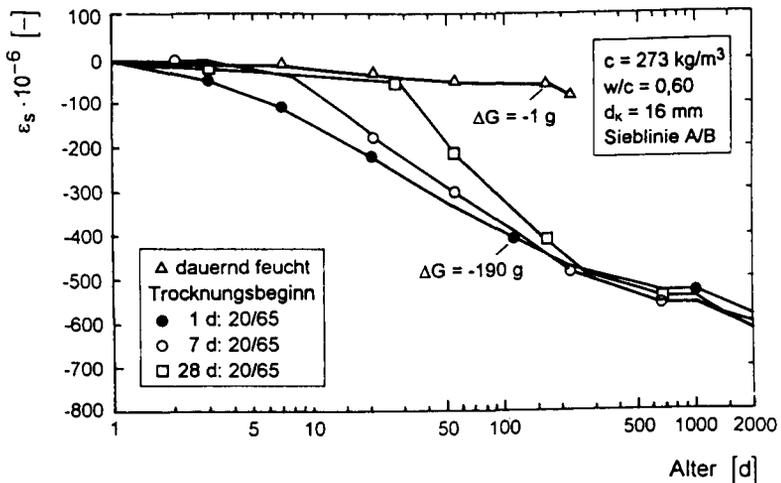


Bild 2.20: Schwinddehnung an versiegelt und unversiegelt gelagerten Betonproben, aus [72]

Das Trocknungsschwinden wurde in der Vergangenheit umfangreich untersucht. Es wurden Modelle zur Erklärung der Ursachen entwickelt [12], [18], [29], [72]. Es wurde festgestellt, daß das Schwinden u.a. mit dem Zementgehalt, der Mahlfinheit des Zementes, dem W/Z-Wert, der Lagerungstemperatur und mit geringerem Alter bei Trocknungsbeginn zunimmt.

Aus den Versuchsergebnissen wurden phänomenologische Modelle zur Beschreibung des Trocknungsschwindens vorgestellt [5], [8], [45], auf die hier nicht näher eingegangen wird.

Trocknungsschwinden und chemisches Schwinden wurden bei jungem Beton bisher selten untersucht [92], [151], [155]. Während das Trocknungsschwinden bei der Entstehung von Zwangsspannungen in massigen Betonbauteilen bei der Erhärtung eine untergeordnete Rolle spielt, ist der Einfluß des chemischen Schwindens größer, weil es während der Hydratation und ohne Wasserabgabe an die Umgebung eintritt. Die Quantifizierung des chemischen Schwindens bereitet noch Schwierigkeiten. Es nimmt offenbar mit abnehmendem W/Z-Wert zu. Die Ergebnisse der eigenen Versuche zum chemischen Schwinden bei jungem Beton werden in Kap. 8 vorgestellt.

2.4 Offene Fragen

Ausgehend von unterschiedlichen Ansatzpunkten wurden in den vergangenen Jahren vielfältige Anstrengungen zur Vermeidung oder Minimierung von Rissen infolge Hydratationswärmewang unternommen. Obwohl beachtliche Fortschritte gemacht wurden, gelingt die Beherrschung dieser frühen Zwangrisse nicht immer. Dieses ist maßgeblich darauf zurückzuführen, daß die Verhältnisse während der Erhärtung des Betons sehr verwickelt sind.

Einigkeit besteht über die grundsätzlichen Wege zur Verminderung von Zwangrissen. Dazu gehören u.a. geringer Zementgehalt, niedrige Frischbeton- und Außentemperatur, geringe Zwangbehinderung, um nur einige zu nennen. Die Realisierung schließt die Umsetzung "optimaler" Maßnahmen meist aus. Die Auswahl der einfachsten und zugleich wirkungsvollsten Maßnahmen ist deswegen die zu lösende Optimierungsaufgabe während der Planung. Zur Lösung dieser Aufgabe sind geeignete Planungswerkzeuge erforderlich. Diese müssen noch entwickelt werden. Wichtige Bausteine dafür sind die Kenntnisse über die Betoneigenschaften während der Erhärtung und die Möglichkeit diese durch geeignete Werkstoffmodelle beschreiben zu können.

In der Vergangenheit wurden vorrangig die Wärmefreisetzung, die Zug- und Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul des jungen Betons untersucht. Anhand der Versuchsergebnisse wurden Werkstoffmodelle zur Beschreibung dieser Eigenschaften abgeleitet. Es muß jedoch geklärt werden, ob die vorgestellten Werkstoffmodelle hinreichend allgemeingültig sind und ob sie die maßgeblichen Betoneigenschaften zutreffend abbilden. Andernfalls müssen sie

modifiziert oder erweitert werden. Weil die Gültigkeit der Modelle bisher nur exemplarisch für einige Betone nachgewiesen wurde, muß die Übertragbarkeit auf andere Betone überprüft werden. Die Überprüfung und Kalibrierung der Modelle ist anhand von Experimenten vorzunehmen.

Die Temperaturentwicklung in Bauwerken kann meist zuverlässig abgeschätzt werden. Demgegenüber ist die Ermittlung von Zwangsspannungen bei Verformungsbehinderung mit größeren Unsicherheiten behaftet. Für die Berechnung der Zwangsspannungen im Bauwerk sind zum einen detaillierte Kenntnisse über die Werkstoffeigenschaften und zum anderen Kenntnisse über den Behinderungsgrad erforderlich. Bei den Werkstoffeigenschaften interessieren u. a. der Elastizitätsmodul, die Rißentstehung und -ausbreitung und das ausgeprägte viskoelastische Verhalten. Außerdem ist unklar, ob das BOLTZMANN'sche Superpositionsprinzip bei der allmählichen Spannungsentwicklung bei jungem Beton gültig ist.

Das Schwinden von Betonbauteilen und dessen Einfluß auf die Rißbildung ist bekannt und kann zuverlässig abgeschätzt werden. Bei massigen Betonbauwerken spielt das Trocknungsschwinden eine untergeordnete Rolle. Bei jungem Beton tritt neben der temperaturabhängigen *Verformung jedoch eine Verformung bedingt durch die chemische Reaktion* auf. Diese wird als chemisches Schwinden bezeichnet. Das chemische Schwinden des jungen Betons wurde bisher unzureichend untersucht.

Zur Abschätzung der Rißbildung während der Erhärtung wurde in erster Linie der Temperaturentwicklung und dem mechanischen Verhalten des jungen Betons in den ersten Tagen nachgegangen. Der Übergang von der flüssigen in die feste Phase wurde jedoch kaum untersucht. Dieser Übergang ist aber für das Verständnis der Eigenschaften des jungen Betons in der frühen Hydratationsphase wichtig.

Modelle beschreiben die Werkstoffeigenschaften meist nur im Mittel und deterministisch. Tatsächlich weicht das vom Modell beschriebene Werkstoffverhalten von dem im Versuch ab. Dieses ist entweder auf eine Modellschwäche oder auf Werkstoff- und Prüfstreuungen zurückzuführen. Bei der Temperaturspannungsberechnung werden diese Einflüsse derzeit noch außer acht gelassen. Gerade weil die Einflußfaktoren auf Spannungen und Rißbildung sehr vielfältig sind, jede für sich mit Unsicherheit behaftet ist, müssen die Versuchs- und Modellstreuungen intensiver beleuchtet werden.

3 DURCHFÜHRUNG UND MESSTECHNIK DER EIGENEN VERSUCHE

3.1 Überblick

Anhand von Experimenten werden im Rahmen dieser Arbeit Modelle für die Beschreibung der Werkstoffeigenschaften jungen Betons überprüft, kalibriert und - falls erforderlich - erweitert. Es geht um folgende Werkstoffeigenschaften:

- adiabatische Wärmefreisetzung,
- Hydratationsgradiententwicklung,
- mechanische Kurzzeiteigenschaften,
- Mikrorißbildung und -ausbreitung unter Zugbeanspruchung,
- viskoelastisches Verhalten unter Zugbelastung vor und nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit bei $T = 20\text{ °C}$ und erhöhter Lagerungstemperatur,
- Superposition bei Spannungs- und Dehngeschichten,
- Wärmedehnzahl und chemisches Schwinden.

3.2 Versuchsbetone

Die Versuche wurden i.w. mit zwei Betonen ausgeführt, die als Standardbetone bezeichnet werden. Die Tab. 3.1 zeigt die Betonzusammensetzungen. Der überwiegende Teil der Versuche wurde mit dem PZ-Beton mit 270 kg/m^3 PZ 35 F (CEM I 32,5 R) und Zugabe von 60 kg/m^3 Flugasche (FA) ausgeführt. Bei dem zweiten Standard-Beton (HOZ-Beton) handelte es sich um einen Beton mit 390 kg/m^3 HOZ 35 L NW/HS/NA (CEM III/B 32,5-NW/HS/NA) mit einem Hüttensandanteil von rd. SL = 70 M.-%.

Für weitere Versuchsreihen wurden fünf weitere Betone verwendet, in Tab. 3.1 als Sonderbetone bezeichnet. Der GB-Beton ist ein hochfester Beton, mit dem nur vier Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche sowie die erforderlichen Begleitversuche zur Bestimmung der mechanischen und thermischen Eigenschaften ausgeführt wurden. Bei den übrigen vier Sonderbetonen wurde die Zusammensetzung - ausgehend vom PZ-Standard-Beton - modifiziert. Mit diesen Betonen wurde der Einfluß von Verzögerer (VZ; Saccharose-Basis) und Zementgehalt auf die adiabatische Wärmeentwicklung und auf die mechanischen Kurzzeiteigenschaften untersucht.

Die Zuschläge der PZ- und HOZ-Betone bestanden aus Flußkies und -sand aus dem Harzvorland mit 16 mm Größtkorn (Regelsieblinienbereich A/B gemäß DIN 1045). Bei dem GB-Beton wurde gebrochener quarzitischer Zuschlag mit 25 mm Größtkorn verwendet.

Tab. 3.1: Zusammensetzungen und Frischbetoneigenschaften der Versuchsbetone

Stoffe	Standardbetone		Sonderbetone				
	PZ-Beton	HOZ-Beton	GB-Beton	Modifikationen des PZ-Beton			
				0,4 % VZ	0,7 % VZ	330 kg PZ 35 F	400 kg PZ 35 F
Zementart	PZ 35 F CEM I 32,5 R	HOZ 35 L NW HS NA CEM III/B 32,5	PC 45 CEM I 42,5 R	PZ 35 F CEM I 32,5 R	PZ 35 F CEM I 32,5 R	PZ 35 F CEM I 32,5 R	PZ 35 F CEM I 32,5 R
Blaine-Wert [cm ² /g]	2.960	3.940	n.b.	2.960	2.960	2.960	2.960
Zement [kg/m ³]	270	390	320	270	270	330	400
Flugasche [kg/m ³]	60	-	42	60	60	60	60
MS-Slurry [kg/m ³]	-	-	42	-	-	-	-
Wasser [kg/m ³]	175	183	107	175	175	211,5	254
W/(Z + 0,3 FA)	0,61	0,47	0,39	0,61	0,61	0,61	0,61
Zuschlag							
0/1 [kg/m ³]	92,8	179,3	-	92,8	92,8	85,4	76,8
0/2 [kg/m ³]	556,7	484,1	569,0	556,7	556,7	512,5	460,9
2/8 [kg/m ³]	554,6	321,5	446,0	554,6	554,6	510,5	459,2
8/16 [kg/m ³]	644,6	800,8	476,0	644,6	644,6	593,3	533,7
16/25 [kg/m ³]	-	-	337,0	-	-	-	-
Gesamt [kg/m ³]	1848,7	1785,7	1828,0	1848,7	1848,7	1701,7	1530,6
Zusatzmittel							
BV [kg/m ³]	2,70	1,95	1,20	2,70	2,70	3,30	4,00
LP [kg/m ³]	-	-	1,10	-	-	-	-
FM [kg/m ³]	-	-	7,00	-	-	-	-
VZ [M.-% v. Z]	-	-	-	0,4	0,7	-	-
Ausbreitmaß [cm]	43	44	46	41	48	53	52
Konsistenz	KR	KR	KR	KS	KR	KF	KF
Frischbetonrohddichte [kg/m ³]	2360	2360	2350	2380	2400	2370	2370
Luftporengehalt [%]	n.b.	n.b.	3,0	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.

n.b.: nicht bestimmt

Die chemische Zusammensetzung der Zemente wurde je Liefercharge mit der Röntgenfluoreszenzanalyse (RFA) bestimmt, Anlage Tab. A-1.1. Mit den Zementanalysen wurden die

Klinkerphasen nach BOGUE berechnet [91]. Außerdem wurde die Korngrößenverteilung des PZ 35 F und HOZ 35 L NW HS NA mit einem Lasergranulometer (Naß- und Trockendispergierung) ermittelt. Die Ergebnisse der Granulometrie sind in der Anlage A-1.2 dargestellt.

3.3 Adiabatische Kalorimeterversuche

3.3.1 Vorbemerkungen

Die infolge Hydratation freigesetzte Wärmemenge ist ein Maß für den Hydratationsgrad des Betons. Die Wärmefreisetzung ist betonspezifisch und hängt i.w. vom Zement und der Betonrezeptur ab. Sie kann mit isothermischer, semi-adiabatischer oder adiabatischer Kalorimetrie bestimmt werden. Bei den eigenen Versuche wurde die Wärmefreisetzung mit adiabatischer Kalorimetrie gemessen.

3.3.2 Versuchseinrichtung und -durchführung

Bild 3.1 zeigt den Versuchsaufbau des adiabatischen Kalorimeters, vgl. [96], [134]. Dabei wird die adiabatische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit von der Zeit gemessen. Eine Wärmeverlustrechnung wie beim semi-adiabatischen Versuch entfällt. Statt dessen wird der Wärmeverlust versuchstechnisch minimiert.

Der Frischbeton wird sofort nach dem Mischen in einen Blechbehälter ($d/h = 30/35$ cm; $24,7$ dm³) gefüllt und verdichtet. Dieser wird zur Vermeidung von Wasserverlust mit einem Deckel verschlossen und in den Kalorimeterraum gestellt. Durch den Behälterdeckel wird ein Kupferrohr in den Beton gesteckt, in das ein Widerstandsthermometer Pt 100 eingeführt wird. Mit diesem Pt 100 wird die Betontemperatur im Zentrum der Betonprobe gemessen. Mit einem zweiten Pt 100 wird die Lufttemperatur im Kalorimeterraum gemessen. Die Luft im Kalorimeterraum wird mit wasserdurchfluteten Kupferschlangen und einer daran angeschlossenen Heiz- und Kühleinheit kontinuierlich temperiert. Die Regelung ist so ausgelegt, daß die Temperaturdifferenz zwischen Luft und Betonprobe zu $\Delta T \approx 0$ K wird.

Der gefüllte Blechbehälter wird vor dem Beginn des Versuches und nach Versuchsende gewogen, um eine etwaige Gewichtsveränderung infolge von Wasserverlust zu registrieren. Es wurde durchweg keine Gewichtsabnahme festgestellt. Kalibrierversuche mit erhärteten

Betonproben ergaben eine Temperaturdrift des Gesamtsystems von weniger als $\Delta T = \pm 0,02 \text{ K/h}$. Einen Überblick über die adiabatischen Kalorimeterversuche gibt Anlage A-2.1.

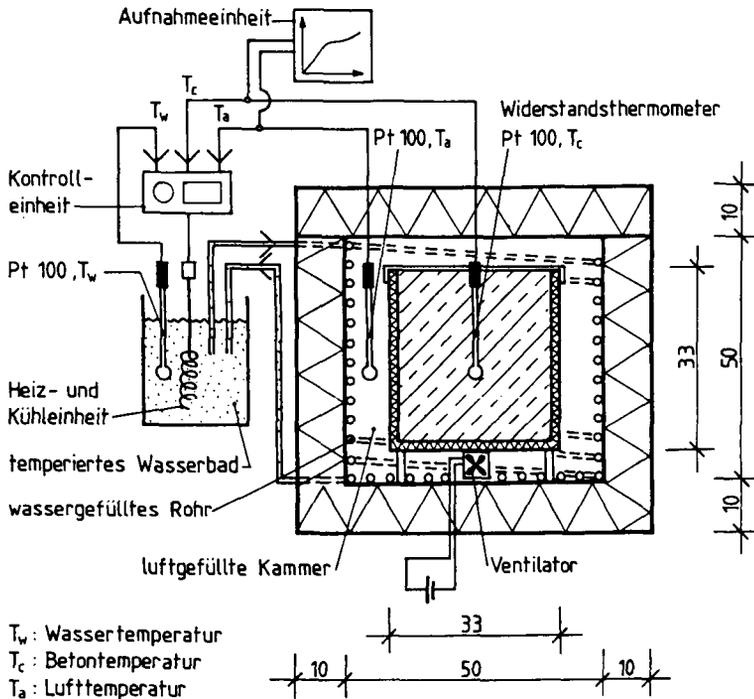


Bild 3.1: Aufbau des adiabatischen Kalorimeters

3.4 Versuche zum mechanischen Kurzzeitverhalten

3.4.1 Vorbemerkungen

Die zuverlässige rechnerische Vorhersage der Betonspannungen infolge der Entstehung und des Abflusses der Abbindewärme des Betons erfordert wirklichkeitsnahe Werkstoffgesetze. In der Vergangenheit wurden am IBMB [96], [139], [140] und von anderen Forschern [61],[155], Stoffmodelle des Kurzzeitverhaltens entwickelt. Die eigenen Versuche dienten der Verifikation und Modifizierung bestehender Ansätze sowie deren Weiterent-

wicklung. Die Versuchsreihen zur Bestimmung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit sind in Anlage A-3.1 zusammengestellt.

3.4.2 Versuchseinrichtung und -durchführung

Die mechanischen Kurzzeiteigenschaften (zentrische Zugfestigkeit und Druckfestigkeit) wurden an Zylinderproben ($d/h = 80/160$ mm) bestimmt, die in Kunststoffschalungen hergestellt wurden. Die Körper lagerten bis zum Prüftermin im Alter von $t = 1$ d, 2 d, 7 d und 28 d, bzw. 2 d, 3 d, 7 d und 28 d beim HOZ-Beton, versiegelt in der Kunststoffschalung im temperierten Wasserbad ($T = 20$ °C, isotherm).

Bei acht Versuchsserien mit PZ-Beton wurde der Einfluß einer erhöhten Lagerungstemperatur auf die Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften untersucht. Bei diesen Versuchen wurde das Wasserbad in den ersten 4 h nach Probenherstellung auf $T = 20$ °C eingestellt. Dann wurde es mit einer Rate von $dT/dt = 1,0$ K/h bis auf $T = 40$ °C aufgeheizt. Danach lagerten die Körper bis zum Prüftermin im Alter von 1 d, 2 d, 7 d und 28 d isotherm bei $T = 40$ °C, TG 2 in Bild 3.8.

Am jeweiligen Prüftermin werden die Proben entschalt und an den Stirnseiten planparallel geschliffen. Zur Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit werden Stahlplatten auf die Stirnseiten der Proben geklebt, um die Proben in eine Universalprüfmaschine einhängen zu können. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug bei diesen Versuchen $\dot{\sigma} \approx 10$ N/mm²/min.

3.5 Kerbzugversuche - KZ

3.5.1 Vorbemerkungen

Mit den Kerbzugversuchen soll die vollständige Spannung-Dehnungslinie im dehngeregelten zentrischen Zugversuch studiert werden. Dabei ist die Mikrorißentstehung und -ausbreitung sowohl vor dem Erreichen der Zugfestigkeit (Pre-Peak Bereich) als auch die Kraftübertragung nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit im Nachbruchbereich (Post-Peak Bereich) von Bedeutung. Bei den Versuchen wurden das Prüfalter des Betons, die Dehngeschwindigkeit (überwiegend: $\dot{\epsilon} = 2,0$ ‰/h, vereinzelt $\dot{\epsilon} = 10$ und 20 ‰/h) sowie die Orientierung von Betonier- zu Belastungsrichtung variiert. Einen Überblick über den Umfang der Kerbzugversuche gibt Anlage A-4.1.

3.5.2 Versuchseinrichtung und -durchführung

Die Versuche wurden an gekerbten Betonprismen ($b/d/h = 160/80/360$ mm) durchgeführt. Die Kerben an den Schmalseiten dienen zur Lokalisierung der Rißprozeßzone. Vorversuche ergaben keinen Unterschied zwischen nachträglich gesägten und geschalteten Kerben. Die Kerben wurden deswegen bei der Herstellung durch Einlegen von Dreiecksprofilen erzeugt. Der mit Kerbe versehene Restquerschnitt (Kerbquerschnitt) betrug 120×80 mm².

Die Kerbzugkörper wurden in waagerechten und senkrechten Kunststoffschalungen hergestellt, um den Einfluß der Betonier- zur späteren Belastungsrichtung zu untersuchen. Bei den waagrecht hergestellten Körpern standen Betonier- und Belastungsrichtung normal zueinander, bei senkrechter Körperherstellung verliefen sie parallel, Bild 3.2.

Die Körper lagerten bis zum Prüftermin ($t = 1$ d, 2 d, 3 d, 7 d und 28 d) versiegelt in den Kunststoffschalungen im Wasserbad isotherm bei $T = 20$ °C. Zur Versuchsdurchführung diente eine elektromechanische Universalprüfmaschine (500 kN). Die Körper wurden zur Krafteinleitung vollflächig mit den steifen Ankerplatten der Prüfmaschine verklebt. Diese steife Verbindung gewährleistete eine gelenkfreie Krafteinleitung und eine parallele Führung während des dehnregulierten Versuches.

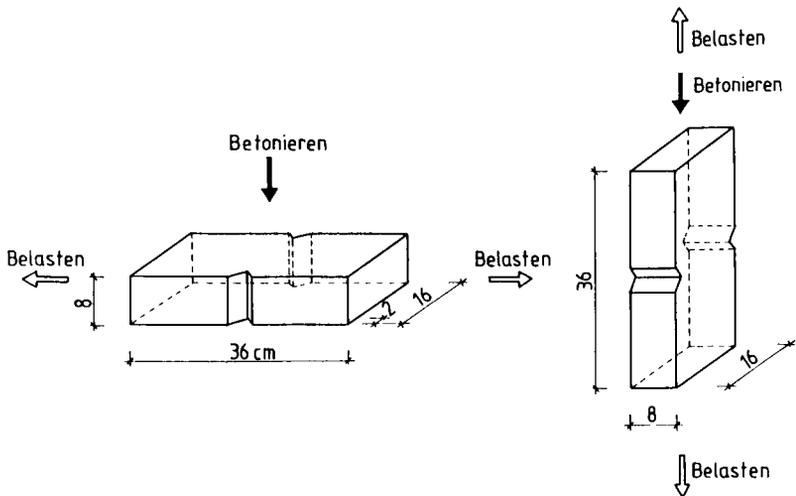


Bild 3.2: Waagrecht und senkrecht hergestellte Kerbzugkörper

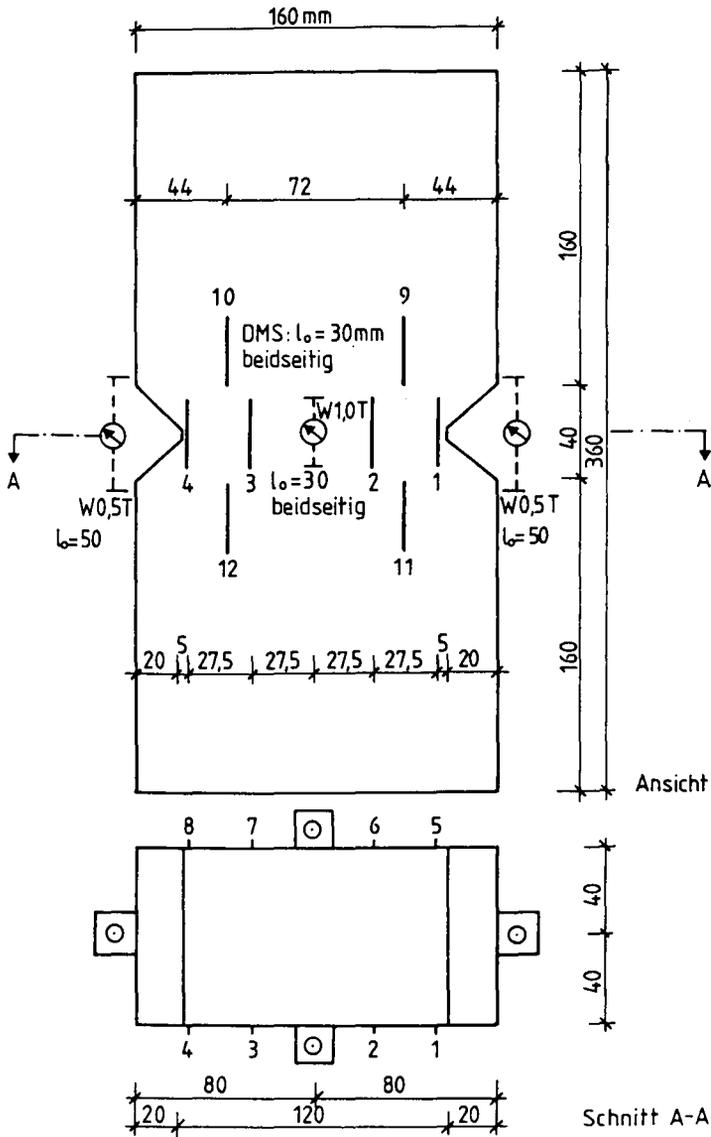


Bild 3.3: Instrumentierung der Kerbzugkörper

Die Steuerung der Dehngeschwindigkeit erfolgte über induktive Wegaufnehmer (W 0,5), die an den Schmalseiten über der Kerbe angeordnet waren, Bild 3.3. Im Bereich der Kerbe waren an Vorder- und Rückseite jeweils vier Dehnmeßstreifen ($l = 30 \text{ mm}$) und ein induktiver Wegaufnehmer (W 1, $l_0 = 30 \text{ mm}$) zur Verformungsmessung angebracht. Bei den letzten beiden Versuchsreihen waren ober- und unterhalb der Kerbe insgesamt acht weitere Dehnmeßstreifen appliziert. Die Meßwerte wurden mit einer Vielstellenmeßeinheit (UGH 100) aufgenommen.

3.6 Versuche zum zeitabhängigen Verhalten jungen Betons unter zentrischem Zug

3.6.1 Vorbemerkungen

Der junge Beton ist vor allem in den ersten Tagen ein ausgeprägt viskoelastischer Baustoff, der sich dem Aufbau von Temperaturspannungen durch Relaxation zu entziehen versucht. Für die rechnerische Behandlung inneren und äußeren Zwangs sind also Werkstoffmodelle des Kriechens und der Relaxation abhängig vom Hydratationsgrad erforderlich. Zur Verifizierung und Modifikation bestehender Kriech- und Relaxationsmodelle sowie zu deren Weiterentwicklung wurden im Rahmen dieser Arbeit umfangreiche Versuche durchgeführt.

Die experimentelle Untersuchung jungen Betons unter Dauerzugspannung wirft einige schwierige Probleme auf, die stichwortartig genannt werden:

- Die geringe Zugbruchdehnung stellt hohe Ansprüche an die Regelgenauigkeit der Prüfeinrichtung, die zudem die Einstellung variabler Dehngeschwindigkeiten erlauben muß.
- Die im frühen Betonalter niedrige Zugfestigkeit verhindert die Herstellung gesonderter Proben sowie deren Transport und Einbau in eine konventionelle Zugprüfmaschine. Beschädigungen wären unausweichlich.
- Bei Versuchen mußte die Erhärtung des Betons entsprechend den Temperaturgeschichten in massigen Betonbauteilen realistisch simuliert werden.

Um die beschriebenen Probleme zu beherrschen, wurden die Versuche im jungen Betonalter (16 h bis 7 d) in horizontalen Zugprüfrahmen durchgeführt. Hierbei wird der Frischbeton in die im Zugrahmen integrierten Probekörperschalungen eingebaut. Über den Aufbau des horizontalen Zugprüfrahmens für jungen Beton (Version I) wurde schon in [96], [134], [137] berichtet. Die Versuchseinrichtung wurde inzwischen durch einen zweiten Zugprüfrahmen (Version II) erweitert und modifiziert. Dieser zweite Prüfrahmen unterscheidet sich teilweise vom ersten Prüfrahmen (Version I). Der aktuelle Stand wird deswegen kurz beschrieben.

3.6.2 Versuchseinrichtung und -durchführung

Für die Versuchsdurchführung standen zwei horizontale Zugprüfrahmen zur Verfügung, Bild 3.4. Die Zugprüfrahmen nehmen jeweils einen Dehnkörper (DK) auf. Die lastunabhängige Dehnung wird an dem identischen Kompensationskörper (KK) gemessen.

Die Rahmen können im Hinblick auf die Versuchsart unabhängig voneinander betrieben werden. Die Steuerung der Rahmen ist für dehneregelte Zugversuche, ein- und mehrstufige Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungslinie sowie für Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche nach dem Überschreiten der Zugbruchdehnung ausgelegt.

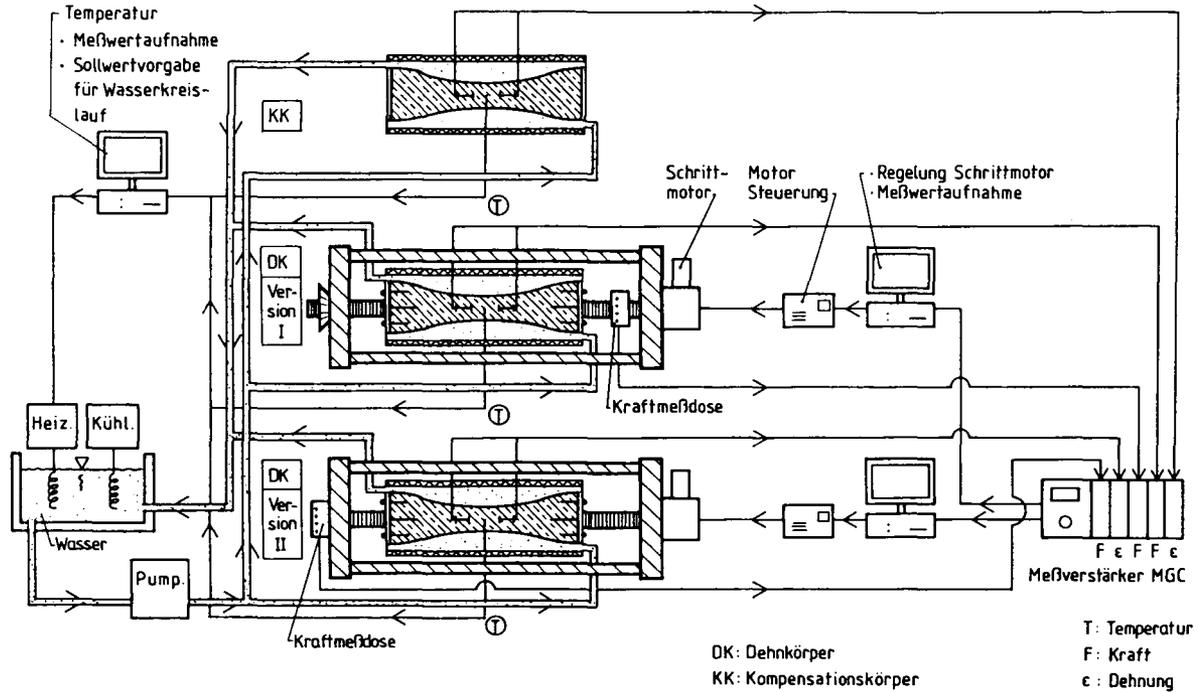
Bei dem horizontalen Zugprüfrahmen ist zwischen den Quertraversen des liegenden Stahlrahmens ein Dehnkörper angeordnet, Bild 3.5. Der Dehnkörper wird mit einem Zuggestänge, das durch die Quertraversen geführt ist, axial belastet. Auf der beweglichen Seite wird das Gestänge mit einem vorgespannten Feinspindelhubgetriebe (max. Weg $w_{\max} = 20$ mm) verfahren. Das Spindelhubgetriebe wird durch einen Schrittmotor und ein zwischengeschaltetes Zahnriemengetriebe zur weiteren Untersetzung (Version II: 8,25 : 1 und 69 : 1) angetrieben.

Bei dem Zugprüfrahmen Version I ist die Kraftmeßdose zwischen Dehnkörper und Spindelhubgetriebe angeordnet. Bei dem Zugprüfrahmen Version II stützt sich die Kraftmeßdose auf der festen Seite des Zuggestänges auf der Quertraverse ab. Die Kraftübertragung in den Dehnkörper erfolgt vom Zuggestänge über steife Ankerplatten und Gewindestangen. Diese sind zur Vermeidung unkontrollierter Beanspruchungen des jungen Betons schon vor dem Betonieren fest mit den Ankerplatten verschraubt.

Der Dehnkörper (DK) wird direkt in der im Zugprüfrahmen integrierten Stahlschalung hergestellt. Die Schalung umgibt die Körper allseitig. Innerhalb der Stahlschalung sind Strömungsbleche angeordnet, um eine gleichmäßige Wassertemperatur zu gewährleisten. Das Wasser wird von einer kombinierten Heiz- und Kühleinheit mit einer extern vorgegebenen Temperaturgeschichte $T(t)$ temperiert und dem Kreislauf durch eine Pumpe zugeführt.

Die Regelgenauigkeit der Temperiereinheit liegt bei $\Delta T = 0,1$ K. Alle Rohr- und Zuleitungsverbindungen des Wasserkreislaufes sind zur Minimierung des Wärmeverlustes mit einer Wärmedämmung ummantelt. Die Temperaturdifferenz zwischen Vor- und Rücklauf beträgt maximal $\Delta T = 0,3$ K.

Bild 3.4: Versuchsanordnung der horizontalen Zugprüfrahmen



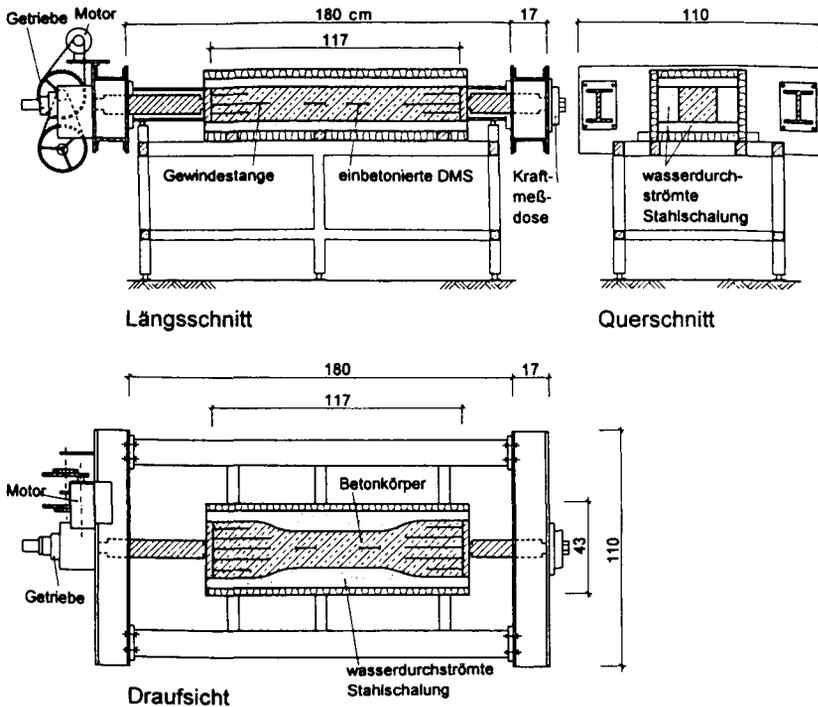


Bild 3.5: Horizontaler Zugprüfrahmen (Version II)

Die Schalungen sind innen mit einer PE-Folie ausgekleidet, um die Reibung zu minimieren und um den Beton gleichzeitig vor Austrocknung zu schützen. Die Schalung des Kompensationskörpers entspricht bis auf die Gewindestangen jener der Dehnkörper. Bei gleicher Temperaturgeschichte liegen in Dehn- und Kompensationskörper somit identische Erhärtungsbedingungen vor.

Die Belastungsgeschichte kann für beide Rahmen unabhängig voneinander gewählt werden. Die Regelung erfolgt über je einen geschlossenen Regelkreis bestehend aus Dehnmeßstreifen im Betonkörper, Meßverstärker, Computer und Schrittmotorsteuerung. Bei den Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen wurde die Anfangsspannung mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $\dot{\sigma} = 1,0 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ aufgebracht.

3.6.3 Meßsysteme

Zur Verformungsmessung wurden unterschiedliche Dehnmeßaufnehmer verwendet. Diese waren in der Mittelachse von Dehn- und Kompensationskörper innerhalb des Meßquerschnitts ($l = 45 \text{ cm}$, Querschnitt $A = 16 \times 16 \text{ cm}^2$) angeordnet.

Zunächst wurden einbaufertige gekapselte Epoxidharz-Dehnmeßstreifen (EP-DMS) mit einer Grundlänge von $l_0 = 120 \text{ mm}$ oder 90 mm verwendet, Bild 3.6. Die EP-DMS sind allseitig besandet, um einen guten Verbund mit dem Beton zu erzielen. Es zeigte sich, daß sie nicht robust genug und zu empfindlich sind.

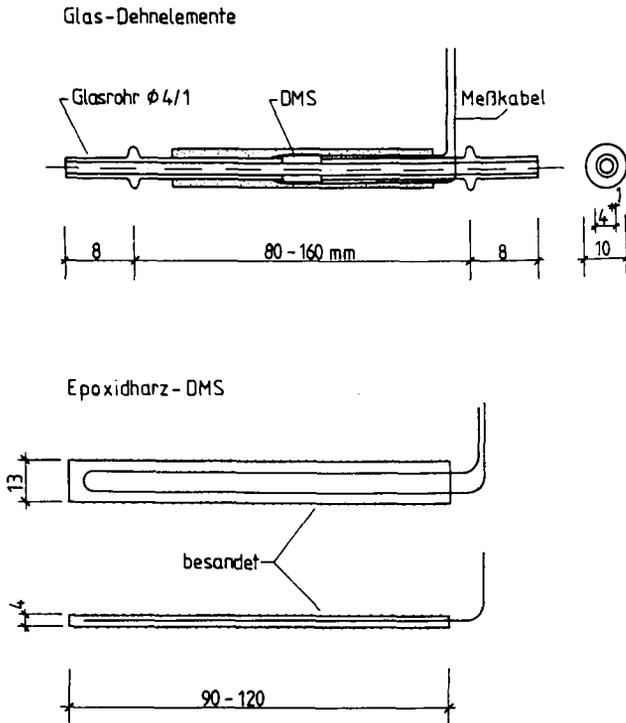


Bild 3.6: Epoxidharz-DMS und Glas-Dehnelemente

Aus diesen Gründen wurden Glas-Dehnelemente entwickelt, Bild 3.6. Diese bestehen aus einem Quarz-Glasrohr ($d_a / d_i = 4 / 2 \text{ mm}$) mit aufgestauchten Enden zur Verankerung im Beton. Die freie Länge zwischen den aufgestauchten Enden der Quarz-Glasrohre betrug zwischen 80 und 160 mm. In der Mitte des Quarz-Glasrohres waren zwei oder vier kleine Folien-DMS zur Dehnungsmessung des Glasrohres aufgeklebt. Die aufgeklebten Folien-DMS waren zum Schutz vor Feuchtigkeit, mechanischer Beschädigung und Querdruck mit Silikon und Abdeckkitt ummantelt. Sie waren als Vollbrücke geschaltet. Die Meßwerterfassung von Dehnungen und Kräften erfolgte durch Meßverstärker, Analog-Digital-Wandler und PC.

Punktuell wurden die axialen Betonverformungen mit einbetonierten Schwingsaitenaufnehmern gemessen. Das Prinzip beruht darauf, daß die Längenänderung einer Stahlsaite durch die Änderung der Resonanzfrequenz gemessen wird. Dafür wird die Stahlsaite elektro-magnetisch angeregt. Nachteilig war, daß das minimale Meßintervall systembedingt zwei Sekunden betrug. Dadurch war eine kontinuierliche Messung nicht möglich, die für die Schrittmotorsteuerung erforderlich ist.

3.6.4 Versuchsumfang

In den horizontalen Zugprüfrahmen wurden verschiedene Versuchsarten ausgeführt. Diese sind in Bild 3.7 schematisch dargestellt. Es sind im einzelnen:

- Zugdehnversuche (ZD) mit unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit,
- Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche sowohl im ansteigenden (KA, RA) als auch im abfallenden Ast (KE, RE) der Spannung-Dehnungslinie,
- mehrstufige Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungslinie (KSt, RSt).

Die Versuche wurden bei unterschiedlichen Temperaturschichten ausgeführt, Bild 3.8: Die Versuchsarten KA, RA, KSt, RSt und ZD sowohl unter isothermen als auch unter anisothermen Bedingungen, die Versuche KE und RE ausschließlich bei $T = 20 \text{ °C}$ (isotherm).

Insgesamt wurden durch Kombination von Beanspruchungs- und Temperaturschichten rd. 240 Versuche in den horizontalen Zugprüfrahmen ausgeführt. In Anlage A-5.1 ist ein Teil der Versuche näher beschrieben.

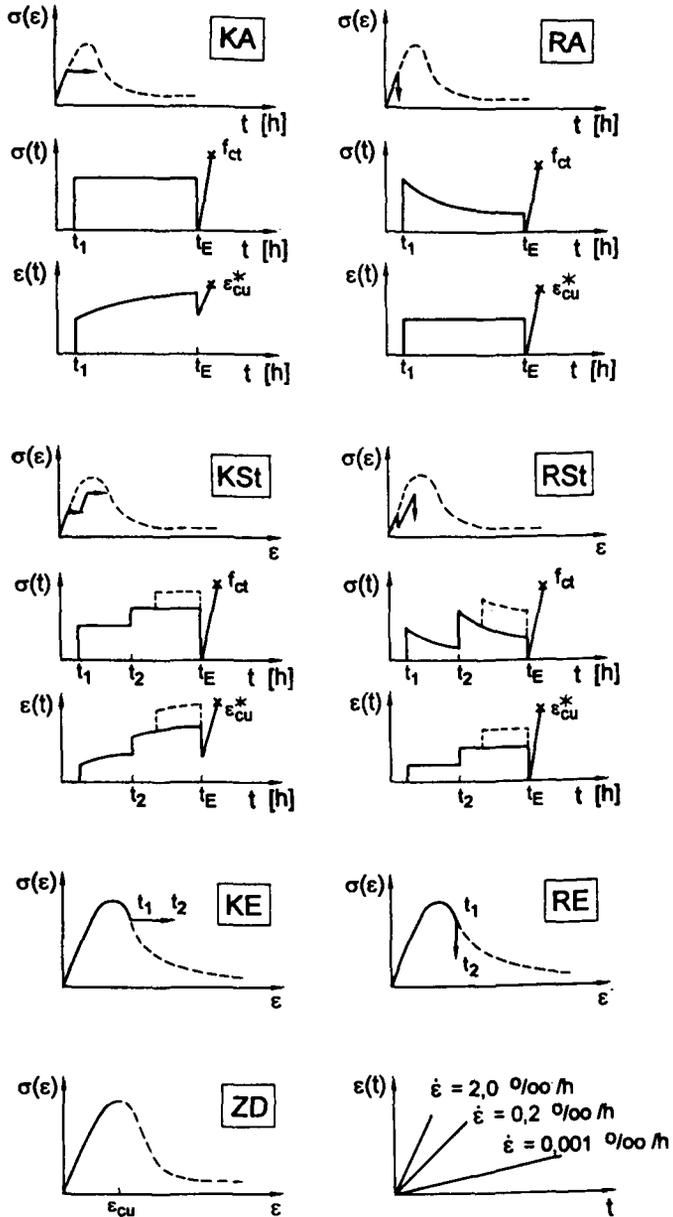


Bild 3.7: Versuchsarten in den horizontalen Zugprüfrahmen (schematisch)

Einstufige Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche (KA, RA)

Die einstufigen Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche dienen dazu, das viskoelastische Verhalten des jungen Betons im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungslinie zu untersuchen. Folgende Parameter wurden variiert:

- Hydratationsgrad α_1 , bzw. Alter t_1 bei Erstbelastung
- Belastungsgrad bei Erstbelastung ($\sigma/f_{ct} = 0,5$ bis $0,9$)
- Temperatur, Temperaturgeschichte vor und während der Belastung ($t_1 = 16$ h, 18 h, 24 h, 2 d, 3 d und 7 d)
- Betonrezeptur (PZ-, HOZ- und GB-Beton)

Mehrstufige Kriech- und Relaxationsversuche (KSt, RSt)

Ziel dieser Versuche war die Untersuchung des viskoelastischen Verhaltens jungen Betons im Hinblick auf die Superposition. Es wurden dieselben Parameter variiert wie bei den KA- und RA-Versuchen.

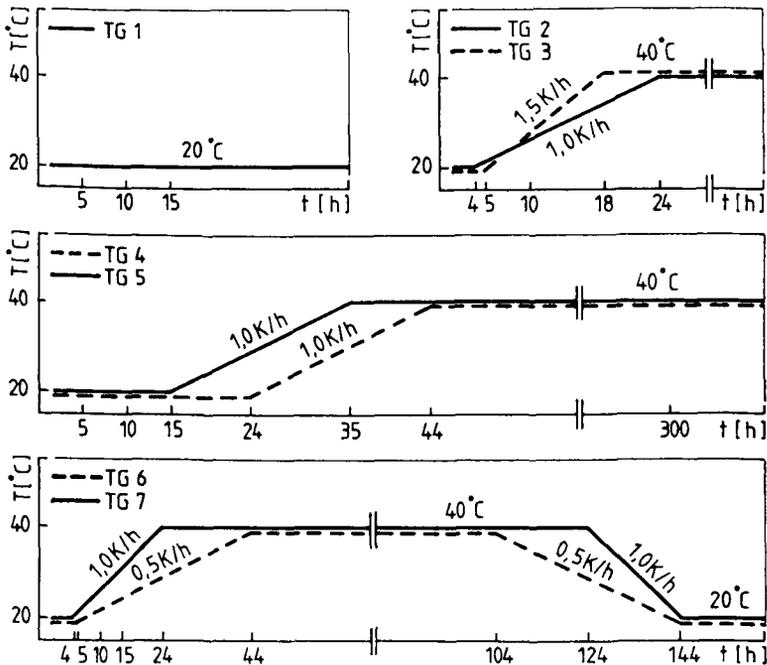


Bild 3.8: Temperaturgeschichten der Versuche in den horizontalen Zugprüfrahmen

Mehrstufige Kriech- und Relaxationsversuche (KSt, RSt)

Ziel dieser Versuche war die Untersuchung des viskoelastischen Verhaltens jungen Betons im Hinblick auf die Superposition. Es wurden dieselben Parameter variiert wie bei den KA- und RA-Versuchen.

Kriech- und Relaxationsversuche nach Überschreiten der Bruchdehnung (KE, RE)

Mit diesen Versuchen war zu klären, ob der Beton auch nach Überschreiten der Zugbruchdehnung ein viskoelastisches Verhalten zeigt.

Die Versuche wurden nur unter isothermen Bedingungen bei $T = 20\text{ °C}$ mit dem PZ-Beton durchgeführt. Kriterium für das Umschalten einer konstanten Dehngeschwindigkeit ($\dot{\epsilon} = 0,2\text{ ‰/oo/h}$) in Kriechen oder Relaxation war das Erreichen eines bestimmten Verhältnisses $\sigma_1/f_{ct} = 0,70 - 0,85$ im abfallenden Ast der Spannung-Dehnungslinie, also nach dem Überschreiten der Zugbruchdehnung. Zur Lokalisierung der Rißprozeßzone wurde der Querschnitt durch eingelegte Kunststoffkerben von $A = 16 \times 16\text{ cm}^2$ auf $A' = 16 \times 12\text{ cm}^2$ reduziert. Die Dehnungsmessung erfolgte mit den in Bild 3.6 vorgestellten Glas-Dehnelementen.

Zugdehnversuche (ZD)

Mit den Zugdehnversuchen soll die Zugtragfähigkeit des jungen Betons untersucht werden. Dafür wurde die Dehngeschwindigkeit zwischen $0,001\text{ ‰/oo/h} \leq \dot{\epsilon} \leq 2,0\text{ ‰/oo/h}$ variiert. Mit den schnellen Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon} = 0,2$ und $2,0\text{ ‰/oo/h}$ soll das Kurzzeittragverhalten untersucht werden. Mit der langsamen Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = 0,001\text{ ‰/oo/h}$ soll die allmähliche Zwangspannungsentwicklung in Bauwerken simuliert werden. Diese Versuche dienen dazu, die vorgestellten Werkstoffmodelle für jungen Beton zu überprüfen.

3.7 Langzeit-Kriechversuche unter isothermen Bedingungen

3.7.1 Vorbemerkungen

Ergänzend zu den Zugkriechversuchen in den horizontalen Prüfraumen wurden Zugkriechversuche in zwei Kriechrahmen ausgeführt, bei denen der Belastungskörper vertikal angeordnet ist (vertikaler Kriechrahmen). Bei diesen Rahmen wird die kriecherzeugende Spannung über einen Hebelarm mit Gewichten aufgebracht. Wegen des einfachen Versuchsaufbaus sind diese Kriechrahmen besonders für Langzeit-Kriechversuche ($t - t_1 > 1.000\text{ h}$) geeignet. Aufgrund des Versuchsaufbaues sind wirklichkeitsnahe Temperaturschichten massiger Betonbauwerke in diesen Rahmen ebenso ausgeschlossen wie die

direkte Herstellung der Probekörper in den Rahmen, wie es bei den horizontalen Zugprüfrahmen möglich ist.

3.7.2 Versuchseinrichtung und -durchführung

In Bild 3.9 ist ein Rahmen mit einem eingebauten Belastungskörper dargestellt. Die Rahmen befinden sich in einem klimatisierten Raum (20/65). Die lastunabhängigen Verformungen werden an identischen Kompensationskörpern (KK) gemessen.

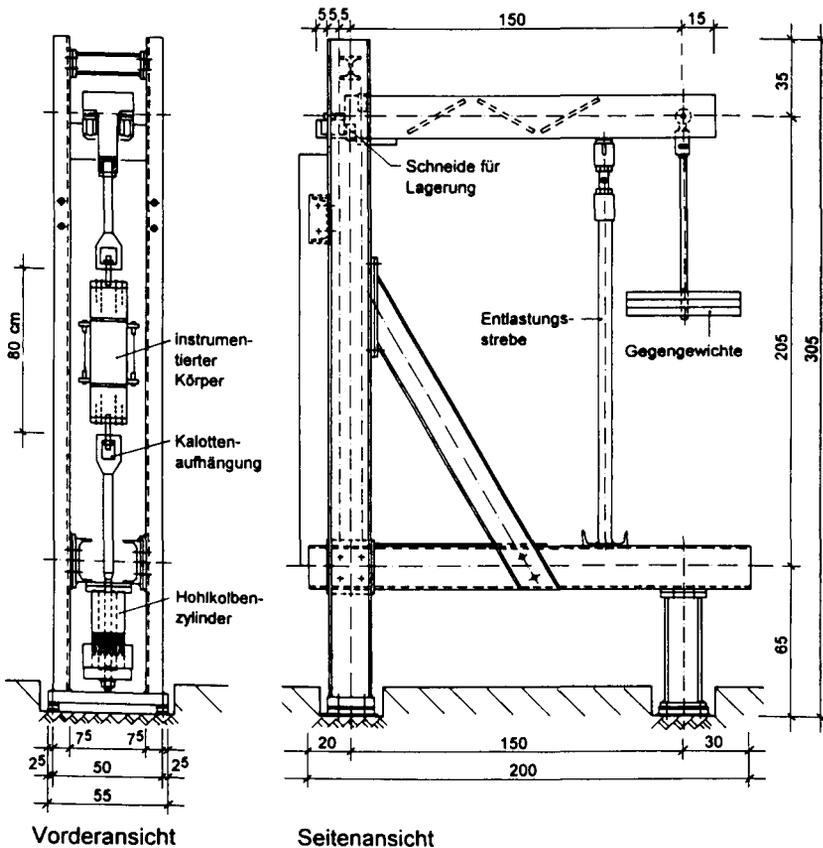


Bild 3.9: Vertikaler Kriechrahmen

Bild 3.10 zeigt die instrumentierten Versuchskörper. Die äußeren Abmessungen waren $15 \times 15 \times 70 \text{ cm}^3$. Die Körper wurden in horizontalen Stahlschalungen hergestellt. An den beiden Stirnseiten der Körper waren Stahlplatten mit eingeschraubten Gewindestangen zur Lasteinleitung angeordnet. Die Stahlplatten waren Bestandteil der Schalung. Die Längen der Gewindestangen waren so gewählt, daß in der Körpermitte eine ungestörte Meßlänge von 40 cm verblieb.

Die Körper lagerten bis zum Prüftermin versiegelt und isotherm ($T = 20 \text{ °C}$) in der Schalung. Am Prüftermin wurden die Körper entschalt, mit mehreren Lagen PE- und Aluminiumfolie versiegelt, instrumentiert und in den Rahmen eingebaut.

Die Betonverformung wurde mit jeweils zwei Wegaufnehmern (W 1) und einer mechanischen Meßuhr (Teilung: $1 \cdot 10^{-6} \text{ m}$) gemessen. Die Länge der Meßbasen betrug übereinstimmend $l_0 = 35 \text{ cm}$, die durch Quarzglasstäbe ($\alpha_T = 0,05 \cdot 10^{-5}$) realisiert wurde. Alternativ wurde die Dehnung der Körper mit den in Kap. 3.6.3 beschriebenen einbetonierten Glas-Dehnelementen gemessen.

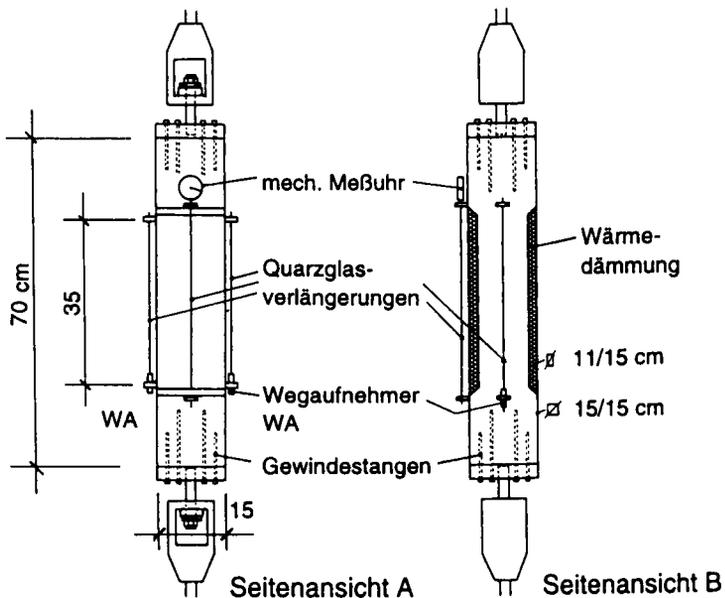


Bild 3.10: Körper der vertikalen Zugkriechrahmen

Zum Aufbringen der kriecherzeugenden Kraft wurde der Öldruck der hydraulischen Hohlkolbenpressen kontinuierlich gesteigert, bis das Gegengewicht frei hing. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug $\dot{\sigma} = 0,5 \text{ N/mm}^2/\text{min}$.

Bei einigen Versuchen wurden die Körper während des Kriechversuches nicht mit Folien versiegelt, um Kriech- und lastunabhängige Verformung bei gleichzeitiger Austrocknung zu untersuchen. Die Körper lagerten dann bis zum Prüftermin in der Schalung und während des Kriechversuches isotherm ($T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$) bei $\text{RH} = 65 \%$. Ein Teil der Versuche ist in Anlage A-5.1 genauer beschrieben. Die Versuche tragen die Bezeichnung "L..." oder "R...".

3.8 Begleitende Versuche

3.8.1 Messung des Wärmeausdehnungskoeffizienten

Der Wärmeausdehnungskoeffizient α_T ist für die Entstehung von Zwangsspannungen im jungen Betonalter entscheidend. Er wurde für den PZ-Beton im Dilatometerversuch für die Altersstufen von $t_b = 1 \text{ d}$, 2 d , 7 d und 28 d bestimmt. Das Dilatometer besteht aus einer Klimakammer ($50 \times 50 \times 50 \text{ cm}^3$) und einem darin eingestellten Quarzglas-Dreibein, Bild 3.11. Versuchsaufbau und -durchführung wurden in [134] beschrieben.

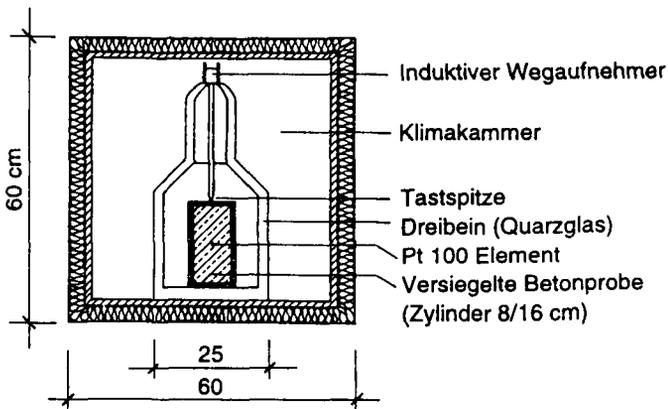


Bild 3.11: Dilatometer zur Bestimmung des Wärmeausdehnungskoeffizienten

3.8.2 Messung der lastunabhängigen Verformungen

An den versiegelten Kompensationskörpern wurde parallel zu den Kriech- und Relaxationsversuchen die lastunabhängige Verformung gemessen. Bei den horizontalen Rahmen wurde eine etwaige Austrocknung durch die Stahlschalung verhindert. Die Wirksamkeit der Versiegelung wurde an Würfeln $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$ durch Messung des Gewichtsverlustes überprüft. Der Gewichtsverlust betrug bei den versiegelten Körpern nach 28 d weniger als $\Delta M = 0,03 \text{ M.-%}$, bei Lagerung unter $T = 20 \text{ °C}$, $RH = 65 \text{ %}$ $\Delta M = 3,8 \text{ M.-%}$ nach Ofentrocknung $6,0 \text{ M.-%}$. Die Wirksamkeit der Versiegelung war dadurch nachgewiesen.

Bei isothermer Lagerung wurden dennoch Verkürzungen festgestellt. Es ist zu vermuten, daß die gemessenen Verkürzungen nicht durch Trocknungsschwinden, sondern durch chemisches Schwinden hervorgerufen wurden. Die lastunabhängige Dehnung wurde deswegen an den Kompensationskörpern vergleichsweise bei gleichzeitiger Austrocknung gemessen (Lagerung: $T = 20 \text{ °C}$, $RH = 65 \text{ %}$).

4 ERGEBNISSE UND MODELLIERUNG VON WÄRMEFREISETZUNG, ZENTRISCHER ZUGFESTIGKEIT, DRUCKFESTIGKEIT UND ELASTIZITÄTSMODUL

4.1 Vorbemerkungen

Aus den Versuchsergebnissen werden Werkstoffmodelle für das Verhalten jungen Betons während der Erhärtung abgeleitet und verifiziert. Die Modelle für die jeweiligen Werkstoffeigenschaften stellen Submodelle dar. Hier werden zunächst die Modelle für die Beschreibung von

- Wärmefreisetzung bzw. Temperaturentwicklung,
- Hydratationsgradentwicklung und
- der Entwicklung der mechanischen Eigenschaften (zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zugelastizitätsmoduls)

anhand von Versuchen überprüft und kalibriert. Diese Submodelle sind Bestandteil eines übergeordneten Modells zur Berechnung von Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme, vgl. Bild 2.1.

4.2 Adiabatische Wärmefreisetzung

4.2.1 Vorbemerkungen

Die spezifische Wärmefreisetzung von Beton infolge Hydratation wurde im adiabatischen Kalorimeter untersucht. Anhand der Wärmefreisetzung kann der Hydratationsgrad für adiabatische Bedingungen und - unter Einbeziehung einer Reifefunktion - auch für beliebige Temperaturgeschichten modelliert werden.

4.2.2 Versuchsergebnisse

4.2.2.1 Standard-Betone

Die maximalen adiabatischen Temperaturerhöhungen und die gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhungen der Kalorimeterversuche sind in Anlage A-2.1 zusammengestellt. Bild 4.1 zeigt exemplarisch die Temperaturerhöhung ΔT_{ad} über dem realen Betonalter für den PZ-Beton abhängig von der Frischbetontemperatur (weitere Ergebnisse: s. Anlage A-2.2). Der schnelle Temperaturanstieg beginnt etwa 7 h nach dem Mischen. Bei hoher Frischbetontemperatur steigt die Temperatur danach rascher an als bei niedriger Frisch-

betontemperatur. Am Versuchsende war die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung bei hoher Frischbetontemperatur am kleinsten.

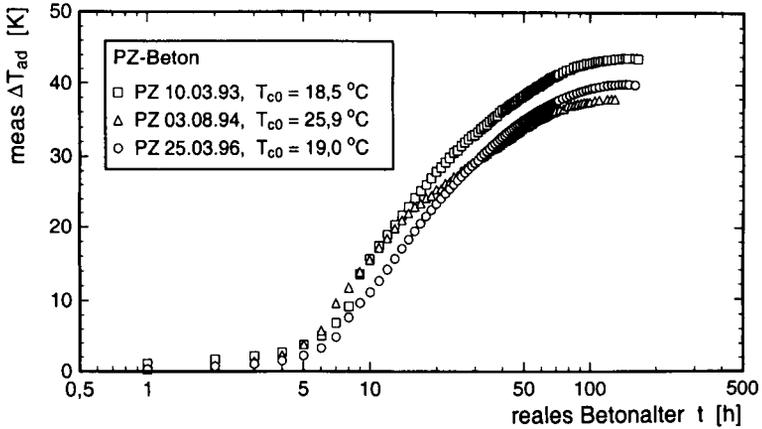


Bild 4.1: Adiabatische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom Alter und von der Frischbetontemperatur, PZ-Beton.

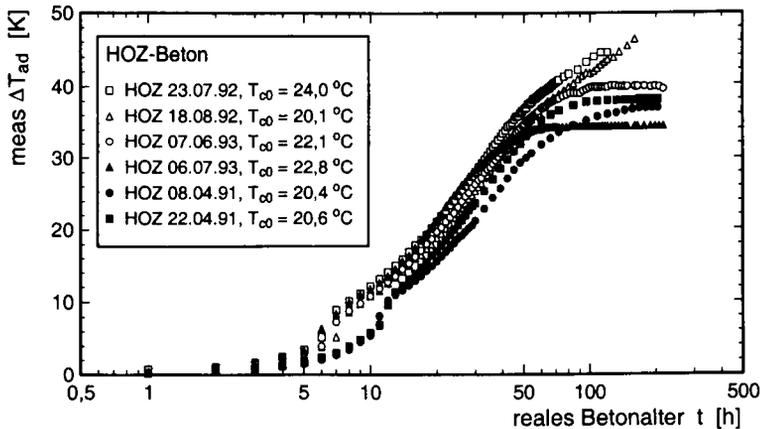


Bild 4.2: Adiabatische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom Alter und von der Frischbetontemperatur, HOZ-Beton

Die adiabatische Temperaturerhöhung des HOZ-Betons ist in Bild 4.2 dargestellt. Der adiabatische Temperaturanstieg ist bei diesem Beton bis $t \approx 30$ h etwas flacher als beim PZ-Beton. Die Ergebnisse bestätigen, daß Zementart und -menge einen Einfluß auf die Wärme-freisetzung ausüben [137].

4.2.2.2 Sonderbetone

Bild 4.3 zeigt die adiabatische Temperaturerhöhung für den GB-Beton. Bei dem GB-Beton wurde ein Portlandzement CEM I 42.5 R mit einem Zementgehalt von 320 kg/m^3 verwendet. Die adiabatische Betontemperatur stieg im Zeitintervall $10 \text{ h} \leq t \leq 30 \text{ h}$ um ca. $\Delta T_{\text{ad}} = 40 \text{ K}$ an. Die adiabatische Temperatur stieg somit deutlich schneller an als beim PZ- oder HOZ-Beton. Dieses ist auf die große Mahlfineinheit des Zementes CEM I 42.5 R und die damit verbundene höhere Reaktionsfähigkeit zurückzuführen.

In Bild 4.4 sind die adiabatischen Temperaturerhöhungen für die modifizierten PZ-Betone im Vergleich zum Standard-PZ-Beton aufgetragen. Beim PZ-Beton begann der schnelle Temperaturanstieg ca. 5 h nach dem Mischen. Bei ansonsten gleicher Rezeptur aber einer Zugabe von 0,4 % Verzögerer (VZ) begann der Temperaturanstieg erst etwa 11 h nach dem Mischen, bei 0,7 % VZ-Zugabe sogar erst nach etwa 16 h.

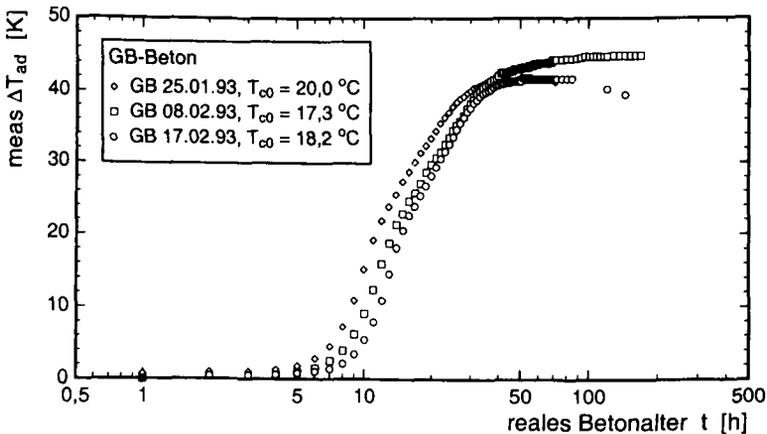


Bild 4.3: Adiabatische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom Alter und von der Frischbetontemperatur, GB-Beton

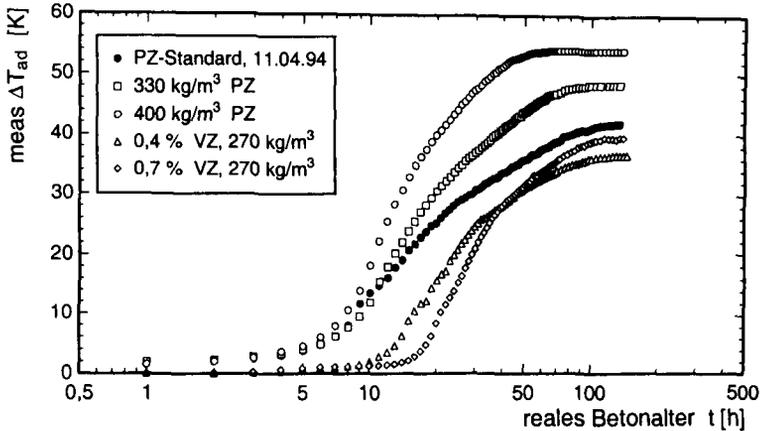


Bild 4.4: Adiabatische Temperaturerhöhung in Abhängigkeit vom Alter für modifizierte PZ-Betone im Vergleich zum Standard-PZ-Beton (Mischung v. 11.04.94)

Die Erhöhung des Zementgehaltes wirkte sich demgegenüber in den ersten 8 h nach dem Mischen nicht signifikant auf die adiabatische Temperaturerhöhung aus. Danach stieg die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung $\text{meas } \Delta T_{\text{ad}}$ mit dem Zementgehalt an. Im Alter von 120 h war $\text{meas } \Delta T_{\text{ad}}$ bei dem Beton mit 330 kg/m^3 Zement um 6,4 K, bei dem Beton mit 400 kg/m^3 Zement um 12,2 K größer als beim Standard-PZ-Beton (Bezug: Kalorimeterversuch mit Standard-PZ-Beton v. 11.04.94).

4.2.2.3 Zusammenhang zwischen Frischbetontemperatur und adiabatischer Temperaturerhöhung

Die Versuchsergebnisse bestätigen den Zusammenhang zwischen Frischbetontemperatur und adiabatischer Temperaturentwicklung. Bei hoher Frischbetontemperatur steigt die Temperatur früher an als bei niedriger Frischbetontemperatur. Die Hydratation wird entsprechend der Reaktionskinetik chemischer Prozesse mit steigender Temperatur beschleunigt [138], [96], [105]. Dagegen nimmt die adiabatische Temperaturerhöhung am Versuchsende mit abnehmender Frischbetontemperatur zu, vgl. [30], [96], [139].

Der Einfluß der Frischbetontemperatur auf die adiabatische Temperaturentwicklung kann unter Einbeziehung einer Reifefunktion durch das wirksame Alter t_g erfaßt werden. Die

Unterschiede in der adiabatischen Temperaturerhöhung am Versuchsende können durch das wirksame Alter nicht berücksichtigt werden.

Mit den Versuchsergebnissen läßt sich ein phänomenologischer Zusammenhang zwischen der Frischbetontemperatur T_{c0} und der adiabatischen Temperaturerhöhung 120 h nach dem Mischen herstellen, Bild 4.5. Wenn man den Zusammenhang für den PZ-Beton linear approximiert, ergibt sich

$$\text{meas } \Delta T_{\text{ad}} = 59,538 - 0,903 \cdot T_{c0} \quad (4.1)$$

für $T_{c0} \geq 10 \text{ }^\circ\text{C}$.

Die Abnahme der adiabatischen Temperaturerhöhung mit steigender Frischbetontemperatur ist auf einen anfangs schnellen Hydratationsfortschritt zurückzuführen. Die Hydratation kommt dann jedoch auch schneller zum Stillstand. Auf mikrostruktureller Ebene ist dies durch die unterschiedliche Morphologie der CSH-Phasen zu deuten. Bei hoher Frischbeton- bzw. Prozeßtemperatur bilden sich eher kurzfasrige CSH-Phasen, während sich bei niedriger Temperatur und geringer Reaktionsintensität über einen größeren Zeitraum auch langfasrige CSH-Phasen ausbilden können [30], [99].

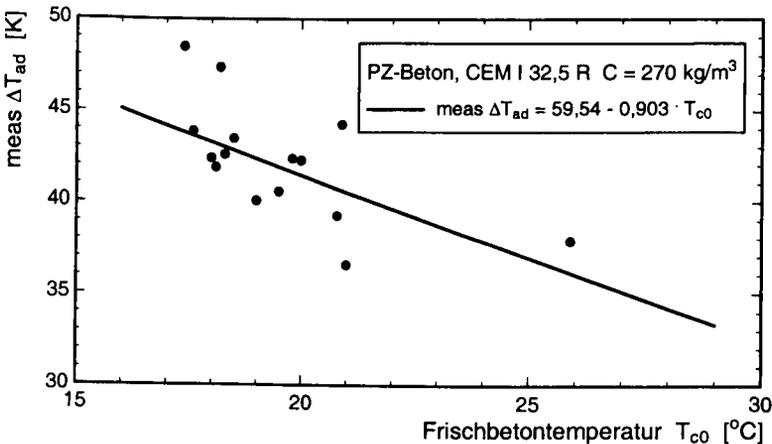


Bild 4.5: Zusammenhang zwischen adiabatischer Temperaturerhöhung 120 h nach dem Mischen und der Frischbetontemperatur, PZ-Beton

4.2.3 Modellierung der adiabatischen Temperaturerhöhung

Der Hydratationsgrad wurde bisher unter Zugrundelegung von gemessener adiabatischer Temperaturerhöhung $\text{meas } \Delta T_{\text{ad}}$ und maximaler adiabatischer Temperatur $\text{max } \Delta T_{\text{ad}}$ mit dem JONASSON-Ansatz modelliert, vgl. Kap. 2. Im adiabatischen Kalorimeterversuch wird jedoch nicht der Hydratationsgrad, sondern die adiabatische Temperaturerhöhung gemessen. Folglich sollte nicht der Hydratationsgrad, sondern die adiabatische Temperaturerhöhung modelliert werden. Dies kann in Analogie zum Hydratationsgrad unter Verwendung des JONASSON-Ansatzes geschehen. Zur Kopplung von realem Alter und Prozeßtemperatur muß die adiabatische Temperaturerhöhung mit dem wirksamen Alter t_e beschrieben werden

$$\text{cal } \Delta T_{\text{ad}} = \text{max } \Delta T_{\text{ad}} \cdot \exp \left(- \left[\ln \left(1 + \frac{t_e}{t_k} \right) \right]^{c_1} \right) \quad (4.2)$$

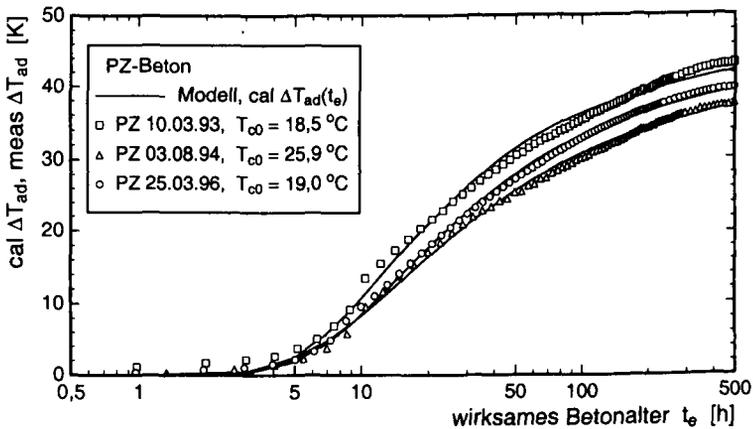


Bild 4.6: Adiabatische Temperaturerhöhung über dem wirksamen Betonalter für PZ-Beton

Der Rechenwert $\text{max } \Delta T_{\text{ad}}$ in Gl. (4.2) wird mit den Klinkerbestandteilen (nach BOGUE) des verwendeten Zementes und der Betonrezeptur berechnet. Die Anlage A-2.1 enthält die mit Regressionsrechnung nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmten Parameter t_k und c_1 für alle adiabatischen Kalorimeterversuche. Bild 4.6 zeigt die adiabatische Temperaturerhöhung exemplarisch über dem wirksamen Betonalter in Versuch und Modell für den PZ-Beton. Die Anpassung des Modells an die Versuchswerte gelingt gut.

4.3 Hydratationsgradentwicklung

4.3.1 Versuchsergebnisse und Modell

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Hydratationsgrad α durch die freigesetzte Wärmemenge $Q(T(t))$, bezogen auf die maximal freisetzbare Wärmemenge $\max Q$, definiert, vgl. Kap. 2. Die freigesetzte Wärmemenge wird durch die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung $\text{meas } \Delta T_{\text{ad}}$ ausgedrückt. Die maximal freisetzbare Wärmemenge wird durch die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{\text{ad}}$ beschrieben

$$Q(T(t)) = c_c \cdot \rho_c \cdot \text{meas } \Delta T_{\text{ad}}(t) \quad (4.3a)$$

$$\max Q = c_c \cdot \rho_c \cdot \max \Delta T_{\text{ad}} \quad (4.3b)$$

Für die Modellierung von α hat sich der Ansatz von JONASSON [87] bewährt, vgl. Kap. 2 sowie [96], [134], [140]. Bei dieser Vorgehensweise der Modellierung wurde der Hydratationsgrad wie ein Meßwert behandelt, wenngleich er nicht direkt gemessen wurde.

Durch die in Kap. 4.2.3 vorgestellte Modellierung von $\text{meas } \Delta T_{\text{ad}}$ kann der Hydratationsgrad unter Beibehaltung der Definition nach Gl. (4.2) modelliert werden

$$\alpha(t_e) = \frac{\max \Delta T_{\text{ad}} \cdot \exp\left(-\left[\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_k}\right)\right]^{c_1}\right)}{\max \Delta T_{\text{ad}}} = \exp\left(-\left[\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_k}\right)\right]^{c_1}\right) \quad (4.4)$$

Trotz Änderung der Vorgehensweise stimmt die neu gewählte Modellierung des Hydratationsgrads α formal mit dem JONASSON-Ansatz überein. Für die Parameter t_k und c_1 ergeben sich nur geringfügig andere Werte als bei der Regressionsrechnung mit Gl. (4.2). Die Unterschiede sind durch die nichtlineare Regression mit unterschiedlichen Ordinatenwerten ($0 \leq \alpha \leq 1$ kleiner als $0 \leq \text{meas } \Delta T_{\text{ad}} \leq \max \Delta T_{\text{ad}}$) zu erklären.

Die Hydratationsgrade sind zur Überprüfung von Meßwerten und Modellen exemplarisch für den PZ-Beton in Bild 4.7 über dem wirksamen Alter aufgetragen. Die Punkte stellen "gemessene" Hydratationsgrade dar. Die Linien geben die nach Gl. (4.4) berechneten Hydratationsgrade an. Die "gemessenen" Hydratationsgrade werden mit dem Modell gut abgebildet. Für HOZ-Beton und GB-Beton stimmen die "gemessenen" Hydratationsgrade und die mit Gl. (4.4) berechneten Hydratationsgraden ebenfalls gut überein (s. Anlage A-2.3).

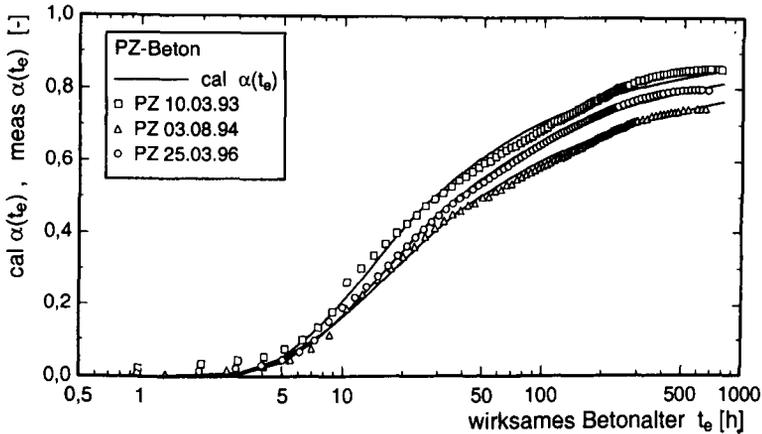


Bild 4.7: Vergleich von "gemessenen" Hydratationsgraden (Punkte) und dem Modell (Linien), PZ-Beton

Der Einfluß von Modifikationen der Betonrezeptur auf die adiabatische Temperaturentwicklung ist in Bild 4.4 gezeigt. Diese Modifikationen spiegeln sich auch in der Hydratationsgradentwicklung wider. In Bild 4.8 sind die "gemessenen" und die mit Gl. (4.4) berechneten Hydratationsgrade für den PZ-Beton mit und ohne VZ-Zugabe dargestellt. Der Beginn der raschen Hydratationsgradentwicklung wird analog zur adiabatischen Temperaturentwicklung mit steigendem VZ-Gehalt verzögert. In einem wirksamen Alter von $t_e = 500$ h unterscheiden sich die Hydratationsgrade in Abhängigkeit des VZ-Gehaltes nur noch geringfügig. Die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung am Versuchsende ist somit von VZ-Gehalt nahezu unabhängig.

Demgegenüber sind die Hydratationsgradverläufe bei Variation des Zementgehaltes bis zu einem wirksamen Alter von $t_e = 15$ h fast deckungsgleich, Bild 4.9. In einem wirksamen Alter von $t_e = 500$ h sind deutliche Unterschiede erkennbar. Der Hydratationsgrad sinkt mit steigendem Zementgehalt. Die Ursache dafür ist die relative Verringerung der gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhung am Versuchsende - bezogen auf die maximale adiabatische Temperaturerhöhung - mit zunehmendem Zementgehalt.

Die unterschiedlichen Hydratationsgradverläufe bei Modifikation der Betonrezeptur unterstreichen die Tatsache, daß sich die Betone in stofflicher Hinsicht deutlich voneinander unterscheiden. Dies muß bei der Modellierung berücksichtigt werden.

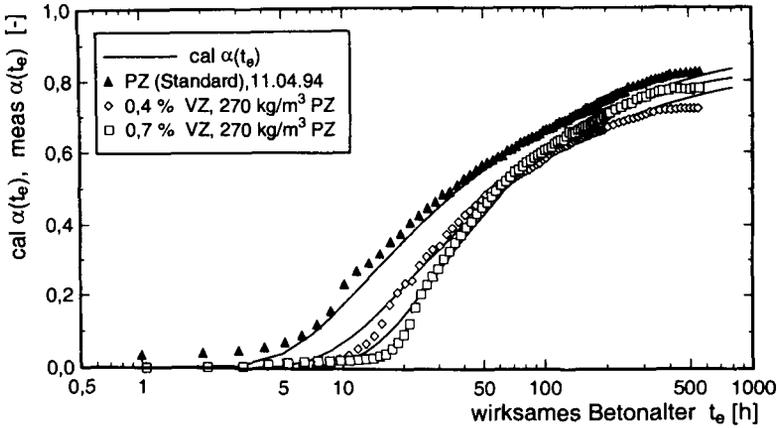


Bild 4.8: Vergleich von "gemessenen" Hydratationsgraden (Punkte) und dem Modell (Linien), PZ-Beton mit und ohne VZ-Zugabe

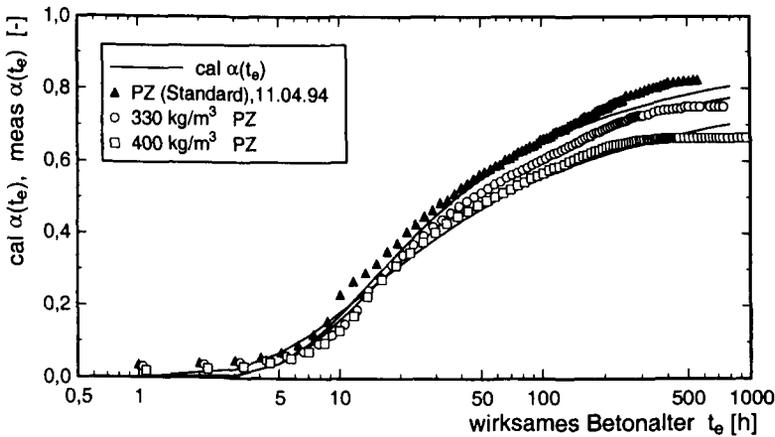


Bild 4.9: Vergleich von "gemessenen" Hydratationsgraden (Punkte) und dem Modell (Linien), PZ-Betone mit unterschiedlichen Zementgehalten

Die Hydratationsgradbestimmung mit der adiabatischen Kalorimetrie wurde im Rahmen eines Begleitversuches mit der Röntgendiffraktometrie überprüft [158]. In Anlehnung an den

PZ-Beton wurde ein Beton bestehend aus PZ 35 F und Quarzsand 0/3 hergestellt (470 kg/m³ PZ 35 F, 1.462 kg/m³ Quarzsand 0/3, W/Z = 5,64) hergestellt. Aufgrund des feinen Zuschlages war der ausgesprochen große W/Z-Wert erforderlich.

Der Hydratationsgrad, bestimmt aus gemessener adiabatischer Temperaturerhöhung und maximaler adiabatischer Temperaturerhöhung, betrug am Ende des adiabatischen Versuches $\alpha = 0,69$. Der Beton wurde am Versuchsende aus dem Kalorimeter ausgebaut und zermahlen, so daß Zementstein und Quarzsand getrennt werden konnten. Der gemahlene Zementstein wurde zur Bestimmung des Hydratationsgrads der Klinker mit dem Röntgendiffraktometer untersucht. Dabei ergab sich ein Hydratationsgrad von $\alpha = 0,73$. Der Versuch belegt, daß die Hydratationsgradbestimmung mit der adiabatischen Kalorimetrie zum annähernd gleichen Ergebnis führt wie mit der Röntgendiffraktometrie.

4.3.2 Betonspezifische Parameter t_k und c_1 zur Modellierung des Hydratationsgrads

Es wurde gezeigt, daß die adiabatische Temperaturerhöhung und der Hydratationsgrad mit dem modifizierten Ansatz von JONASSON [87] gut abgebildet werden. Die Modellierung setzt adiabatische Kalorimeterversuche voraus, auf deren Basis die betonspezifischen Parameter t_k und c_1 kalibriert werden können. Die Parameter t_k und c_1 sind keine Materialparameter im strengen Sinn, sondern Rechengrößen, die aber zur Modellierung der betonspezifischen adiabatischen Temperaturerhöhung erforderlich sind.

Nun werden aber in den Stadien des Vorentwurfs und der Angebotsbearbeitung eines Bauwerkes Kalorimeterversuche mit dem zur Ausführung vorgesehenen Betons eher selten zur Verfügung stehen. Für solche Fälle ist es wünschenswert, über Näherungswerte von t_k und c_1 zu verfügen, mit denen dann erste Abschätzungen der Temperaturspannungen vorgenommen werden können.

In Bild 4.10 sind die Zusammenhänge zwischen der Frischbetontemperatur und den Parametern t_k und c_1 zur Modellierung von adiabatischer Temperaturerhöhung und Hydratationsgrad für den PZ-Beton dargestellt. Die Parameter t_k und c_1 steigen mit der Frischbetontemperatur etwas an. Der Anstieg von c_1 (wegen der negativen Zahlen) mit steigender Frischbetontemperatur ist auf die geringere adiabatische Temperaturerhöhung am Versuchsende zurückzuführen. Ähnliche Beobachtungen wurden auch bei anderen Versuchen gemacht [139].

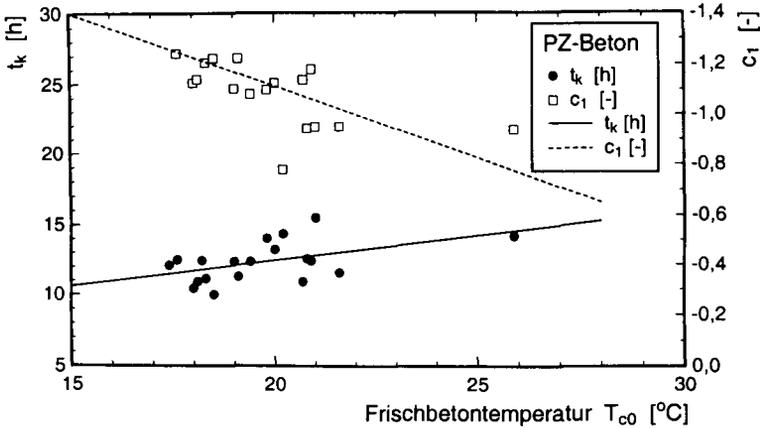


Bild 4.10: Zusammenhänge zwischen Frischbetontemperatur und den Parametern t_k und c_1 zur Modellierung von adiabatischer Temperaturerhöhung und Hydratationsgrad vom PZ-Beton

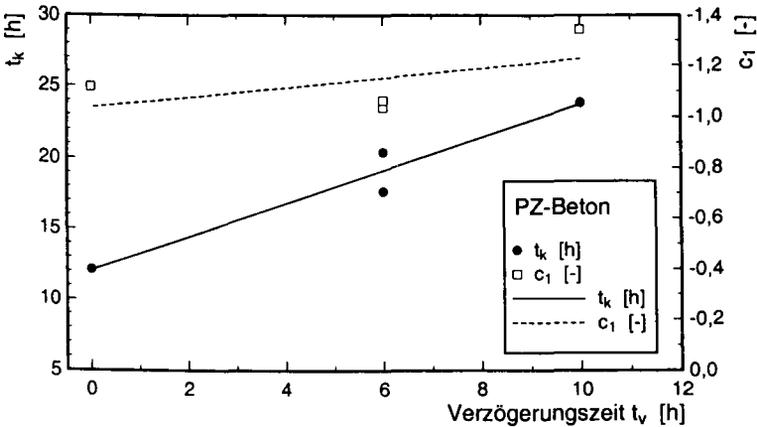


Bild 4.11: Zusammenhänge zwischen Verzögerungszeit durch VZ-Zugabe und den Parametern t_k und c_1 zur Modellierung von adiabatischer Temperaturerhöhung und Hydratationsgrad vom PZ-Beton

Die Abhängigkeit der Parameter t_k und c_1 von der Frischbetontemperatur bedeutet, daß dieser Einfluß im Gegensatz zur Prozeßtemperatur nicht vollständig durch Transformation

des realen Alters in das wirksame Alter berücksichtigt werden kann. Die Formparameter t_k und c_1 für die Hydratationsgradentwicklung nach Gl. (4.4) hängen also bei gleicher Betonrezeptur von der Frischbetontemperatur ab. Das Aufzeigen dieser Abhängigkeit stellt einen Ansatz für ein Planungswerkzeug dar.

Bild 4.11 zeigt den Einfluß von Verzögerer (VZ) auf t_k und c_1 . Mit steigendem VZ-Gehalt - ausgedrückt durch die Verzögerungszeit - steigt t_k in Gl. (4.4) deutlich an; c_1 fällt geringfügig ab. Die Wirkung des Verzögerers auf die Formparameter t_k und c_1 in Gl. (4.4) bedeutet, daß die Verzögerungswirkung beim Temperaturanstieg nicht - wie vielleicht erwartet - durch den Bezug auf das wirksame Alter berücksichtigt wird. Der Verzögerer wirkt somit nicht als reduzierte Prozeßgeschwindigkeit ($T < 20\text{ °C}$), sondern er wirkt sich auf den beton-spezifischen Erhärtungsablauf aus.

Bei Erhöhung des Zementgehaltes steigen t_k und c_1 an, Bild 4.12. Die vergleichsweise geringfügige Veränderung von t_k ist auf die nahezu vom Zementgehalt unabhängige adiabatische Temperaturerhöhung in den ersten 10 h zurückzuführen, s. Bild 4.4. Der Anstieg von c_1 mit zunehmendem Zementgehalt ist auf die geringere adiabatische Temperaturerhöhung am Versuchsende, bezogen auf $\max \Delta T_{ad}$, zurückzuführen.

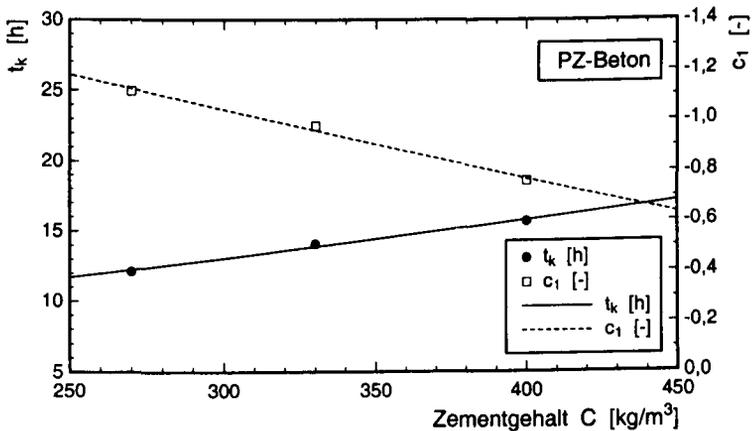


Bild 4.12: Zusammenhänge zwischen Zementgehalt und den Parametern t_k und c_1 zur Modellierung von adiabatischer Temperaturerhöhung und Hydratationsgrad vom PZ-Beton

4.3.3 Hydratationsfortschritt auf struktureller Ebene

Der Hydratationsfortschritt geht auf struktureller Ebene mit der Bildung von CSH-Phasen einher. Deren zunehmende Vernetzung sorgt für eine Verfeinerung der Zementsteinstruktur. Die Bildung von CSH-Phasen und die damit verbundene Strukturänderung des Zementsteins wurden bereits umfangreich untersucht [12], [18], [99], [100]. Die Veränderung der Zementsteinstruktur ist gleichsam ein Bindeglied zwischen Hydratationsgrad und den mechanischen Eigenschaften [27].

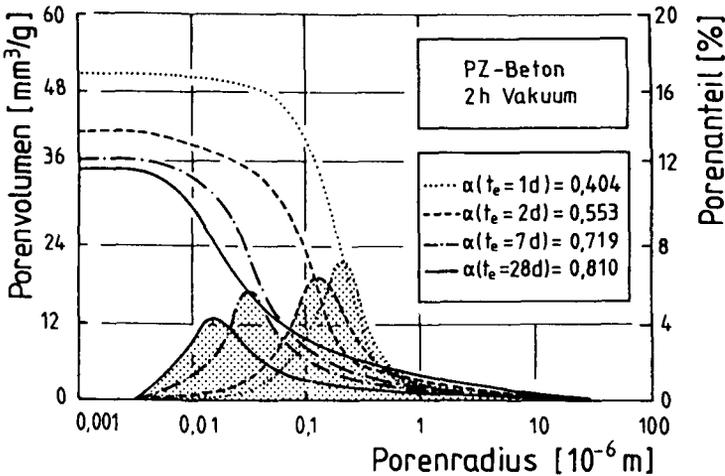


Bild 4.13: Porenradienverteilung und Porenvolumen für unterschiedliche Altersstufen des PZ-Betons

Die Strukturänderung des Zementsteins wurde deswegen begleitend untersucht. Dazu wurde die Porenradienverteilung vom PZ-Beton mit der Quecksilberdruckporosimetrie in Altersstufen zwischen 1 d und 28 d gemessen. Die Proben lagerten bis zum Prüftermin versiegelt und isotherm ($T = 20\text{ °C}$). Vor dem Untersuchungsbeginn wurden die Proben 2 h unter Vakuum gelagert, um das Porenwasser auszutreiben.

In Bild 4.13 sind die Porenradienverteilung und das Porenvolumen für unterschiedliche Hydratationsgrade aufgetragen. Die Verringerung von mittlerem Porenradius und Porenvolumen mit fortschreitender Hydratation ist deutlich zu erkennen. Der mittlere Porenradius im wirksamen Alter von $t_e = 28\text{ d}$ betrug rd. $0,011 \cdot 10^{-6}\text{ m}$. Das entspricht etwa dem Übergang von Kapillar- zu Gelporen.

4.4 Zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul

4.4.1 Vorbemerkungen

Es wurde mehrfach gezeigt, daß die Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften - nämlich zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zugelastizitätsmodul - in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad formuliert werden kann [96], [134], [138], [139], vgl. Kap. 2. Die Gültigkeit dieser Modelle war für die verwendeten Betone zu überprüfen:

$$\hat{f}_{ct} = \frac{f_{ct}(\alpha)}{f_{ct}(\alpha=1)} = \frac{f_{ct}(\alpha)}{f_{ct1}} = \frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0}, \quad (4.5)$$

$$\hat{f}_c = \frac{f_c(\alpha)}{f_c(\alpha=1)} = \frac{f_c(\alpha)}{f_{c1}} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{3/2}, \quad (4.6)$$

$$\hat{E}_{ct} = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct}(\alpha=1)} = \frac{E_{ct}(\alpha)}{E_{ct1}} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{1/2}. \quad (4.7)$$

In den Modellen treten die betonspezifischen Parameter α_0 , f_{ct1} , f_{c1} und E_{ct1} auf. Der Startwert α_0 markiert den anhand des Modells der zentrischen Zugfestigkeit extrapolierten Hydratationsgrad, ab dem der junge Beton Festkörpereigenschaften besitzt. Er wurde anhand des Modells, Gl. (4.5), kalibriert und auf die Modelle für Druck- und Zugelastizitätsmodul, Gl. (4.6) und (4.7), übertragen. Die Parameter f_{ct1} , f_{c1} und E_{ct1} geben die mechanischen Eigenschaften nach vollständiger Hydratation $\alpha = 1$ an. Da eine vollständige Hydratation unter praktischen Bedingungen erst nach sehr langer Erhärtungsdauer erreicht werden kann, handelt es sich hierbei um Werte, die nicht gemessen werden, sondern nur durch Regression extrapoliert werden können.

Die zentrische Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit wurden an Betonzyindern ($d/h = 80/160$ mm) untersucht. In Anlage A-3.1 sind die Modell-Parameter aller Versuchsserien zusammengestellt. Der Zugelastizitätsmodul wurde an den Kerbzugkörpern und an den Körpern in den horizontalen Prüfraumen bei zentrischen Kurzzeitzugversuchen und während der Be- und Entlastung bei Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen bestimmt.

Der Hydratationsgrad wurde zum jeweiligen Prüfzeitpunkt unter Berücksichtigung der Lagerungstemperatur und des wirksamen Alters mit dem JONASSON-Ansatz Gl. (4.4) berechnet. Die Regressionsparameter t_k und c_1 der Gl. (4.4) sind anhand des betonspezifischen adiabatischen Versuches kalibriert worden, Anlage A-2.1.

4.4.2 Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit

Die Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit ist für die untersuchten Betone exemplarisch in Bild 4.14 bis Bild 4.16 dargestellt (weitere Ergebnisse: s. Anlage A-3.2). Die Punkte stellen jeweils die Meßwerte dar. Die Linie geben die mit Gl. (4.5) berechneten Verläufe an.

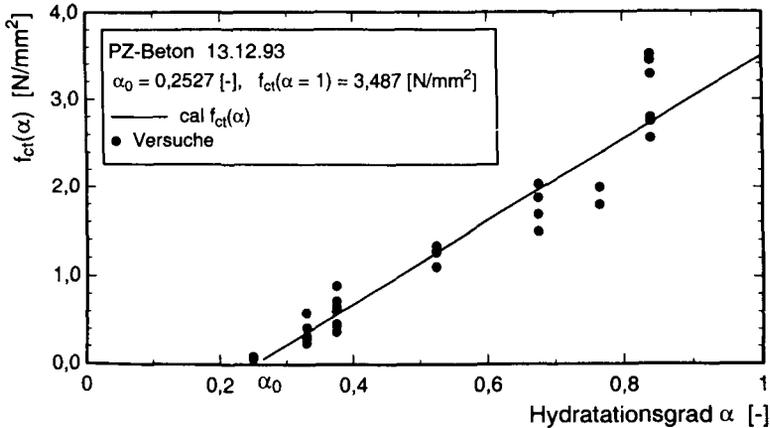


Bild 4.14: Zentrische Zugfestigkeit des PZ-Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuchsergebnisse, Linie: Modell

Bei dem PZ-Beton vom 13.12.93 (Bild 4.14) wurden die zentrische Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit bereits in einem wirksamen Alter von $t_e = 15$ h geprüft. Dieses entsprach einem Hydratationsgrad von $\alpha = 0,286$, der nur geringfügig größer als $\alpha_0 = 0,253$ war.

Die Ergebnisse belegen, daß sich die zentrische Zugfestigkeit für alle untersuchten Betone beginnend bei dem Startwert α_0 linear mit dem Hydratationsgrad entwickelt. Die Gültigkeit und Übertragbarkeit von Gl. (4.5) auf andere Betonrezepturen ist damit bestätigt. Voraussetzung ist, daß die Modellparameter α_0 und f_{ct1} für jeden Beton individuell bestimmt werden.

Es ist nicht auszuschließen, daß bereits bei Hydratationsgraden $\alpha \leq \alpha_0$ Festkörpereigenschaften vorliegen, [139]. Im Rahmen der eigenen Versuche wurde die zentrische Zugfestigkeit deswegen auch bei α -Werten bestimmt, die nur geringfügig größer waren als α_0 (PZ-Beton: $0,17 \leq \alpha_0 \leq 0,23$, $0,25 \leq \alpha_1 \leq 0,30$), vgl. Bild 4.14.

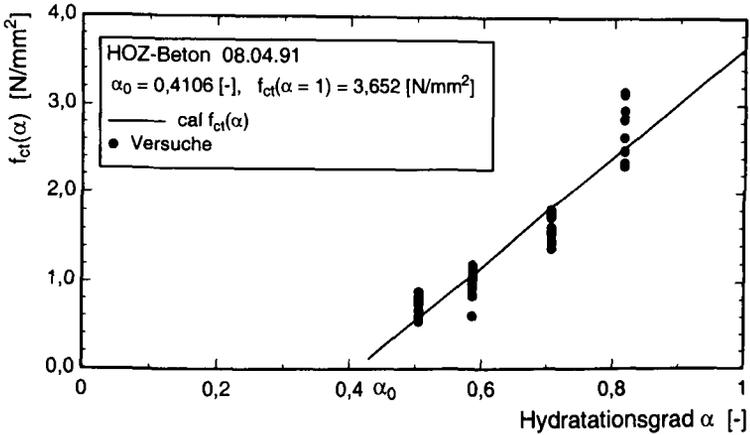


Bild 4.15: Zentrische Zugfestigkeit des HOZ-Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuchsergebnisse, Linie: Modell

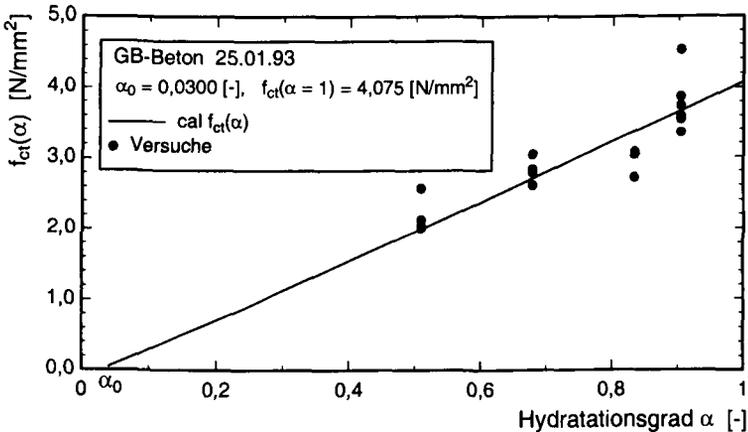


Bild 4.16: Zentrische Zugfestigkeit des GB-Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuchsergebnisse, Linie: Modell

Die ermittelten Zugfestigkeiten lagen im Rahmen der Streuung mit sehr guter Näherung auf der Geraden. Obwohl die Vermutung einer allmählichen Zugfestigkeitsentwicklung auch vor α_0 plausibel erscheint, konnte sie mit den Versuchen an Betonzylindern nicht bestätigt

werden. Dies ist auch darauf zurückzuführen, daß die Probenvorbereitung und -handhabung insbesondere im jungen Betonalter $t < 24$ h zeitaufwendig und fehlerbehaftet ist. Deswegen wurde der Übergang vom flüssigen in den festen Zustand gezielt durch einige Versuche in den horizontalen Rahmen untersucht, s. Kap. 4.5.

4.4.3 Einfluß einer Vorbelastung auf die zentrische Zugfestigkeit

Der Einfluß einer vorangegangenen Zugbeanspruchung auf die zentrische Zugfestigkeit wurde im Hinblick auf die wirksame Bauwerkszugfestigkeit bei Zwangbeanspruchung immer wieder diskutiert. In [140] wurde festgestellt, daß die zentrische Zugfestigkeit bei vorangegangener Zwangbeanspruchung um ca. 15 % kleiner ist als ohne Vorbelastung.

Zur Überprüfung des Einflusses einer Vorbelastung sind in Bild 4.17 zunächst die zentrischen Zugfestigkeiten aller Versuchsserien mit PZ-Beton (gemessen an Betonzylindern) aufgetragen. Auf der Basis aller Meßwerte wurden die Parameter $\alpha_{0,m}$ und $f_{ct,m}$ für Gl. (4.5) bestimmt. Auf den Aspekt der Streuung wird in Kap. 4.6 noch eingegangen.

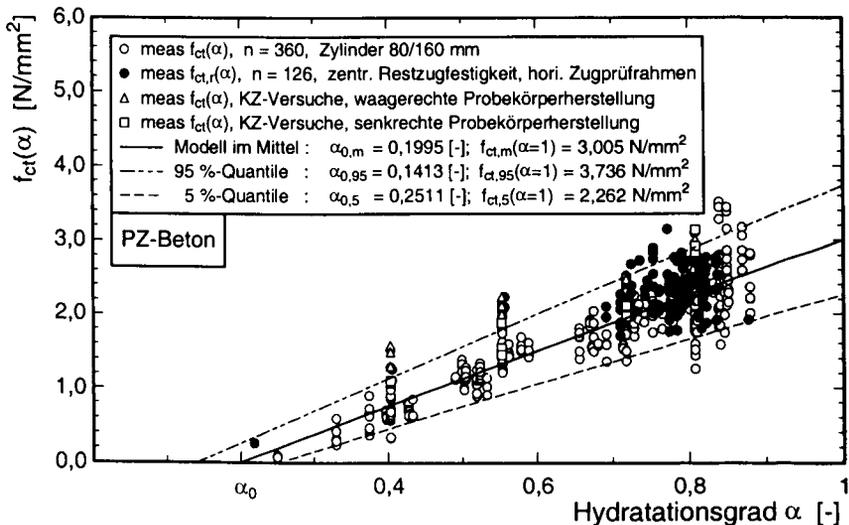


Bild 4.17: Zentrische Zugfestigkeit aller Versuchsserien mit Betonzylindern in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, PZ-Beton

Zusätzlich sind in Bild 4.17 die zentrischen Zugfestigkeiten nach den Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen in den horizontalen Rahmen aufgetragen. Der Hydratationsgrad war bei Bestimmung der Restzugfestigkeit meist schon $\alpha > 0,7$. Die zentrische Restzugfestigkeit $f_{ct,r}(\alpha_1)$ nach den Kriech- und Relaxationsversuchen liegt im Streuband der Zugfestigkeiten der nicht vorbelasteten Betonzyylinder.

In Kap. 5 wird noch gezeigt werden, daß die Betonierrichtung einen Einfluß auf die zentrische Zugfestigkeit hat. Verliefen Betonier- und Beanspruchungsrichtung bei dem untersuchten Beton parallel, war die zentrische Zugfestigkeit um ca. 15 % kleiner als im orthogonalen Fall.

Weil die Zugfestigkeit der Betonzyindern (paralleler Fall) und diejenigen gemessen in den horizontalen Rahmen (orthogonaler Fall) - wie in Bild 4.17 gezeigt - etwa gleich groß waren, bedeutet dies, daß die zentrische Zugfestigkeit durch eine vorangegangene Zugbeanspruchung um etwa 15% kleiner wird. Weil die Verringerung jedoch im Rahmen der Streuung liegt, muß sie bei einer probabilistischen Betrachtung der zentrischen Zugfestigkeit nicht in vollem Umfang berücksichtigt werden.

4.4.4 Entwicklung der Druckfestigkeit

Die hydrationsgradabhängige Entwicklung der Druckfestigkeit ist in Bild 4.18 bis Bild 4.20 für die gleichen Versuchsserien dargestellt, für die zuvor die zentrische Zugfestigkeit gezeigt worden ist. Die Versuche bestätigen die bereits bekannte Erfahrung [96], [139], [140], [177], daß sich die Druckfestigkeit langsamer als die Zugfestigkeit entwickelt. In Bild 4.20 ist deutlich zu erkennen, daß der GB-Beton eine größere Enddruckfestigkeit als der PZ- und HOZ-Beton aufweist.

Anhand der Meßwerte wurde das Modell zur Beschreibung der hydrationsgradabhängigen Druckfestigkeitsentwicklung, Gl. (4.6), individuell für jede Prüferserie durch Regression kalibriert. Bei der Regressionsrechnung wurde der Parameter α_0 von dem Modell der entsprechenden zentrischen Zugfestigkeitsserie übernommen. Die Regressionsparameter sind in Anlage A-3.1 angegeben. Die individuell kalibrierten Modelle bilden die Meßwerte im Mittel gut ab. Auf die Streuung von Meßwerten und die Modellunschärfen wird noch in Kap. 4.6 eingegangen.

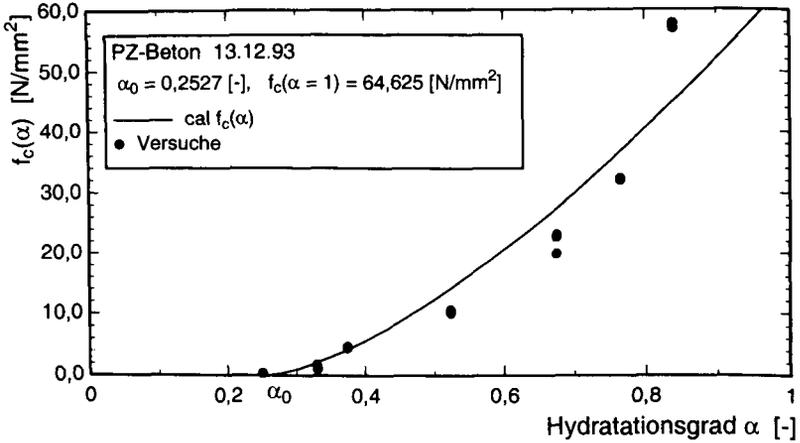


Bild 4.18: Entwicklung der Druckfestigkeit des PZ-Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

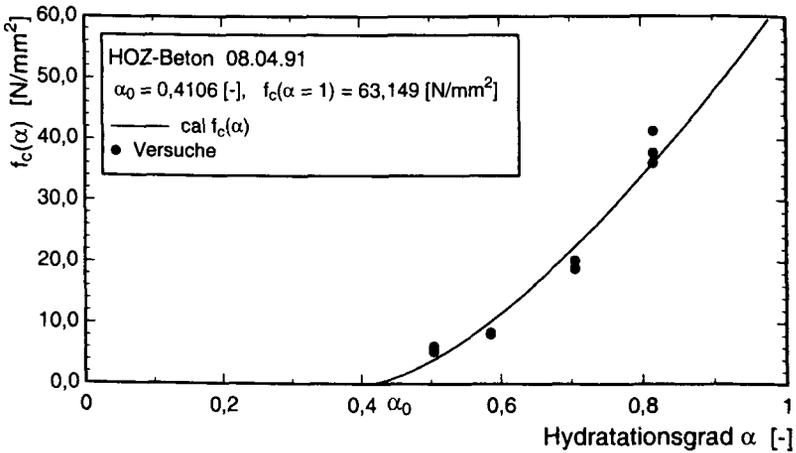


Bild 4.19: Entwicklung der Druckfestigkeit des HOZ-Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

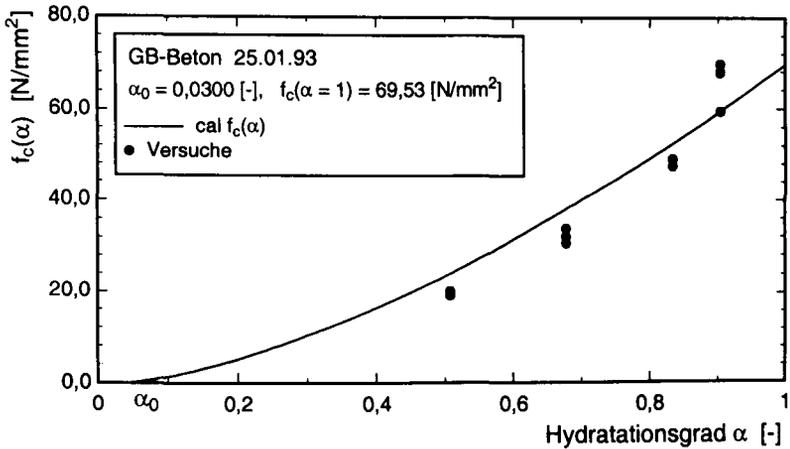


Bild 4.20: Entwicklung der Druckfestigkeit des GB-Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

4.4.5 Einfluß der Lagerungstemperatur auf Zug- und Druckfestigkeit

In Bild 4.21 und Bild 4.22 sind exemplarisch die Entwicklungen von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei unterschiedlicher Lagerungstemperatur aufgetragen (weitere Ergebnisse: s. Anlage A-3.2). Die dunklen Punkte stellen die Ergebnisse bei isothermer Lagerung $T = 20\text{ °C}$ dar. Die offenen Punkte markieren die Ergebnisse bei einer Lagerung von $T = 40\text{ °C}$. Diese Temperatur wurde 4 h nach dem Mischen mit einer Aufheizrate von $dT/dt = 1,0\text{ K/h}$ angefahren, vgl. Kap. 3.

Es ist zu erkennen, daß die hydrationsgradabhängige Festigkeitsentwicklung sowohl für eine Lagerung bei $T = 20\text{ °C}$ als auch bei Lagerungstemperaturen ($T > 20\text{ °C}$) unter Berücksichtigung des wirksamen Alters im Mittel gut beschrieben wird. Ansatzweise ist zu erkennen, daß die zentrische Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit bei gleichem Hydratationsgrad, aber erhöhter Lagerungstemperatur geringfügig kleiner sind als bei isothermer Lagerung bei $T = 20\text{ °C}$. Bei anderen Versuchen wurden bei erhöhten Temperaturen unter wirklichkeitsnahen Temperaturgeschichten massiger Betonbauteile ebenfalls geringfügige Festigkeitsabnahmen festgestellt, jedoch ebenfalls nicht weiter quantifiziert [139].

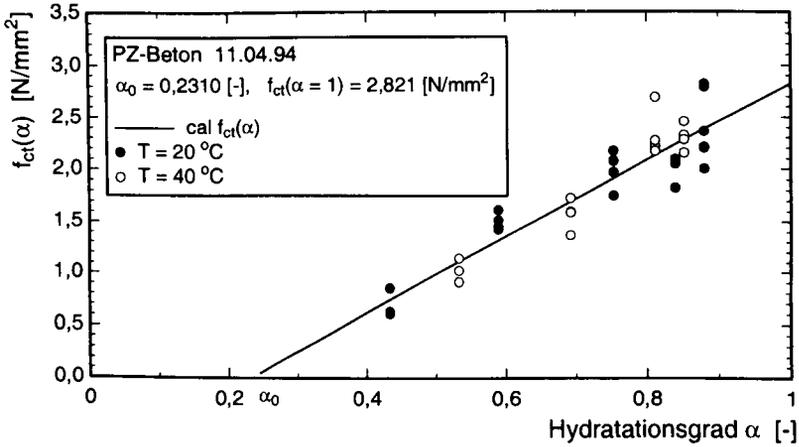


Bild 4.21: Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit des PZ-Betons bei unterschiedlicher Lagerungstemperatur in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

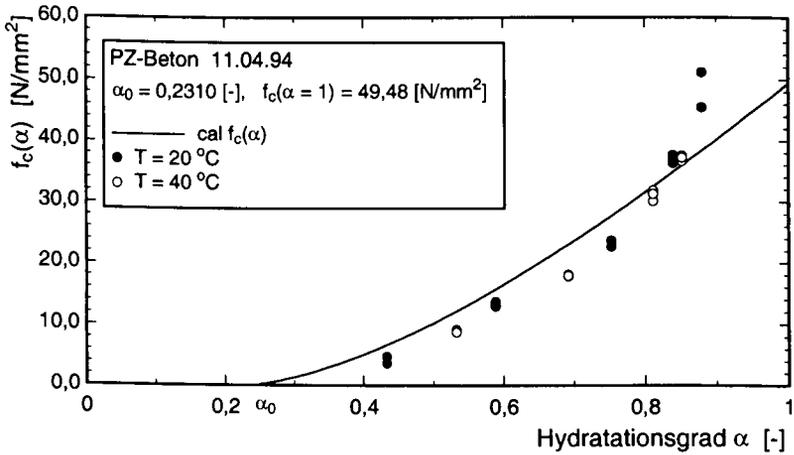


Bild 4.22: Entwicklung der Druckfestigkeit des PZ-Betons bei unterschiedlicher Lagerungstemperatur in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

Es ist bekannt, daß erhöhte Lagerungstemperaturen, insbesondere bei Wärmebehandlung, einen festigkeitsmindernden Einfluß ausüben [33], [176], [177], [115]. Erhöhte Lagerungstemperaturen führen zu einem beschleunigten Hydratationsfortschritt, einer schnellen Bildung von kurzen CSH-Phasen und einer hohen Anfangsfestigkeit. Kurze CSH-Phasen sind jedoch weniger miteinander vernetzt als lange CSH-Phasen, die sich bei langsamer Hydratation ausbilden und die zu einem festeren Zementsteingefüge zusammenwachsen. Als Folge einer Wärmebehandlung sind 28-Tage- und Endfestigkeit i.d.R. kleiner als bei einer Lagerung bei $T = 20\text{ °C}$.

Der Hydratationsfortschritt wird unter adiabatischen Bedingungen massiger Betonbauteile wie bei einer Wärmebehandlung beschleunigt. Die Temperaturschichten unterscheiden sich bei Wärmebehandlung und in massigen Betonbauwerken jedoch bezüglich Vorlagerungsdauer, Aufheiz- und Abkühlrate, Maximaltemperatur und Nachbehandlung [48].

In der Vergangenheit wurde gezeigt, daß zentrische Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit im hohen Alter insbesondere bei intensiver Wärmebehandlung (geringe isotherme Vorlagerungsdauer $t < 1\text{ h}$, hohe Aufheizrate $\Delta T > 20\text{ K/h}$, $\max T = 80\text{ °C}$) abnehmen ($f_{c,Wärme} / f_{c, Norm} \approx 80\%$), [115], [176]. Die Festigkeitsabnahme infolge intensiver Wärmebehandlung wurde auf die Bildung leicht löslicher Sulfatprodukte zurückgeführt, die bei späterem Feuchtigkeitszutritt durch eine sekundäre Ettringitbildung zum Treiben führt und so die Zementsteinstruktur schädigt [115], [161]. Bei einer milden Wärmebehandlung (Vorlagerungsdauer $t = 3 - 4\text{ h}$, Aufheizrate $\Delta T \leq 20\text{ K/h}$, $\max T = 65\text{ °C}$) und guter Nachbehandlung waren die Festigkeitsverluste geringer als bei intensiver Wärmebehandlung. Bei einer milden Wärmebehandlung betrug die zentrische Zugfestigkeit 75 - 80 % der Zugfestigkeit bei Normlagerung [176]. Gleichzeitig nahm die Zähigkeit ab. Dieses äußerte sich in einer geringeren Völligkeit $\alpha = \int \sigma \cdot d\epsilon / (f_{ct} \cdot \epsilon_{cu})$ der Spannung-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit.

Der Vergleich dieser Ergebnisse mit jenen unter wirklichkeitsnahen Temperaturschichten massiger Betonbauteile deutet darauf hin, daß der Festigkeitsverlust bei Temperaturen bis $T = 40\text{ °C}$ in massigen Betonbauwerken nicht signifikant ist. Die temperaturabhängige Erhärtungsbeschleunigung - gekennzeichnet durch Vorlagerungsdauer, Aufheizrate und Maximaltemperatur - ist in massigen Betonbauteilen auch unter adiabatischen Verhältnissen deutlich kleiner als bei einer Wärmebehandlung. Die Reaktion zwischen dem Tricalciumaluminat und den Sulfatprodukten wird deswegen unter adiabatischen Bedingungen ausgeglichener sein als bei einer Wärmebehandlung. Dadurch entstehen eher stabile Sulfat-

produkte. Die Bildung instabiler Sulfatprodukte, die bei sekundärer Ettringitbildung zum Treiben führen können, wird kleiner sein als bei einer Wärmebehandlung.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse sprechen dafür, die Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit unabhängig von der Lagerungstemperatur im Bereich von $20\text{ °C} \leq T \leq 40\text{ °C}$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad zu formulieren, Gl. (4.5) und (4.6). Ein möglicher festigkeitsmindernder Einfluß bei Lagerungstemperaturen $T > 40\text{ °C}$ kann nur durch weitere Versuche quantifiziert werden. Im Kern von massigen Betonbauteilen können zwar derart hohe Temperaturen auftreten. In den Randbereichen sind die Temperaturen durch den Wärmeabfluß in der Regel geringer, so daß die Modellierung der zentrischen Zugfestigkeit mit Gl. (4.5) gerechtfertigt erscheint.

4.4.6 Einfluß von Zementgehalt und Verzögerer auf Zug- und Druckfestigkeit

In vier Versuchsserien wurde ausgehend vom Standard-PZ-Beton der Einfluß von Zementgehalt und Verzögerer (VZ) auf die adiabatische Temperaturentwicklung und die Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit untersucht, vgl. Bild 4.4, Bild 4.8 und Bild 4.9. In Bild 4.23 bis Bild 4.26 sind die Entwicklungen der Festigkeiten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad aufgetragen. Der Hydratationsgrad zum Prüfzeitpunkt wurde anhand der gemessenen adiabatischen Temperaturerhöhung, der Temperaturgeschichte während der Probenlagerung und unter Berücksichtigung des wirksamen Alters mit dem beton-spezifisch kalibrierten JONASSON-Ansatz bestimmt.

Der Wert α_0 nimmt bei Erhöhung des Zementgehaltes und konstantem W/Z-Wert ab, die rechnerischen Endfestigkeiten f_{ct1} und f_{c1} nehmen zu. Festigkeitszunahmen bei Erhöhung von Zementgüte und -gehalt sind als Grundlagen bekannt. Eine Verringerung von α_0 mit zunehmendem Zementgehalt bedeutet, daß dadurch schon bei kleineren Hydratationsgraden größere Festigkeiten erreicht werden.

Durch die Zugabe von Verzögerer (VZ) wurde α_0 ebenfalls kleiner, während die Druckfestigkeit nach 28 Tagen bei VZ-Zugabe nur geringfügig kleiner als ohne VZ ausfiel. Die zentrische Zugfestigkeit blieb unverändert. Die Parameter f_{ct1} und f_{c1} waren im Rahmen der Streuung nahezu unabhängig vom VZ-Gehalt. Der Verzögerer wirkte sich also nicht signifikant auf die Endfestigkeit aus.

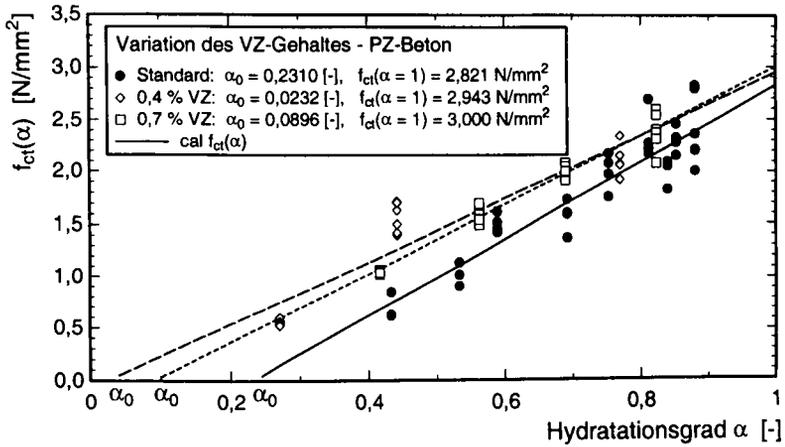


Bild 4.23 Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit des PZ-Betons mit unterschiedlichen VZ-Gehalten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuche, Linie: Modell

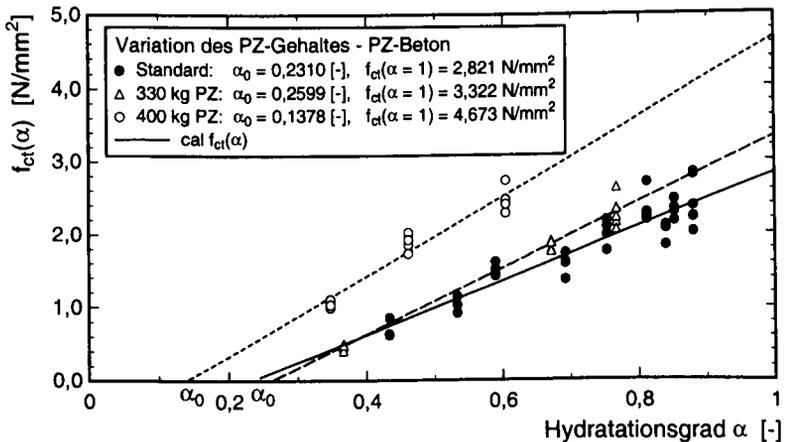


Bild 4.24 Entwicklung der zentralen Zugfestigkeit des PZ-Betons mit unterschiedlichen Zementgehalten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuche, Linie: Modell

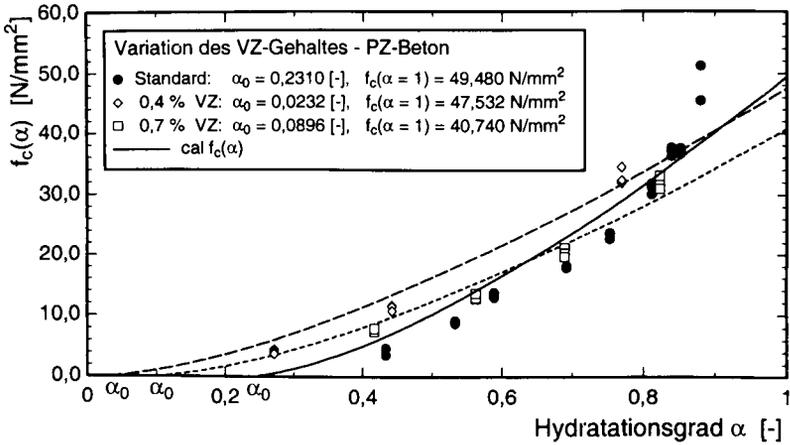


Bild 4.25 Entwicklung der Druckfestigkeit des PZ-Betons mit unterschiedlichen VZ-Gehalten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuche, Linie: Modell

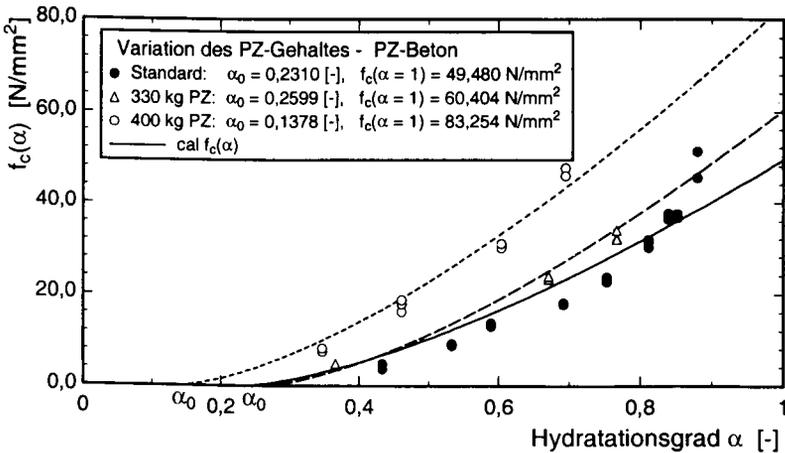


Bild 4.26: Entwicklung der Druckfestigkeit des PZ-Betons mit unterschiedlichen Zementgehalten in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad; Punkte: Versuche, Linie: Modell

Der Einfluß des Verzögerers auf α_0 ist überraschend und bedarf weiterer Überlegung: Die zentrische Zugfestigkeit ist besonders im jungen Betonalter bei VZ-Zugabe aber etwa gleichem Hydratationsgrad größer als ohne VZ-Zugabe. Der gleiche Hydratationsgrad α bei gleicher Betonrezeptur aber unterschiedlichem VZ-Gehalt bedeutet aufgrund der verwendeten Definition von α , daß weniger Hydratationswärme freigesetzt worden ist. Somit hat eine Festigkeitsentwicklung offenbar ohne nennenswerte Wärmefreisetzung stattgefunden. Eine genauere Klärung der Ursachen ist mit den bisherigen Ergebnissen nicht möglich. Die Ergebnisse unterstreichen jedoch die Erfahrung, daß die Regressionsparameter α_0 , f_{ct1} und f_{c1} entscheidend von der Betonrezeptur abhängen.

4.4.7 Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

Der Zugelastizitätsmodul wurde an den Körpern in den horizontalen Versuchsrahmen in Kurzzeitzugversuchen und während der Be- und Entlastung bei Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen bestimmt. Bei den Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuchen wurde der Elastizitätsmodul auch während der Änderung der Spannung- bzw. Dehnungsstufen bestimmt. Bei diesen Versuchen war die hydrationsgradabhängige Zunahme des Elastizitätsmoduls deutlich zu erkennen.

Der Zugelastizitätsmodul wurde im Rahmen der Auswertung als Sekantenmodul zwischen $0,05 \cdot f_{ct}$ und $0,50 \cdot f_{ct}$ bestimmt. Bei dieser Vorgehensweise wird unterstellt, daß unterhalb von $0,50 \cdot f_{ct}$ keine inelastische Reißverformung infolge Mikrorißbildung auftritt. Der Hydratationsgrad wurde unter Berücksichtigung von Lagerungstemperatur und wirksamem Alter nach dem JONASSON-Ansatz, Gl. (4.4) bestimmt.

In Bild 4.27 ist die hydrationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls des PZ-Betons dargestellt. Die Streuung des Elastizitätsmodul bei Hydratationsgraden $\alpha < 0,6$ um ganz bestimmte Werte α ist darauf zurückzuführen, daß das Erstbelastungsalter bei einem Großteil der Kriech- und Relaxationsversuche übereinstimmend mit $t = 1$ d und 2 d gewählt wurde. Dementsprechend stimmen die Hydratationsgrade überein, z.B. $\alpha_1 = 0,405$. Die mehr diffuse Anhäufung von Meßpunkten bei $\alpha > 0,6$ resultiert daraus, daß die zentrische Zugfestigkeit und der Zugelastizitätsmodul im Anschluß an die Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche zu unterschiedlichen Zeitpunkten $7 \text{ d} \leq t \leq 30 \text{ d}$ bestimmt wurden. Deswegen unterscheiden sich auch die Hydratationsgrade mehr.

Alle gemessenen Zugelastizitätsmoduli des PZ-Betons bildeten die Grundgesamtheit für die Modellbildung mit Gl. (4.7). Als Wert α_0 wurde der Wert $\alpha_{0,m}$ verwendet, der sich aus der Regression mit der Grundgesamtheit aller zentrischen Zugfestigkeiten des PZ-Betons, geprüft an Zylindern (80/160 mm), ergab. Bild 4.27 belegt, daß das Modell die hydrationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls im Mittel gut beschreibt. Dieses trifft auch für sehr kleine Hydratationsgrade $\alpha \rightarrow \alpha_0$ zu. Neben dem deterministischen Modell als Mittellinie sind in Bild 4.27 die 5 % und 95 %-Quantilen angegeben. Die hydrationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls beim HOZ- und GB-Beton sind zusammen mit den zugehörigen Modellierungen in Anlage A-3.6 dargestellt.

Die Versuche bestätigen zum einen, daß sich der Zugelastizitätsmodul im Vergleich zur Zugfestigkeit mit steigendem Hydratationsgrad überproportional schnell entwickelt [96], [61], [174] [139]. Zum anderen wird die Gültigkeit und Übertragbarkeit von Gl. (4.7) auf andere Betone bestätigt. Die Modellparameter müssen jedoch für jeden Beton individuell kalibriert werden.

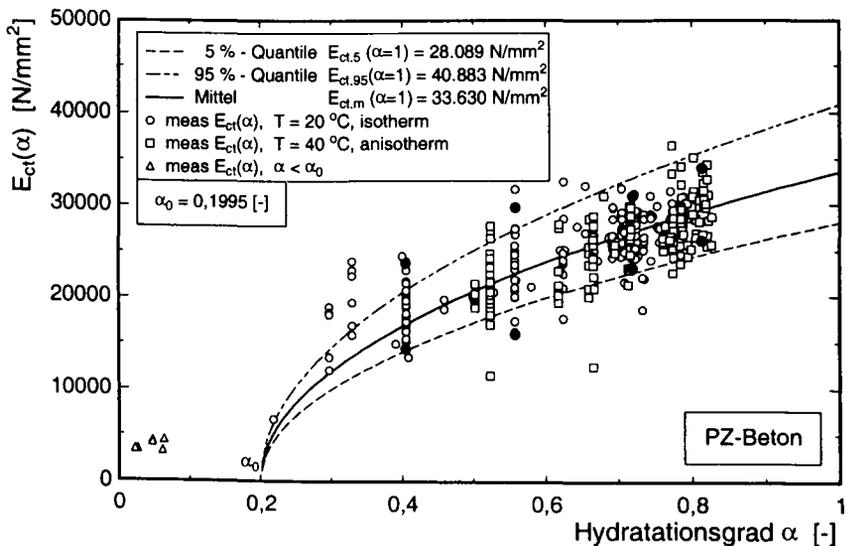


Bild 4.27: Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, PZ-Beton

Auch wenn gezeigt wurde, daß sich die hydrationsgradabhängige Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls mit Gl. (4.7) abbilden läßt, soll hierzu noch einiges kritisch angemerkt werden:

Die Gültigkeit des Modells wurde für einen praktisch relevanten Bereich von α gezeigt. Gl. (4.7) wird den Beobachtungen gerecht, daß sich der Zugelastizitätsmodul für $\alpha > \alpha_0$ besonders schnell entwickelt. Fraglich ist jedoch, wie sich der Zugelastizitätsmodul beim Übergang vom flüssigen in den festen Zustand, also um α_0 herum entwickelt. Die Gradienten von Gl. (4.7) ist bei $\alpha = \alpha_0$

$$\frac{dE_{ct}(\alpha=\alpha_0)}{d\alpha} = \frac{E_{ct}(\alpha=1)}{2} \cdot \left(\frac{1}{1-\alpha_0} \right)^{0,5} \neq 0. \quad (4.8)$$

Der Übergang vom flüssigen in den festen Zustand wird mit Gl. (4.8) nicht als ein kontinuierlicher Übergang modelliert, sondern der Zugelastizitätsmodul ist für $\alpha = \alpha_0$ unstetig. Dieses widerspricht der anschaulichen Vorstellung vom Übergang in den festen Zustand. Die bisherigen Versuchsergebnisse lassen diese Modellschwäche nicht offenkundig werden, weil ausreichende Versuchsergebnisse bei $\alpha \rightarrow \alpha_0$ fehlen.

Erste Ergebnisse zur Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls sind in Bild 4.27 für die in Kap. 4.5 näher beschriebenen zentrischen Zugversuche bei $\alpha_1 < \alpha_0$ durch Dreiecke dargestellt. Die Ergebnisse bestätigen die Vermutung über den allmählichen Anstieg des Zugelastizitätsmoduls für $\alpha < \alpha_0$.

Verlässlichere Hinweise auf die frühe Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls und den Übergang von der flüssigen in die feste Phase geben wahrscheinlich zerstörungsfreie Prüfverfahren, wie die Prüfung des dynamischen Elastizitätsmodul mit Infraschall (0 - 25 Hz), NAGY [113], vgl. Bild 2.18, oder mit Ultraschall [76], [118]. Diese Prüfverfahren sind zur Untersuchung des Übergangs vom flüssigen in den festen Zustand besser geeignet, weil sie für diesen sensiblen Festigkeitsbereich ebenso sensible Meßverfahren bereitstellen.

4.4.8 Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls

Der Druckelastizitätsmodul E_c wurde im Rahmen dieser Arbeit experimentell nicht untersucht, weil das Zugtragverhalten zur Beurteilung der Rißbildung infolge Temperaturspannungen während der Hydratation im Vordergrund steht. In Kap. 2.3.3.4 wurden gebräuchliche Modelle zur Beschreibung des Elastizitätsmoduls vorgestellt. Diese befassen sich meist mit

dem Druckelastizitätsmodul. Nur die Modelle von LAUBE [96] und ROSTÁSY et al [139] beschreiben den Zugelastizitätsmodul.

Hier wurde gezeigt, daß das Modell, Gl. (4.7), zur Beschreibung des Zugelastizitätsmoduls - dargestellt als Sekantenmodul zwischen $0,05 \cdot f_{ct}$ und $0,50 \cdot f_{ct}$ - in Abhängigkeit des Hydratationsgrads gut geeignet ist. Obwohl Versuchsergebnisse fehlen, kann für die Temperaturspannungsberechnung davon ausgegangen werden, daß der Sekantenmodul unter Zugbeanspruchung gleich dem unter Druck ist. Demnach kann angenommen werden, daß $E_c = E_{ct}$ gilt.

4.5 Mechanische Eigenschaften beim Übergang vom flüssigen in den festen Zustand

In den voranstehenden Kapiteln wurde darauf eingegangen, daß der Wert α_0 in den Modellen zur Beschreibung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften den Übergang von der festen in die flüssige Phase kennzeichnet. Außerdem wurde über zentrische Zugversuche berichtet, die bei Hydratationsgraden α_1 ausgeführt wurden, die nur wenig größer waren als α_0 . Diese Versuche bestätigten die Gültigkeit der Modelle.

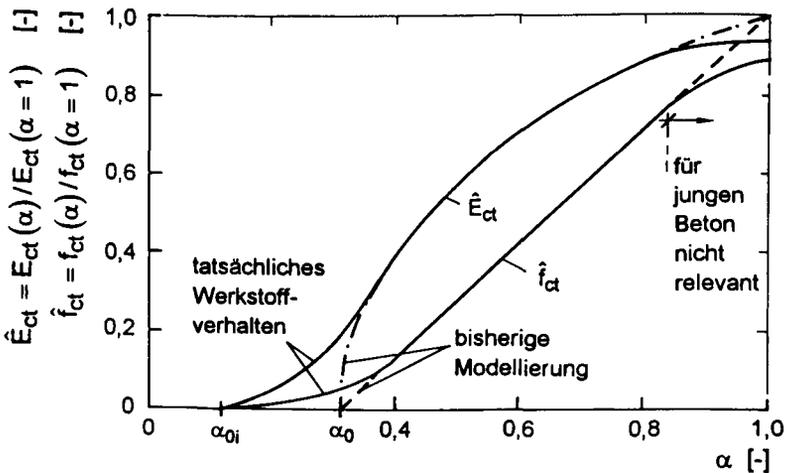


Bild 4.28 Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls - Modellierung und Wirklichkeit

Gleichfalls wurde in Kap. 4.4.2 und 4.4.7 bereits erwähnt, daß der in den Modellen mit α_0 implizierte abrupte Übergang von der flüssigen in die feste Phase wahrscheinlich nicht der tatsächlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften entspricht, Bild 4.28. Deswegen wurden in den horizontalen Rahmen einige Zugversuche bei Hydratationsgraden $\alpha_1 < \alpha_0$ ausgeführt.

Vor Beginn der Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche wurde bei den Betonproben in den horizontalen Rahmen die Verformung in dem Zeitraum zwischen dem Einbau des Betons und dem Belastungsbeginn nach frühestens $t_1 = 16$ h mit den einbetonierten Glas-Dehnelementen gemessen. Die Ergebnisse wiesen stets darauf hin, daß in der frühen Erhärtungsphase zunächst eine Verkürzung und anschließend eine Verlängerung auftritt, Bild 4.29. Dieses bestätigt die Ergebnisse von [118] und [149]. SCHÖPPEL [149] bezeichnet dieses als frühes chemisches Schwinden bzw. chemisches Schwellen.

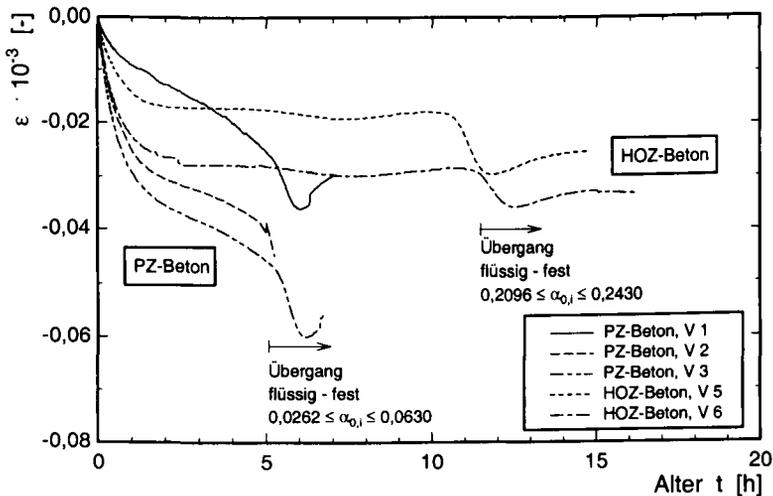


Bild 4.29: Lastunabhängige Verformung in Abhängigkeit der Zeit, ($t = 0 \hat{=} 30$ min. nach Wasserzugabe, Lagerung $T = 20$ °C, isotherm)

Bild 4.29 zeigt diese lastunabhängigen Verformungen in der frühen Erhärtungsphase für den hier untersuchten PZ- und HOZ-Beton. Der Startwert $t = 0$ h ist der Beginn der Verformungsmessung. Er liegt etwa 30 Minuten nach Wasserzugabe. Dieses war der Zeitraum für Betoneinbau und Meßvorbereitung. Der Übergang von Schwinden zum Quellen erfolgte bei dem PZ-Beton nach $t = 6$ h, bei dem HOZ-Beton nach etwa $t = 12$ h ($T = 20$ °C, isotherm).

Die in Bild 4.29 gezeigte Verkürzung in den ersten 1 - 2 h ist wahrscheinlich keine reine Schwindverformung, sondern resultiert möglicherweise auch aus der Ankopplung des Glas-Dehnelementes an den frischen Beton. Insofern sind die in Bild 4.29 dargestellten frühen Schwind- und Quellverformungen eher qualitativ zu betrachten und nur durch weitere Forschungsarbeit genauer zu quantifizieren.

Die Erfahrungen aus den frühen Verformungsmessungen und der gleichzeitigen Inaugenscheinahme des jungen Betons ließ vermuten, daß eine nennenswerte Festigkeitsentwicklung bereits am Übergang von der Schwind- zur Quellphase einsetzt. Deswegen wurden zentrische Zugversuche zu unterschiedlichen Zeitpunkten in der Schwind- und Quellphase ausgeführt ($\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ } \text{‰}/\text{h}$). Der Beginn der zentrischen Zugversuche fällt mit dem Ende der Kurven in Bild 4.29 zusammen.

Die Ergebnisse sind in Tab. 4.1 zusammengefaßt. Für die zentrische Zugfestigkeit sind die Ergebnisse in Bild 4.30, für den Zugelastizitätsmodul in Bild 4.27, für die Zugbruchdehnung in Bild 5.13 jeweils durch Dreiecke angegeben.

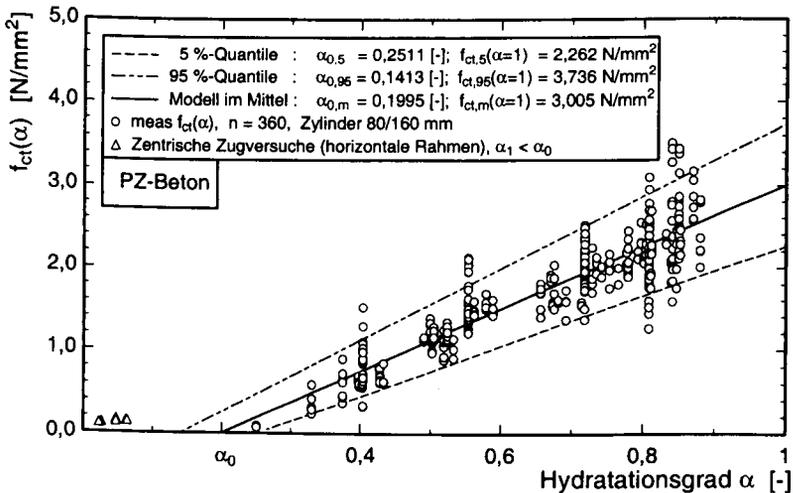


Bild 4.30: Zentrische Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Hydratationsgrads

Die Ergebnisse belegen, daß Festkörpereigenschaften bereits vor dem Erreichen von α_0 vorliegen. Der Übergang von der flüssigen in die feste Phase, das Ende der "dormant phase", erfolgt somit deutlich früher als es die Modelle mit α_0 unterstellen. Das Ende der "dormant phase" fällt etwa mit dem Beginn der frühen chemischen Schwindverformung

zusammen, vgl. Bild 4.29. Der tatsächliche Übergang von der flüssigen in die feste Phase wäre dann mit $\alpha_{0,i}$ (i, initial) zu bezeichnen, vgl. Bild 4.28. Dieser Wert kann nur durch weitere Forschungsarbeit genauer quantifiziert werden.

Tab. 4.1: Ergebnisse der zentrischen Zugversuche am Übergang von der flüssigen in die feste Phase

	PZ-Beton	HOZ-Beton
$\alpha_1 (\approx \alpha_{0,i})$ [-]	0,022 - 0,063	0,21 - 0,25
$f_{ct}(\alpha_1)$ [N/mm ²]	0,11 - 0,14	0,20 - 0,25
$E_{ct}(\alpha_1)$ [N/mm ²]	3.300 - 4.400	5.050 - 10.000
$\epsilon_{cu}(\alpha_1)$ [‰]	0,017 - 0,031	0,047 - 0,060

Ungeachtet dessen kann die hydrationsgradabhängige Entwicklung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften vorläufig mit den vorgestellten Modellen ab α_0 zuverlässig beschrieben werden, weil sich die mechanischen Eigenschaften zwischen $\alpha_{0,i}$ und α_0 nur sehr langsam entwickeln.

4.6 Streuung der Werkstoffeigenschaften jungen Betons und Modellunsicherheiten deterministischer Werkstoffmodelle jungen Betons

4.6.1 Vorbemerkungen

Der Autor ist davon überzeugt, daß in Zukunft die zuverlässigkeitsorientierte Betrachtung der Rißbildung infolge der Zwangsspannungen im jungen Betonbauteil die bisherige deterministische ablösen wird. Dies erfordert die Entwicklung probabilistischer Werkstoffmodelle in der Form

$$\text{prob } F = \gamma_{\text{mod}} \cdot G(X_1, X_2, \dots, X_i) , \quad (4.9)$$

in der γ_{mod} die Modellunsicherheiten und X_i die streuenden Basisvariablen der Stoffeigenschaften beschreiben. Als erster Schritt in diese Richtung werden die deterministischen Stoffmodelle des Hydrationsgrads, der Zug- und Druckfestigkeit unter Einbeziehung der Versuchsstreuungen statistisch analysiert.

Die in den vorangegangenen Abschnitten abgeleiteten Stoffmodelle des thermo-mechanischen Verhaltens jungen Betons sind deterministischer Natur, d.h. sie beschreiben

das mittlere Werkstoffverhalten. Bei vielen theoretischen Arbeiten über Zwangsspannungen und Reißentstehung werden die Streuungen der Stoffeigenschaften etc. berücksichtigt, als daß man beim Widerstand, z.B. f_{ct} , von einem unteren Fraktilwert ausgeht und die Einwirkung, z.B. σ , mit einem globalen Faktor überhöht. Zuverlässigkeitsorientierte Untersuchungen, in denen die simultane Auswirkung der Streuung sämtlicher Parameter (Basisvariable) in den Stoffmodellen sowie in den Temperatur-/Spannungsalgorithmen erfaßt werden, existieren erst vereinzelt [107], [170], [171].

Im Rahmen dieser Arbeit können solche probabilistischen Stoffmodelle nicht abgeleitet werden. Trotzdem soll hierfür ein Beitrag geleistet werden, der als Vorstufe unerläßlich ist. In diesem Beitrag werden folgende Fragen behandelt:

- Welche Modellunschärfen - ausgedrückt durch γ_{mod} - weisen die deterministischen Werkstoffmodelle gemessen an den streuenden Meßwerten auf?
- In welchem Maß streuen die Meßwerte um das jeweilige deterministische Stoffmodell? Mit welchen statistischen Dichtefunktionen ist es zweckmäßiger- und berechtigterweise zu beschreiben?

Die Beantwortung dieser Fragen führt geradewegs zu den Streuungen. Die Streuung von Meßwerten besitzt viele Ursachen. Das individuelle Prüfergebnis ist stets mit der Prüfstreuung behaftet. Die Ergebnisse voneinander unabhängiger Versuchsserien werden sich erwartungsgemäß auch in einer unterschiedlichen Herstellstreuung (der Versuchskörper) unterscheiden. Prüf- und Herstellstreuung werden hier gemeinsam erfaßt, weil sie im Versuchsergebnis untrennbar vorliegen.

4.6.2 Hydratationsgradiententwicklung unter statistischen Aspekten

4.6.2.1 Vorbemerkungen

Der Hydratationsgrad ist die zentrale Größe zur Beschreibung der Werkstoffeigenschaften jungen Betons während der Erhärtung. Die aus den adiabatischen Kalorimeterversuchen bestimmten Hydratationsgrade sind jedoch auch bei identischer Betonrezeptur einer Streuung unterworfen.

4.6.2.2 Streuung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung

Die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ kann anhand von Zementzusammensetzung und Betonrezeptur berechnet werden, vgl. Kap. 2. Eingangsparameter sind die chemisch-mineralogische Zementzusammensetzung, die daraus nach BOGUE berechnete Klinkerzusammensetzung, die Wärmemengen der Klinkerphasen sowie die spezifischen Wärmekapazitäten c und Rohdichten ρ von Ausgangsstoffen und Beton.

Bei Betrachtung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ unter statistischem Aspekt können Mischungsstreuungen bei identischer Betonrezeptur vereinfacht außer acht gelassen werden. Die Werte c_c und ρ_c können vereinfacht ebenfalls als nicht streuende Größen angenommen werden. Für die Wärmemengen der Klinkerphasen stehen nur konstante Werte aus der Literatur zur Verfügung, vgl. Tab. 2.2. Sie können auch als nicht streuend angenommen werden. Als streuende Größen bleiben die chemisch-mineralogische Zementzusammensetzung und die daraus nach BOGUE berechneten Klinkerphasen übrig.

Bei den adiabatischen Kalorimeterversuchen lag für jede verwendete Zementcharge deren chemische Analyse vor. Mit diesen Analysen wurde die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad, j}$ für jeden Kalorimeterversuch bestimmt. Gelingt die Zuordnung von Zementcharge und deren Klinkerbestandteilen nicht, kann $\max \Delta T_{ad}$ nur auf statistischer Ebene bestimmt werden. Voraussetzung ist, daß ausreichendes Datenmaterial von chemischen Zementanalysen eines Zementes zur Verfügung steht. Zur Vermeidung von Versuchs- und Laborstreuungen sollten nur Daten des gleichen Analyseverfahrens (naß-chemisch oder RFA) und Labors in einer gemeinsamen Stichprobe zusammengefaßt werden.

Für die statistische Betrachtung von $\max \Delta T_{ad}$ boten sich die Zementanalysen (RFA) des Werkes an, Anlage A-1.1. Daraus wurden die Klinkerbestandteile nach BOGUE sowie die maximale adiabatische Temperaturerhöhung $\max \Delta T_{ad}$ für den PZ-Beton nach Gl. (2.13) berechnet. Bild 4.31 zeigt die Häufigkeitsverteilung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung für den PZ-Beton auf der Basis von 21 Monatsmittelwerten der Zementanalyse.

Die Überprüfung der Häufigkeitsverteilung mit dem χ^2 -Test ergab, daß es sich dabei bei einem Signifikanzniveau von $p = 0,05$ (Irrtumswahrscheinlichkeit) um eine Normalverteilung handelt.

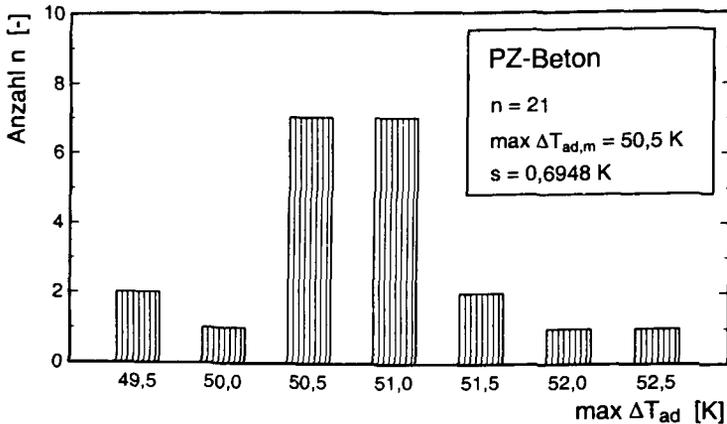


Bild 4.31: Häufigkeitsverteilung der maximalen adiabatischen Temperaturerhöhung für den PZ-Beton basierend auf 21 Monatsmittelwerten von RFA des Zementwerkes

4.6.2.3 Streuung des Hydratationsgrads bei Versuchswerten und berechneten Werten

In Kap. 4.3.1 wurde gezeigt, daß der Hydratationsgrad mit dem modifizierten JONASSON-Ansatz modelliert werden kann. Der Korrelationskoeffizient R^2 betrug für die Modellierung von $\alpha(t_e)$ mit Gl. (4.4) bei dem PZ-Beton $0,76 \leq R^2 \leq 0,99$ (HOZ-Beton: $0,72 \leq R^2 \leq 0,93$, GB-Beton $0,80 \leq R^2 \leq 0,85$, Modifikationen: $0,71 \leq R^2 \leq 0,85$). Die Modellierung mit Gl. (4.4) erscheint gerechtfertigt. Nun soll die Streuung des Hydratationsgrads bei Meß- und Modellwerten anhand des PZ-Betons näher untersucht werden.

Für einen adiabatischen Kalorimeterversuch j läßt sich definitionsgemäß zu jedem Zeitpunkt t_e ein Hydratationsgrad

$$\text{meas } \alpha_j(t_e) = \frac{\text{meas } \Delta T_{ad,j}(t_e)}{\max \Delta T_{ad,j}} \quad (4.10)$$

bestimmen, vgl. Kap. 4.3. Dieser wird wie ein "gemessener" Hydratationsgrad $\text{meas } \alpha_j$ behandelt. Die "gemessenen" Hydratationsgrade des PZ-Betons sind in Bild 4.32 als Punkte über dem wirksamen Alter aufgetragen. Für diese "gemessenen" Hydratationsgrade kann

man mit Gl. (4.4) die Parameter $t_{k,m}$ und $c_{1,m}$ zur Beschreibung der Meßwerte im Mittel bestimmen.

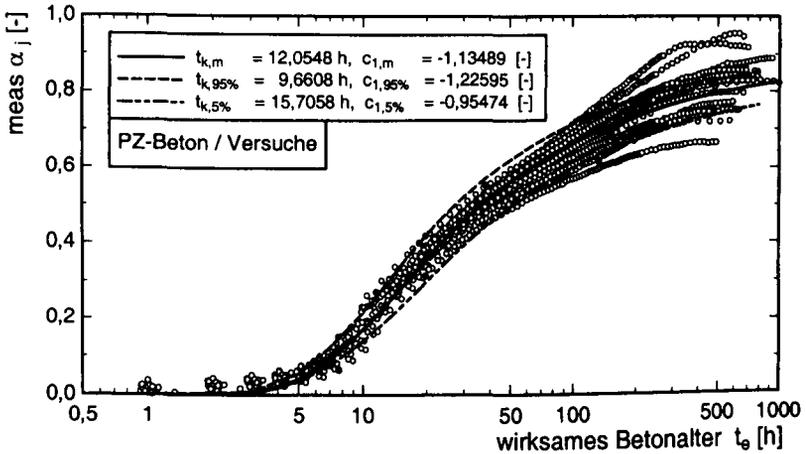


Bild 4.32: "Gemessene" Hydratationsgrade (Punkte) über dem wirksamen Alter für die adiabatischen Kalorimeterversuche mit PZ-Beton

Bei allen Versuchen (Zug-, Druck-, Kerbzug-, Kriech- und Relaxationsversuchen), bei denen begleitend kein adiabatischer Versuch ausgeführt wurde, wurde ein rechnerischer Hydratationsgrad $cal \alpha_m$ mit den Parametern $t_{k,m}$ und $c_{1,m}$ bestimmt.

Für die gleichen Versuche j wurde jeweils die gemessene adiabatische Temperaturerhöhung mit Gl. (4.2) modelliert. Mit den sich daraus ergebenden Regressionsparametern $c_{1,j}$ und $t_{k,j}$ (s. Anlage A-2.1) kann für jeden Versuch j ein rechnerischer Hydratationsgrad $cal \alpha_j$ in Abhängigkeit des wirksamen Alters bestimmt werden

$$cal \alpha_j (t_e) = \exp \left(- \left[\ln \left(1 + \frac{t_e}{t_{k,j}} \right) \right]^{c_{1,j}} \right) . \quad (4.11)$$

In Bild 4.33 sind die nach Gl. (4.11) berechneten Hydratationsgrade $cal \alpha_j$ für alle $n = 19$ adiabatischen Kalorimeterversuche (PZ-Beton) über t_e aufgetragen. Für die berechneten Hydratationsgrade $cal \alpha_j$ kann, wie bei den "gemessenen" Hydratationsgraden $meas \alpha_j$, eine

mittlere JONASSON-Funktion mit den Regressionsparameter $t_{k,mod}$ und $c_{1,mod}$ ermittelt werden (in Bild 4.33 durch eine Linie beschrieben).

Die Werte $cal \alpha_j$ sind zum jeweiligen Zeitpunkt einem bestimmten t_θ zugeordnet, weil alle Hydratationsgrade $cal \alpha_j$ mit einer einheitlichen Temperaturgeschichte berechnet wurden. Die "gemessenen" Hydratationsgrade $meas \alpha_j$ sind im Gegensatz dazu nicht zu jedem Zeitpunkt genau einem t_θ zugeordnet, auch wenn die Ablesung von $meas \Delta T_{ad}$ zum gleichen Zeitpunkt t erfolgte, weil die adiabatischen Temperaturverläufe nicht identisch waren und somit auch das wirksame Alter t_θ zum Ablesungszeitpunkt Schwankungen unterworfen war, vgl. Bild 4.32. Die Parameter $t_{k,m}$ und $c_{1,m}$ unterscheiden sich geringfügig von $t_{k,mod}$ und $c_{1,mod}$.

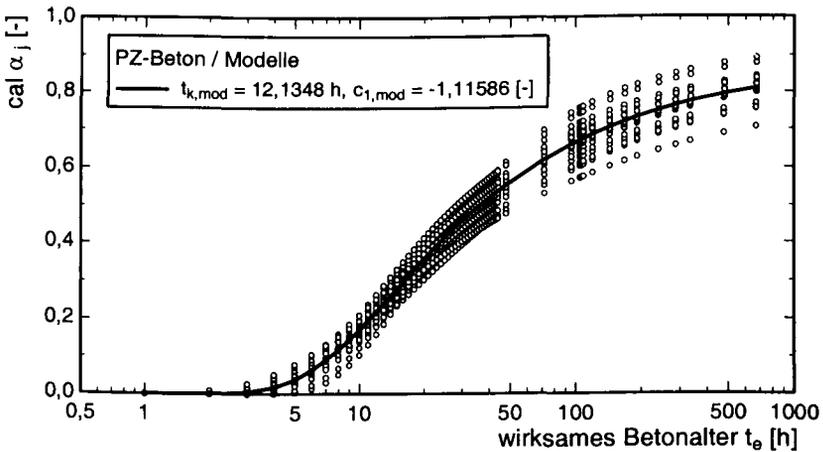


Bild 4.33: Berechneter Hydratationsgrad (mit $t_{k,j}$ und $c_{1,j}$) über dem wirksamen Alter für die adiabatischen Kalorimeterversuche mit PZ-Beton

Auch die Parameter $t_{k,j}$ und $c_{1,j}$ der adiabatischen Kalorimeterversuche mit dem PZ-Beton (Anlage A-2.1) können statistisch ausgewertet werden. Bild 4.34 zeigt deren Häufigkeitsverteilungen. Der χ^2 -Test ergab, daß beide Parameter bei einem Signifikanzniveau von $p = 0,05$ normalverteilt sind, Tab. 4.2. Die Mittelwerte unterscheiden sich jedoch von den Mittelwerten $t_{k,mod}$ und $c_{1,mod}$. Die Unterschiede sind auf die unterschiedlichen Vorgehensweisen bei der Mittelwertbildung zurückzuführen.

Tab. 4.2 Ergebnisse der Häufigkeitsverteilungen des Hydratationsgrads beim PZ-Beton

Art	t_{θ} [h]	cal α_m [-]	n [-]	meas $\bar{\alpha}$ [-]	s [-]	p [-]
$\alpha(t_{\theta})$	7,690	0,1145	19	0,1094	0,0246	0,05
$\alpha(t_{\theta})$	19,851	0,3664	19	0,3663	0,0296	0,05
$\alpha(t_{\theta})$	38,173	0,5091	19	0,5015	0,0300	0,05
$\alpha(t_{\theta})$	134,309	0,6968	19	0,6871	0,0419	0,05

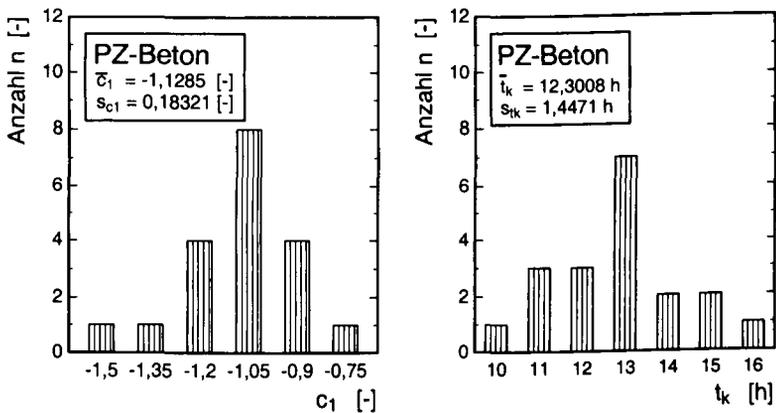


Bild 4.34: Häufigkeitsverteilungen der Regressionsparameter t_k und c_1 der adiabatischen Kalorimeterversuche mit PZ-Beton

4.6.2.4 Vergleich von gemessenen und berechneten Hydratationsgraden

In Bild 4.35-A sind die "gemessenen" Hydratationsgrade $meas \alpha_j$ den mittleren berechneten Hydratationsgraden $cal \alpha_m$ gegenübergestellt. Das Bild gibt Auskunft über die Güte der Regression. Die Versuchswerte werden mit dem Modell im Mittel gut abgebildet. Das Streuband von $meas \alpha_j$ um $cal \alpha_m$ ist jedoch nicht konstant.

Für ausgewählte $cal \alpha_m$ wurde deswegen die Häufigkeitsverteilung der zugehörigen "gemessenen" Hydratationsgrade $meas \alpha_j$ aufgetragen, Bild 4.36, (weitere Häufigkeitsverteilungen: s. Anlage A-3.5.1). Die Grundgesamtheiten wurden zum jeweiligen Punkt $cal \alpha_m$ zu beiden Seiten in gleichen Abständen so gewählt, daß sie 19 Werte $meas \alpha_j$ umfaßte. Der χ^2 -

Test ergab für die untersuchten Häufigkeitsverteilungen, daß der gemessene Hydratationsgrad mit einem Signifikanzniveau von $p = 0,05$ als normalverteilt angenommen werden kann.

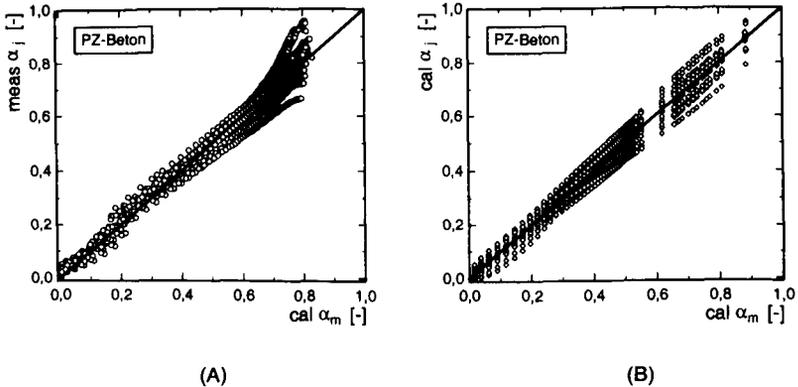


Bild 4.35: Vergleich von "gemessenen" Hydratationsgraden und dem berechneten mittleren Hydratationsgrad (A) sowie dem berechneten Hydratationsgraden des j -ten Versuchs und dem berechneten mittleren Hydratationsgrad (B)

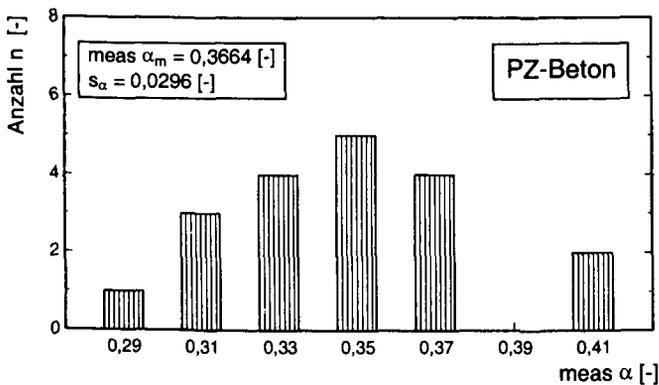


Bild 4.36: Häufigkeitsverteilungen der "gemessenen" Hydratationsgrade $meas \alpha_j$ an ausgewählten Punkten $cal \alpha_m$ (Grundgesamtheit jeweils: $n = 19$ $meas \alpha_j$)

Bild 4.35-B zeigt die mit den Paramtern c_1 und t_k berechneten Hydratationsgrade $cal \alpha_j$ über dem berechneten mittleren Hydratationsgrad $cal \alpha_m$. Diese Darstellung veranschaulicht die

Güte des Modells. Die Standardabweichung s_α ist wie bei den "gemessenen" Hydratationsgraden in Bild 4.35-A vom Hydratationsgrad $\text{cal } \alpha_m$ abhängig.

Die Abhängigkeit der Standardabweichung s_α vom berechneten Hydratationsgrad $\text{cal } \alpha_j$ ist in Bild 4.37 aufgetragen. Bei $\text{cal } \alpha_j = 0,12$ hat die Kurve einen lokalen Hochpunkt, bei $\text{cal } \alpha_j = 0,72$ den absoluten. Zwischen $0,35 \leq \text{cal } \alpha_m \leq 0,70$ nimmt s_α mit $\text{cal } \alpha_m$ proportional zu.

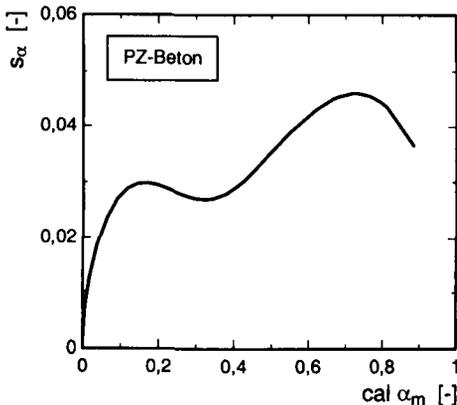


Bild 4.37: Standardabweichung für die berechneten Hydratationsgrade $\text{cal } \alpha_j$ in Abhängigkeit von $\text{cal } \alpha_m$

Wie die Standardabweichung bezüglich der Absolutwerte einzuschätzen ist, kann anhand des Variationskoeffizienten beurteilt werden. Bild 4.38 zeigt den Zusammenhang zwischen Variationskoeffizient und Hydratationsgrad. Die durchgezogene Linie gibt den Verlauf des Variationskoeffizienten der berechneten Hydratationsgrade $\text{cal } \alpha_j$ an. Die Punkte markieren die Variationskoeffizienten der "gemessenen" Hydratationsgrade $\text{meas } \alpha_j$. Zwischen den Variationskoeffizienten in Versuchen und Modellen besteht gute Übereinstimmung.

Im Bereich von $0,35 \leq \alpha_m \leq 0,70$ besteht also sowohl für die Meßwerte als auch für die berechneten α -Werte Proportionalität zwischen Standardabweichung und Hydratationsgrad, so daß die Konfidenzintervalle mit den gleichen Parametern berechnet werden können

$$\text{cal } \alpha_{95\%, 5\%} = \text{cal } \alpha_m \pm k \cdot s_\alpha \quad (4.12)$$

Für $\alpha_m \leq 0,35$ nimmt die bezogene Standardabweichung von Meß- und Rechenwerten überproportional zu; für $\alpha_m \geq 0,70$ nimmt sie überproportional ab. Damit liegt für diese Bereiche bei jedem α_m eine andere Form der Normalverteilung vor, so daß die Konfidenzintervalle mit unterschiedlichen Faktoren k bestimmt werden müssen.

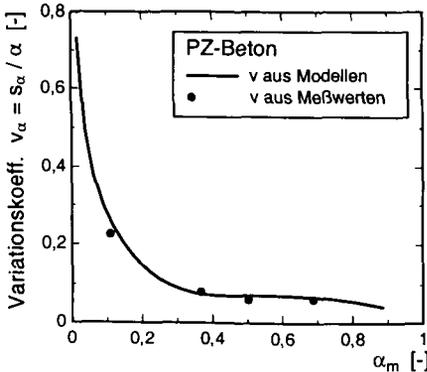


Bild 4.38: Variationskoeffizient der berechneten Hydratationsgrade α (Linie) in Abhängigkeit des mittleren berechneten Hydratationsgrades α_m und Variationskoeffizient der "gemessenen" Hydratationsgrade α (Punkte) in Abhängigkeit des mittleren "gemessenen" Hydratationsgrades α_m

Die gute Übereinstimmung der Variationskoeffizienten bei Meß- und Rechenwerten legt die Vermutung nahe, daß das Modell auch die größere Streuung des Hydratationsgrad für $\alpha < 0,25$ abbilden kann. Zur Überprüfung der Vermutung sind in Bild 4.39 die Quotienten aus den "gemessenen" Hydratationsgraden des j -ten Versuches α_j und den zugehörigen berechneten Hydratationsgraden α_j über dem mittleren berechneten Hydratationsgrad α_m aufgetragen. Für $\alpha_m > 0,25$ beträgt die Abweichung vom berechneten Mittelwert nur ca. 10 %. Für Werte $\alpha_m < 0,25$ ist die Abweichung vom berechneten Mittelwert nach unten bis zu 40 %, nach oben bis zu 80 %. Das bedeutet, daß die Streuungen von Meß- und Rechenwerten für $\alpha < 0,25$ zwar gleichzeitig größer werden (vgl. Bild 4.38), jedoch nicht miteinander verknüpft sind. Das heißt, daß das Modell für $\alpha < 0,25$ mit den spezifischen Werten $t_{k,j}$ und $c_{1,j}$ die Meßwerte nicht hinreichend gut abbilden kann. Dieses stellt eine Modellschwäche dar. Die Simulation von Hydratationsgraden mit beliebigen Kombinationen t_k und c_1 führt dennoch zu ähnlichen Häufigkeitsverteilungen wie eine Reihe von Versuchen.

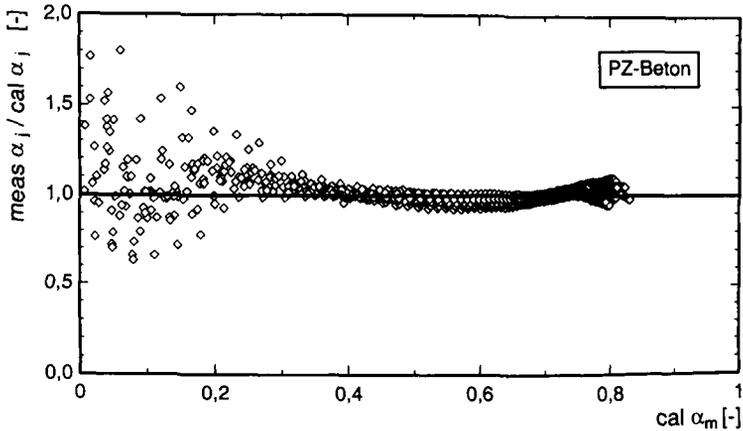


Bild 4.39: Quotient von "gemessenem" Hydratationsgrad und berechnetem Hydratationsgrad des j -ten Versuches über dem berechneten mittleren Hydratationsgrad

4.6.3 Streuung der zentrischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit

4.6.3.1 Streuung der Meßwerte

Die Streuung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit resultiert aus der Prüfstreuung innerhalb einer Versuchsserie und der Mischungstreuung zwischen den Serien. Mit PZ- und HOZ-Beton wurden so viele Versuchsserien geprüft, daß eine statistische Auswertung möglich ist. Die Grundgesamtheiten bestehen jeweils aus sämtlichen Meßwerten $\text{meas } f_{ct}(\alpha)$ und $\text{meas } f_c(\alpha)$.

In Bild 4.40 und Bild 4.41 sind alle Meßwerte der zentrischen Zugfestigkeit bzw. Druckfestigkeit des PZ-Betons in Abhängigkeit des Hydratationsgrads dargestellt (HOZ-Beton: Anlage A-3.3). Zur Modellierung aller Meßwerte im Mittel wurden die Parameter $\alpha_{0,m}$, $f_{ct,m}(\alpha=1)$ und $f_{c,m}(\alpha=1)$ mit Gln. (4.5) und (4.6) durch Regression bestimmt. Diese sind in Bild 4.40 und Bild 4.41 ebenso wie die 5 %- und 95 %-Quantilen angegeben.

Anhand der Häufigkeitsverteilungen der gemessenen Festigkeiten kann deren Eintretenswahrscheinlichkeit besser beurteilt werden. Sie stellt außerdem eine Näherung der Verteilungsfunktion dar. In Bild 4.42 ist exemplarisch eine Häufigkeitsverteilung der zentrischen Zugfestigkeiten des PZ-Betons dargestellt; in Bild 4.43 eine der Druckfestigkeiten, (weitere:

s. Anlage A-3.5.2 und A-3.5.3). Beim HOZ-Beton reichte die Anzahl der Meßwerte zur Auftragung sinnvoller Häufigkeitsverteilungen nicht aus.

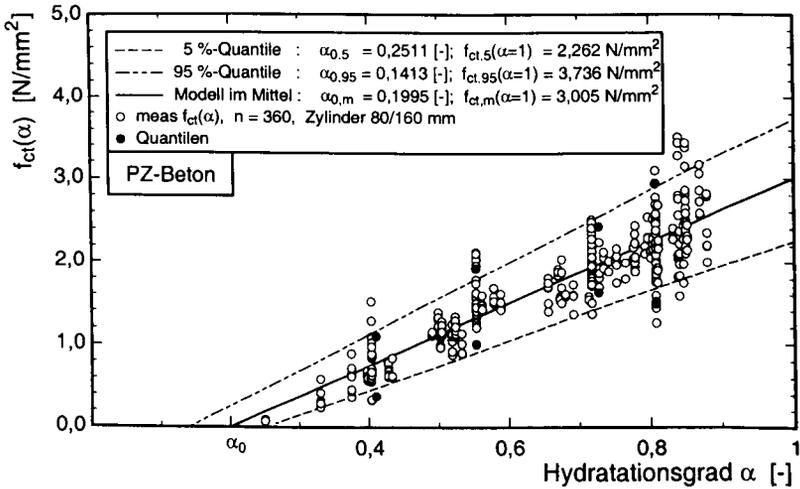


Bild 4.40: Zugfestigkeiten aller Versuchsserien in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, PZ-Beton

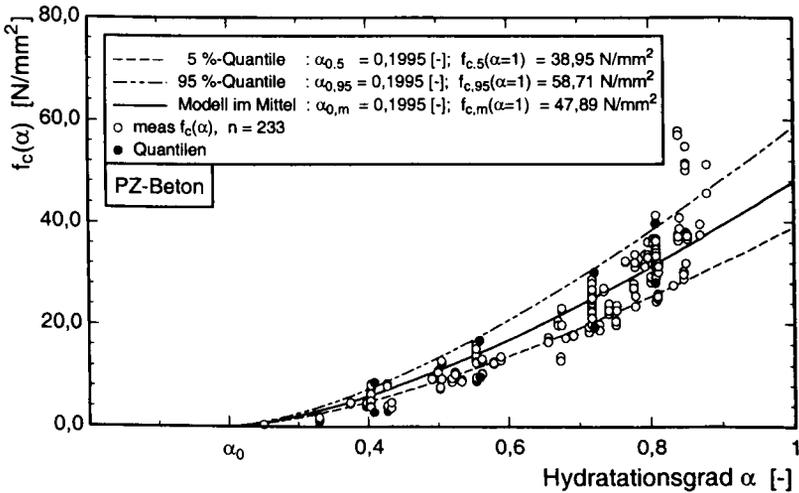


Bild 4.41: Druckfestigkeiten aller Versuchsserien in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, PZ-Beton

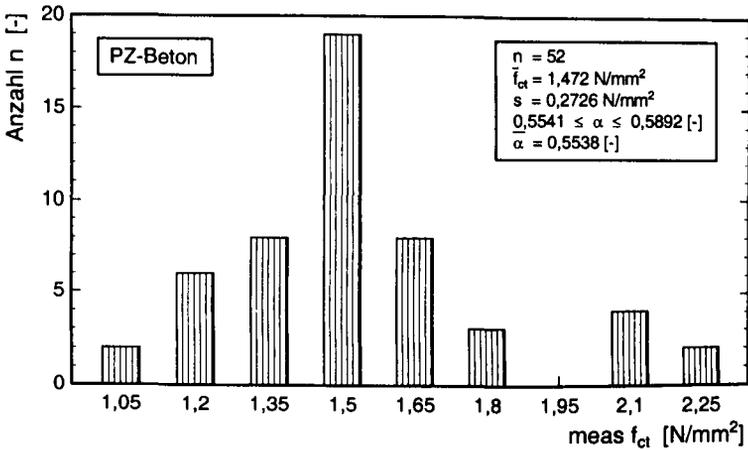


Bild 4.42: Häufigkeitsverteilungen der zentrischen Zugfestigkeit des PZ-Betons

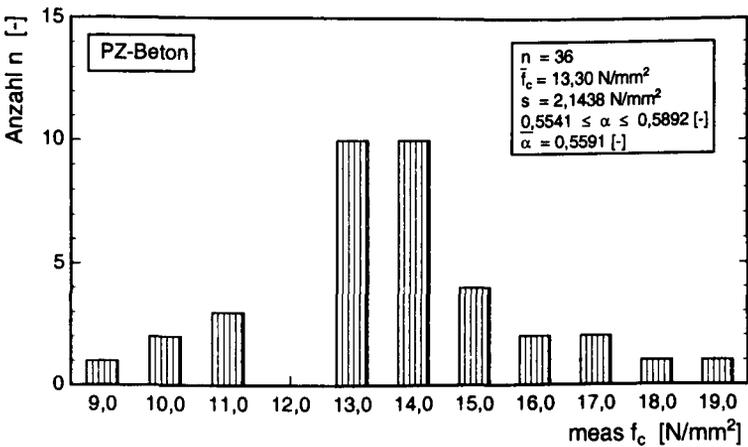


Bild 4.43: Häufigkeitsverteilungen der Druckfestigkeiten des PZ-Betons

Die dargestellten Häufigkeitsverteilungen beinhalten Versuchs- und Mischungsstreuungen, weil der Grundgesamtheit Meßwerte aus unterschiedlichen Versuchsserien zu Grunde lagen. Für eine Verteilungsfunktion wurden jeweils die Festigkeiten eines engen Hydratationsgradbereiches als Teilmenge der Grundgesamtheit - das sind alle gemessenen Festigkeiten des PZ-Betons - zusammengefaßt. Die Hydratationsgradbereiche entsprachen i.w.

den Prüfterminen bei einem wirksamen Alter von $t_0 = 1 \text{ d}, 2 \text{ d}, 7 \text{ d}$ und 28 d . Die Klassenbreiten der Festigkeiten wurden gewählt mit

$$\Delta \bar{x} = \frac{3,49 \cdot s}{\sqrt{n}} \quad (4.13)$$

Tab. 4.3 Ergebnisse der Häufigkeitsverteilungen von Elastizitätsmodul, Zug- und Druckfestigkeit

Art	meas α [-]	meas $\bar{\alpha}$ [-]	t_0 [d]	n [-]	\bar{x} [N/mm ²]	s [N/mm ²]	p [-]
PZ-Beton							
$f_{ct}(\alpha)$	$0,3970 \leq \alpha \leq 0,4334$	0,4104	1	47	0,743	0,2176	0,05
$f_{ct}(\alpha)$	$0,5541 \leq \alpha \leq 0,5892$	0,5538	2	52	1,472	0,2726	0,05
$f_{ct}(\alpha)$	$0,7184 \leq \alpha \leq 0,7422$	0,7282	7	63	2,036	0,2419	0,05
$f_{ct}(\alpha)$	$0,8042 \leq \alpha \leq 0,8082$	0,8078	28	34	2,217	0,4262	0,05
$f_c(\alpha)$	$0,3970 \leq \alpha \leq 0,4334$	0,4086	1	43	5,75	1,730	-
$f_c(\alpha)$	$0,5541 \leq \alpha \leq 0,5892$	0,5594	2	36	13,30	2,144	0,05
$f_c(\alpha)$	$0,7184 \leq \alpha \leq 0,7422$	0,7219	7	36	24,81	3,185	0,05
$f_c(\alpha)$	$0,8042 \leq \alpha \leq 0,8082$	0,8078	28	63	33,89	3,394	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,3913 \leq \alpha \leq 0,4059$	0,4051	-	27	19.055	2.718	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,5576 \leq \alpha \leq 0,5591$	0,5577	-	21	22.853	3.998	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,7110 \leq \alpha \leq 0,7271$	0,7194	-	38	27.097	2.322	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,8010 \leq \alpha \leq 0,8270$	0,8136	-	32	30.097	2.328	0,05
HOZ-Beton							
$f_{ct}(\alpha)$	-	0,5049	2	30	0,786	0,199	0,05
$f_{ct}(\alpha)$	-	0,5863	3	29	1,060	0,305	0,05
$f_{ct}(\alpha)$	-	0,7064	7	26	1,750	0,481	0,05
$f_{ct}(\alpha)$	-	0,8146	28	29	2,760	0,372	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,5049 \leq \alpha \leq 0,5094$	0,5059	-	9	22.386	912	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,7175 \leq \alpha \leq 0,7583$	0,7425	-	21	27.182	3.668	0,05
$E_{ct}(\alpha)$	$0,8025 \leq \alpha \leq 0,8345$	0,8177	-	12	31.100	2.597	0,05

p: Signifikanzniveau

Der χ^2 -Test ergab, daß die zentrischen Zugfestigkeiten und die Druckfestigkeiten für alle Hydratationsgradbereiche mit einem Signifikanzniveau von $p = 0,05$ normalverteilt sind, vgl. Tab. 4.3. Eine Ausnahme bildet die Verteilungsfunktion der Druckfestigkeit bei $0,397 \leq \alpha \leq 0,4334$ [-]. Dieses ist darauf zurückzuführen, daß die Meßergebnisse aus verschiedenen Versuchsserien stammen. Aus mechanisch-physikalischer Sicht liegen keine plausiblen Gründe dafür vor, daß die Druckfestigkeit in diesem Bereich nicht normalverteilt ist.

4.6.3.2 Vergleich von gemessenen und berechneten Festigkeiten

In Bild 4.44 A und B sind die Versuchswerte $\text{meas } f_{ct}(\alpha)$ und $\text{meas } f_c(\alpha)$ des PZ-Betons den Rechenwerten $\text{cal } f_{ct,j}(\alpha)$ und $\text{cal } f_{c,j}(\alpha)$ nach Gln. (4.5) und (4.6) der jeweiligen Versuchsserie j mit den Parametern $\alpha_{0,j}$, $f_{ct1,j}$ und $f_{c1,j}$ gegenübergestellt, s. Anlage A-3.1. Die entsprechende Gegenüberstellung für den HOZ-Beton enthält Anlage A-3.4.1. Die Bilder belegen, daß die Versuchsergebnisse mit den Modellen im Mittel gut abgebildet werden.

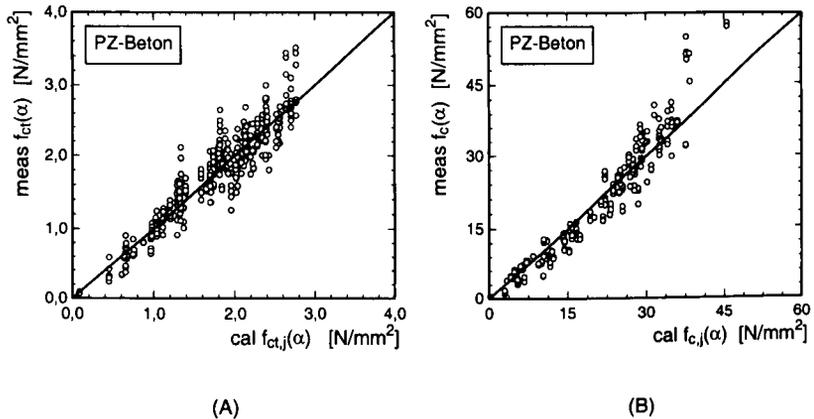


Bild 4.44: Vergleich von berechneten und gemessenen Zugfestigkeiten (A), berechneten und gemessenen Druckfestigkeiten (B) des PZ-Betons

Weiterhin wurde geprüft, ob die Modelle mit den Parametern $\alpha_{0,j}$, $f_{ct1,j}$ und $f_{c1,j}$ zu ähnlichen Verteilungsfunktionen führen wie die Meßwerte. Dazu wurden die zentrische Zugfestigkeit $\text{cal } f_{ct,j}(\alpha)$ und Druckfestigkeit $\text{cal } f_{c,j}(\alpha)$ mit den Gln. (4.5) und (4.6) unter Zugrundelegung der Parameter $\alpha_{0,j}$, $f_{ct1,j}$ und $f_{c1,j}$ berechnet. Aus den $\text{cal } f_{ct,j}(\alpha)$ und $\text{cal } f_{c,j}(\alpha)$ wurden dann die Mittelwerte $\text{cal } f_{ct,\text{mittel}}(\alpha)$ und Druckfestigkeit $\text{cal } f_{c,\text{mittel}}(\alpha)$ bestimmt. Diese sind zusammen mit der zugehörigen Standardabweichung in Bild 4.45 A-B in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad dargestellt.

Die Standardabweichung nimmt bei Anwendung der Modelle für die Druck- und für die Zugfestigkeit erst ab $\alpha > 0,6$ linear zu. Für $\alpha < 0,5$ ist die Standardabweichung in beiden Fällen überproportional groß. Dieses ist auf die Streuung der durch Regression bestimmten $\alpha_{0,j}$ -Werte zurückzuführen. Diese wiederum resultiert aus der vergleichsweise großen Streuung der gemessenen Festigkeiten bei kleinen Hydratationsgraden.

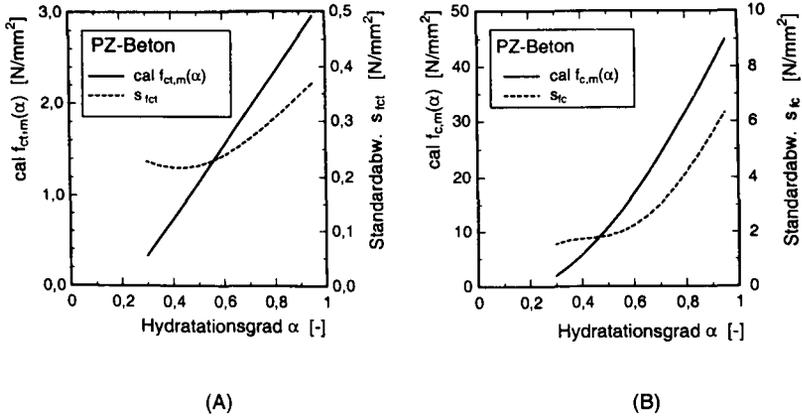


Bild 4.45: Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit (A) und Druckfestigkeit (B) einschließlich Standardabweichung beim PZ-Beton mit Modellen (verwendete Parameter $\alpha_{0,j}$, $f_{ct1,j}$ und $f_{c1,j}$)

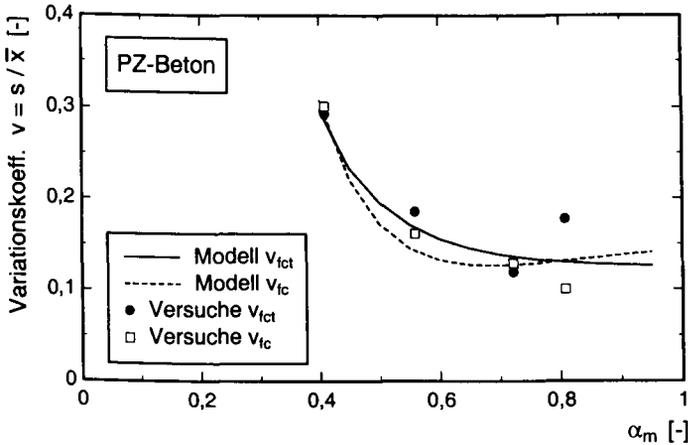


Bild 4.46: Variationskoeffizient bei zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad (PZ-Beton)

Aus den in Bild 4.45 gezeigten Verläufen von zentrischer Zugfestigkeit bzw. Druckfestigkeit sowie den zugehörigen hydrationsgradabhängigen Standardabweichungen wurden die Variationskoeffizienten bei Anwendung der Modelle in Abhängigkeit von α bestimmt. Diese

sind in Bild 4.46 als Linien dargestellt. Vergleichend dazu sind als Punkte die Variationskoeffizienten basierend auf den Häufigkeitsverteilungen der gemessenen Festigkeiten (Bild 4.42, Bild 4.43 und Tab. 4.3) dargestellt. Die gute Übereinstimmung der Variationskoeffizienten von Meßwerten und Modellen weist darauf hin, daß die kalibrierten Modelle zu ähnlichen Verteilungsfunktionen führen wie die Meßwerte.

Der Anstieg der Variationskoeffizienten für $\alpha < 0,55$ ist sowohl für die Meßwerte als auch für die Modelle auf die größere Streuung bei kleinen Hydratationsgraden zurückzuführen. Im höheren Alter sind die Variationskoeffizienten sowohl für die zentrische Zugfestigkeit als auch für die Druckfestigkeit konstant, d.h. die Standardabweichung entwickelt sich proportional zur Festigkeit.

4.7 Zusammenfassung und Diskussion

Die Ergebnisse lassen folgende Schlußfolgerungen zu:

- Die Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit kann in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad formuliert werden. Bei den untersuchten Betonen bestand zwischen dem Hydratationsgrad und der zentrischen Zugfestigkeit in guter Näherung ein linearer Zusammenhang (Bilder 4.14 - 4.16).
- Die Druckfestigkeit entwickelt sich während der Hydratation langsamer als die Zugfestigkeit. Die Entwicklung der Druckfestigkeit kann in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad durch eine Parabel modelliert werden (Bilder 4.18 - 4.20).
- Der Zugelastizitätsmodul entwickelt sich mit einsetzenden Festkörpereigenschaften schneller als die zentrische Zugfestigkeit. Die Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls kann ebenfalls in Abhängigkeit des Hydratationsgrades modelliert werden.
- Die in den Modellen auftretenden Parameter α_0 , f_{ct1} , f_{c1} und E_{ct1} können durch Regression bestimmt werden. Im chemisch-physikalischen Sinn markiert α_0 den anhand der Modelle unterstellten Übergang von der festen in die flüssige Phase und die Parameter f_{ct1} und f_{c1} die theoretischen Festigkeiten nach vollständiger Hydratation. Die Parameter sind beton- und Mischungsspezifisch.
- Der tatsächliche Übergang von der flüssigen in die feste Phase erfolgt deutlich vor α_0 , dem anhand der Modelle gekennzeichneten Übergang von der flüssigen in die feste Phase. Der tatsächliche Übergang von der flüssigen in die feste Phase ist durch $\alpha_{0,i}$ (initial) markiert.

- Die Entwicklung der mechanischen Festkörpereigenschaften konnte für $\alpha_{0,i} < \alpha < \alpha_0$ experimentell nachgewiesen werden.
- Die Beschreibung von Hydratationsgrad, zentrischer Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zug-Elastizitätsmodul mit den vorgestellten Modellen führt in allen Fällen zu Korrelationskoeffizienten $R^2 \geq 0,7$, meist $R^2 \geq 0,9$. Die Modelle bilden die Versuchswerte i.M. gut ab.
- Die Modelle zur Beschreibung der hydrationsgradabhängigen Kurzzeiteigenschaften sind auch bei erhöhter Lagerungstemperatur bis $T = 40 \text{ °C}$ gültig. Voraussetzung ist, daß die Temperaturgeschichte durch das wirksame Betonalter t_e unter Verwendung des JONASSON-Ansatzes berücksichtigt wird. Ein temperaturbedingter Festigkeitsverlust muß nicht berücksichtigt werden.
- Bei Verwendung eines Zementes höherer Güte (CEM I 42.5 R anstatt CEM 32.5 R) oder bei Vergrößerung des Zementgehaltes nimmt α_0 ab, f_{ct1} und f_{c1} nehmen zu.
- Durch die Zugabe von Verzögerer (VZ) wird α_0 kleiner. Die Endfestigkeit ist vom VZ-Gehalt i.w. unabhängig. Die Parameter f_{ct1} und f_{c1} sind nahezu konstant.
- Die "gemessenen" Hydratationsgrade können als normalverteilt angenommen werden. Die Streuung war für den PZ-Beton für $\alpha < 0,25$ sowohl für die "gemessenen" als auch für die berechneten Hydratationsgrade größer als im praktisch interessanten Bereich $0,25 < \alpha < 0,75$. Die Streuungen von Meß- und Rechenwerten waren zwar ähnlich. Das Modell bildet die Meßstreuung aber nicht explizit ab.
- Die gemessenen zentrischen Zugfestigkeiten und Druckfestigkeiten waren für unterschiedliche Hydratationsgrade zum Prüfzeitpunkt normalverteilt. Für $\alpha > 0,55$ nimmt die Standardabweichung proportional zur Zug- bzw. Druckfestigkeit zu, d.h. die Variationskoeffizienten sind konstant. Die Modelle für die Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit spiegeln bei einer großen Anzahl von Versuchsserien und entsprechend kalibrierten Parametern α_0 , f_{ct1} und f_{c1} die Verteilungsfunktionen der Meßwerte gut wider.

Es bleiben jedoch auch einige Fragen offen, denen in der Zukunft nachgegangen werden sollte:

- Die bisherigen Modelle zur Beschreibung der hydrationsgradabhängigen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften können für den Bereich $\alpha_0 \leq \alpha \leq 0,85$ als abgesichert angesehen werden. In dem für jungen Beton relevanten Bereich $\alpha \leq \alpha_0$ wurden Festigkeitseigenschaften nachgewiesen, die mit den bisherigen Modellen nicht abgebildet wer-

den können. Die vorgestellten Meßwerte waren für eine zuverlässige Modellierung jedoch zu gering. Hier ist weiterer Forschungsbedarf gegeben.

- Anhand der Versuche konnte nicht schlüssig geklärt werden, inwieweit erhöhte Lagerungstemperaturen einen festigkeitsmindernden Einfluß ausüben. Bei dem untersuchten Temperaturbereich bis $T = 40\text{ °C}$ wurde kein signifikanter Einfluß festgestellt. Bei noch höheren Lagerungstemperaturen ist eine Festigkeitsminderung jedoch möglich.

5 SPANNUNG-DEHNUNGSLINIE

5.1 Vorbemerkungen

Zur genaueren Berechnung der lastunabhängigen Spannungen im erhärtenden Betonbauteil benötigt man die vollständige Spannung-Dehnungslinie gezogenen Betons. Dem erhärtenden Betonbauteil werden die Dehnungen infolge von Temperatur, des chemischen Schwindens und des Trocknungsschwindens mit örtlich und zeitlich veränderlichen Dehnungsraten aufgezwungen. Werden diese Dehnungen durch Zwang verhindert, entstehen Zugspannungen (oder Risse) mit gleichen Dehnwegen. Aus diesem Grund ist die Spannungsantwort des Betons unter einer definierten Dehngeschwindigkeit experimentell zu bestimmen und in Abhängigkeit des Hydratationsgrades zu modellieren. Das Versuchsergebnis ist die Spannung-Dehnungslinie, die neben dem elastischen Verformungsanteil auch den plastischen infolge der Mikrorißbildung im ansteigenden und im abfallenden Bereich einschließt. Im folgenden wird über eigene Versuche zur Bestimmung der σ - ϵ -Linie und deren Modellierung berichtet. Darüber hinaus werden einige bruchmechanische Parameter bestimmt.

5.2 Versuchsergebnisse

Die vollständige Spannung-Dehnungslinie unter Zug wurde mit dehnngeregelten Kerbzugversuchen ermittelt. In den Bildern 5.1 und 5.2 sind die σ_{ct} - ϵ_{ct} -Linien bei unterschiedlichen Hydratationsgraden exemplarisch dargestellt. Die Grundlänge der Meßbasis im Kerbquerschnitt betrug $l_0 = 30 \text{ mm}$ ($\cong 2 \cdot d_k$). In den Bildern sind die Ergebnisse bei senkrechter und waagerechter Probenherstellung zusammengefaßt. Die Ergebnisse aller Kerbzugversuche sind in Tab. A-4.1 und Anlage A-4.2 zusammengestellt.

Der Anstieg der zentrischen Zugfestigkeit und des Zug-Elastizitätsmoduls mit zunehmendem Hydratationsgrad ist deutlich. Bei den senkrecht hergestellten Kerbzugkörpern betrug die zentrische Zugfestigkeit i.M. nur 86 % der Zugfestigkeit der waagrecht hergestellten Körper (Standardabweichung $s = 12,5 \%$). Diese Beobachtung wird im folgenden erläutert.

Mit zunehmender Annäherung an die Zugfestigkeit weicht die σ_{ct} - ϵ_{ct} -Linie vom Ursprungsmodul ab. Ursache hierfür sind im gesamten Betonvolumen entstehende, diffus verteilte Mikrorisse in der Verbundzone Zementstein-Zuschlagkorn, die per se eine Schwächung des Betongefüges darstellt. Die Ausbreitung wird von der Kornform insbesondere des Grobzuschlags beeinflusst.

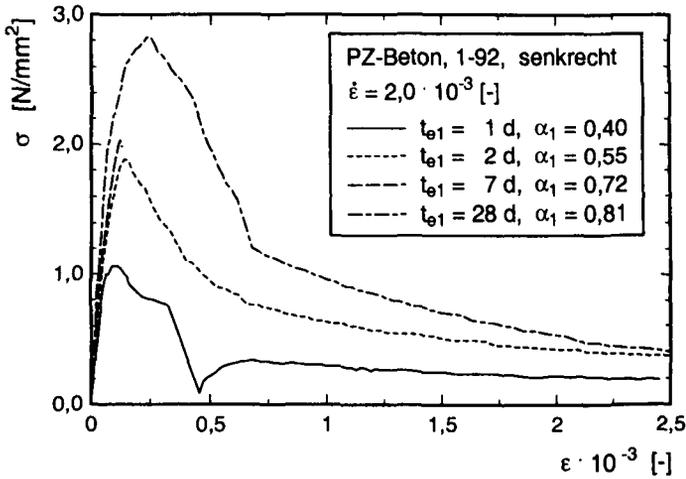


Bild 5.1: Spannung-Dehnungslinien im zentrischen Zugversuch bei unterschiedlichen Hydratationsgraden (PZ-Beton), senkrechte Herstellung der Proben

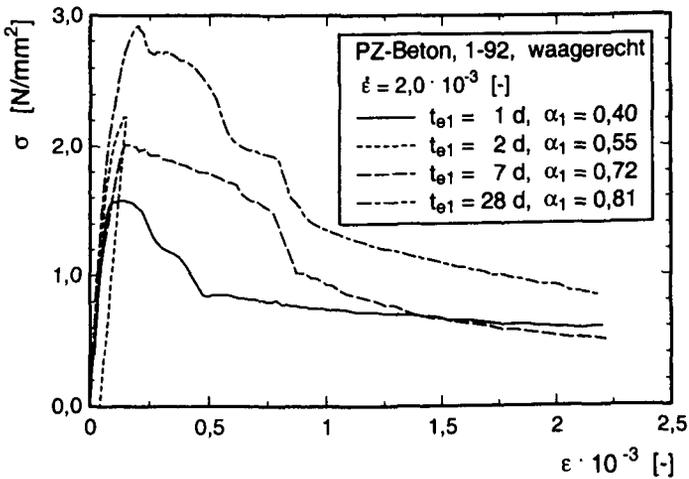


Bild 5.2: Spannung-Dehnungslinien im zentrischen Zugversuch bei unterschiedlichen Hydratationsgraden (PZ-Beton), waagerechte Herstellung der Proben

Bei senkrechter Probenherstellung und einem länglichen bis plattigen Korn (der hier verwendete Flußkies weist diese Form auf) ist dessen größere Hauptachse normal zur Betonierichtung angeordnet. Wirkt nun die Zugspannung ebenfalls in Betonierichtung, so führt dies wegen des großen Angebots von Schachzonen zu vermehrter Mikrorißbildung. Dieser negative Effekt ist bei waagerechter Betonkörperherstellung und Beanspruchung senkrecht dazu nicht so ausgeprägt.

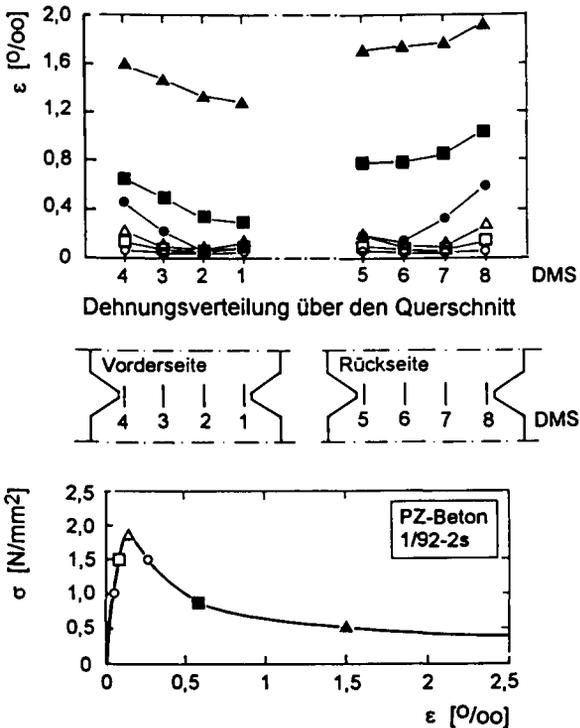


Bild 5.3: Rißentwicklung im Kerbquerschnitt im zentrischen Zugversuch

Dieses bedeutet beim Vergleich der Versuchsergebnisse, daß die gemessene zentrische Zugfestigkeit bei den Zylinderproben (senkrechte Herstellung) um den gleichen Betrag kleiner ist wie die zentrische Zugfestigkeit in den horizontalen Versuchsrahmen. Für die Beurteilung der Bauwerkszugfestigkeit anhand von gemessenen zentrischen Zugfestigkeiten im Labor ist zu folgern, daß die Betonier- und Belastungsrichtung in beiden Fällen

identisch zueinander stehen sollten oder Abminderungsfaktoren entsprechend zu kalibrieren sind.

Nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit im dehnregulierten Versuch fiel die Spannung bei den waagrecht hergestellten Körpern in Abhängigkeit der Rißprozeßzonendehnung nicht so steil ab wie bei den senkrecht hergestellten Körpern. Dieses ist ebenfalls auf die Orientierung der Zuschlagkörner und die bessere Kornverzahnung bei waagerechter Herstellung zurückzuführen.

Bild 5.3 zeigt exemplarisch die Rißentwicklung über den Kerbquerschnitt. Die Dehnungen entwickelten sich bis zu einer Spannung von $\sigma = 1,5 \text{ N/mm}^2$ (entsprechend $\sigma/f_{ct} = 0,84$) auf Vorder- und Rückseite etwa gleich. Im Bereich der Kerbspitzen waren die Dehnungen 2 - 3 mal so groß wie in Körpermitte. Dieses ist auf die Querschnittsreduzierung und die daraus resultierende Spannungskonzentration an der Kerbspitze zurückzuführen.

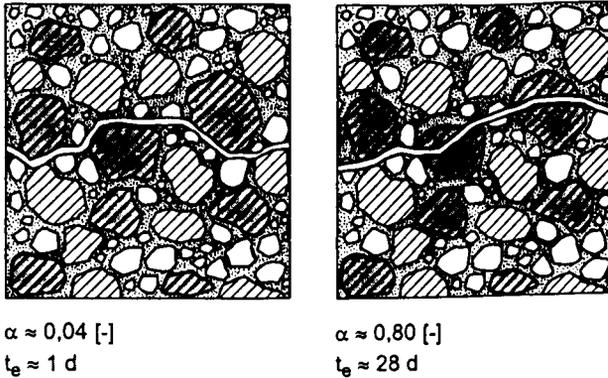


Bild 5.4: Rißverlauf im zentralen Zugversuch bei unterschiedlichen Hydratationsgraden, schematisch

Bis zum Erreichen der Zugfestigkeit nahmen die Dehnungen auf einer Seite stets überproportional zu; hier auf der linken Körperseite - von der Vorderseite betrachtet. Dieses läßt auf eine lokal einsetzende Mikrorißbildung und -ausbreitung schließen. Nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit nahmen die Dehnungen über den gesamten Querschnitt etwa gleichmäßig zu, d.h. es handelte sich um eine Translationsbewegung der Rißflanken. Mit

bloßem Auge war ein Riß erst im Nachbruchbereich erkennbar. Die Risse gehen bei jungem Beton ebenso von einer Rißspitze aus wie bei erhärtetem Beton [47], [129].

Der Rißverlauf ist bei jungem und ausgehärtetem Beton jedoch unterschiedlich, Bild 5.4. Nach vollständiger Trennung der Rißflanken war zu erkennen, daß der Riß im jungen Betonalter $t_1 = 1 - 2$ d überwiegend durch die Verbundzone Zementstein/Zuschlag und die Zementsteinmatrix verlief. Im hohen Betonalter $t_1 = 7$ und 28 d verlief der Riß im erheblichen Umfang durch die Zuschlagkörner. Auf die Auswirkungen des unterschiedlichen Rißverlaufes auf die Bruchenergie wird noch eingegangen.

5.3 Modellierung des Zugtragverhaltens von Beton

5.3.1 Vorbemerkungen

Die $\sigma_{ct}-\varepsilon_{ct}$ -Linie gezogenen Betons weist zwei Bereiche auf. Im ansteigenden Bereich bis zur Zugfestigkeit verhält sich der Beton weitgehend elastisch (Pre-Peak Bereich). Die inelastische Verformung infolge Mikrorißbildung ist vergleichsweise klein. Weil die Mikrorisse gleichmäßig verteilt sind, kann das Zugtragverhalten durch eine Spannung-Dehnungslinie ausgedrückt werden. Im dehngeregelten Zugversuch ist auch nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit eine Kraftübertragung möglich, obwohl sich bereits eine lokale Rißprozeßzone ausgebildet hat. Das damit verbundene nicht-lineare Verhalten muß durch einen zweiten Bereich beschrieben werden (Post-Peak Bereich).

5.3.2 Modelle der Zugspannung-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Zugfestigkeit (Pre-Peak Bereich)

Die inelastischen Rißverformungen bis zum Erreichen der Zugfestigkeit sind auf Mikrorißbildung zurückzuführen [96], [124], [125]. Die Angaben in der Literatur, ab welchem Spannungsverhältnis σ/f_{ct} bei Zugbeanspruchung mit einer inelastischen Rißverformung zu rechnen ist, schwanken. In Bild 5.5 sind die unterschiedlichen Ansätze dargestellt.

Im MC 90 [45] wird erst oberhalb von $\sigma = 0,9 f_{ct}$ eine inelastische Rißdehnung unterstellt, Bild 5.5. TASDEMIR et al. [164] geben als Grenze der linearen Elastizität $\sigma = 0,80 f_{ct}$ an. Gemäß CARINO [31] ist mit einer Mikrorißbildung bei $\sigma \geq 0,70 f_{ct}$ zu rechnen. REINHARDT geht davon aus, daß eine inelastische Rißverformung oberhalb von $0,6 f_{ct}$ auftritt [127], [130]. An

anderer Stelle wird die Zugtragfähigkeit im ansteigenden Ast durch den Sekantenmodul bis $0,3$ bzw. $0,4 \cdot f_{ct}$ ausgedrückt [128]. RAISS [125] berichtet über laserinterferometrische Untersuchungen an Beton, bei denen die Ausbildung einer Rißprozeßzone oberhalb von $0,73 \cdot f_{ct}$ zu erkennen war. LAUBE [96] geht aufgrund von Versuchsergebnissen von einer inelastischen Mikrorißbildung ab $\sigma = 0,5 \cdot f_{ct}$ aus. Zusammenfassend ist festzustellen, daß inelastische Rißverformungen ab einem Spannungsverhältnis $\sigma/f_{ct} = 0,4 - 0,6$ auftreten. Ähnliche Grenzwerte werden auch für die Gültigkeit linearen Kriechens unter Zugbeanspruchung angegeben [116]. Ein Verhältnis von $\sigma/f_{ct} = 0,5$ scheint deswegen als Beginn der inelastischen Rißverformung als im Mittel zutreffend gewählt.

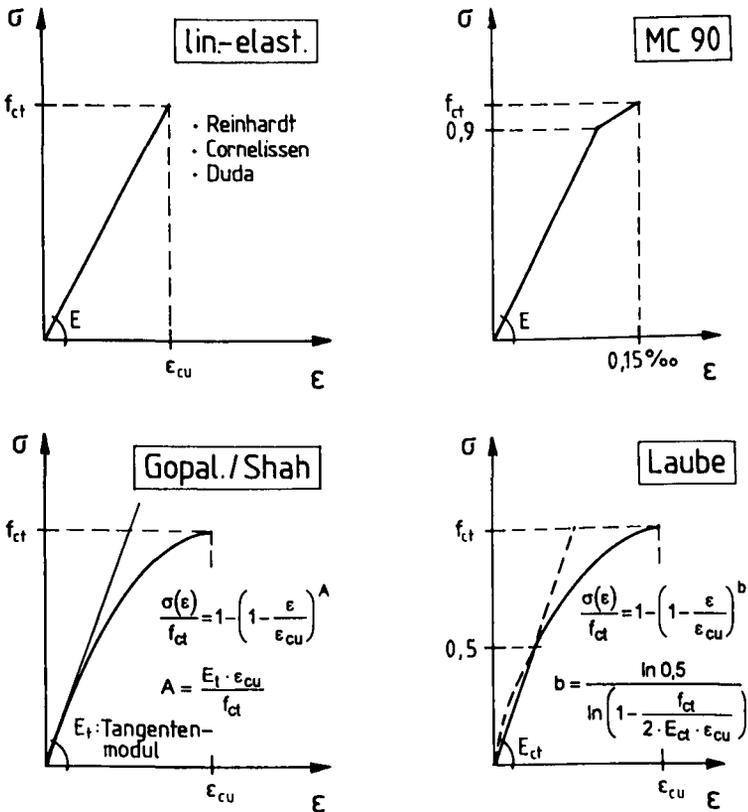


Bild 5.5: Modelle für die Zugtragfähigkeit im ansteigenden Ast bis zur Zugfestigkeit

In Bild 5.5 sind einige in der Literatur angegebene Zugspannung-Dehnungslinien zur Beschreibung des ansteigenden Astes bei Beton dargestellt. Im einfachsten Fall werden inelastische Verformungen vernachlässigt und bis zum Erreichen der Zugfestigkeit von einem linear-elastischen Verhalten ausgegangen. Dieses ist bei den meisten Zugtragmodellen der Fall [47], [58], [60], [124], [129].

REINHARDT begründet die Vernachlässigung der inelastischen Reißdehnung im ansteigenden Ast damit, daß die inelastische Reißverformung dort im Vergleich zur der im abfallenden Ast klein ist [129], [130]. DUDA [58] verzichtet bis zur Zugfestigkeit ebenfalls auf die Modellierung der inelastischen Reißverformung, weil diese seiner Meinung nach häufig auf Schwind- und Kerbwirkung sowie ungewollte Exzentrizitäten bei der Lasteinleitung zurückzuführen ist.

Im MC 90 [45] wird der ansteigende Ast der Spannung-Dehnungslinie bilinear modelliert, Bild 5.5. Bis $0,9 \cdot f_{ct}$ wird unter Zugrundelegung des Elastizitätsmoduls ein linear-elastisches Verhalten unterstellt. Danach steigt die Dehnung bis zum Erreichen der zentrischen Zugfestigkeit bis auf $\epsilon_{cu} = 0,15$ ‰ an.

GOPALARATNAM / SHAH [71] modellieren die Zugspannung-Dehnungslinie bis zur Zugfestigkeit mit einer Parabel, deren Anfangssteigung der Ursprungstangentenmodul ist, s. Bild 5.5. Dadurch wird bereits für Spannungen $\sigma > 0 \text{ N/mm}^2$ von einer inelastischen Reißdehnung ausgegangen. LAUBE [96] greift diesen Ansatz auf, um die Zugspannung-Dehnungslinie für jungen Beton abschnittsweise zu beschreiben. Im Bereich $0 \leq \sigma \leq 0,5 f_{ct}$ wird lineare Elastizität unterstellt; für $\sigma > 0,5 f_{ct}$ wird die Parabel [71] angesetzt, Bild 5.5. Der Exponent in der Parabel wurde modifiziert, um einen Schnittpunkt der Parabel mit der Geraden bei $\sigma = 0,5 f_{ct}$ zu erreichen. Dadurch wird die Völligkeit der Parabel größer. Die Steigungen von Gerade und Parabel sind bei $\sigma = 0,5 f_{ct}$ nicht gleich. Die σ - ϵ -Linie hat in diesem Punkt einen Knick. Dieses Modell ist über Versuchsergebnisse kalibriert worden [96].

5.3.3 Bruchmodelle

5.3.3.1 Allgemeines

Das Bruchverhalten von homogenen linear-elastischen Werkstoffen wird üblicherweise mit linear-elastischer Bruchmechanik (LEFM) beschrieben, vgl. [23]. Die Anwendung der LEFM versagt jedoch bei Beton, weil er wegen seiner inhomogenen Struktur ausgeprägt nicht-

linear-elastisches Verhalten aufweist. Bereits im dehngeregelten Zugversuch wird deutlich, daß Beton kein spröder Werkstoff ist. Das ausgeprägte Nachbruchverhalten nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit zeigt, daß die Rißflanken bei Erreichen der Zugfestigkeit nicht spannungslos sind, wie es die LEFM unterstellt. Zur Abbildung des nichtlinearen Zugbruchverhaltens von Beton wurden deswegen angepaßte Bruchmodelle entwickelt.

5.3.3.2 Bruchmodell mit diskretem Riß

Von HILLERBORG et. al [78] wurde das Fictitious Crack Modell (FCM) vorgestellt. Danach bildet sich vor der spannungslosen Rißspitze eine plastische Rißprozeßzone aus, die nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit von Mikrorissen durchsetzt ist, Bild 5.6. Die Mikrorisse breiten sich mit zunehmender Verformung aus, bis sich einige zu einem Makroriß vereinigen und schließlich spannungslose Rißflanken entstehen. In der plastischen Rißprozeßzone ist eine Spannungsübertragung möglich.

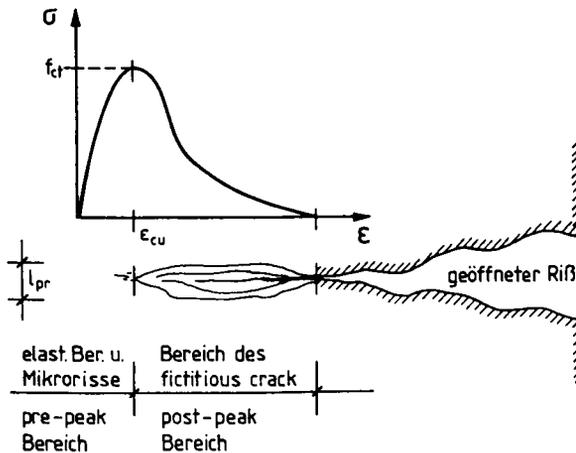


Bild 5.6: Mikrorißbildung und plastische Rißprozeßzone nach Hillerborg, [78]

Strukturell beschreibt das FCM den Beton auf der von WITTMANN [111] vorgeschlagenen Meso-Ebene mit Hilfe von Zementsteinmatrix, Zuschlagkörnern und Verbundzone. Bei der Erläuterung des Rißverhaltens von Beton auf dieser strukturellen Ebene wird es verständlich, daß die Rißspitze in der Rißprozeßzone aufgrund der Inhomogenität des Betons nicht eindeutig lokalisiert werden kann und daß ein Makroriß nicht kontinuierlich verläuft, sondern

bedingt durch Korngrenzen und unterschiedlichen Eigenschaften der Verbundzone verspringen kann.

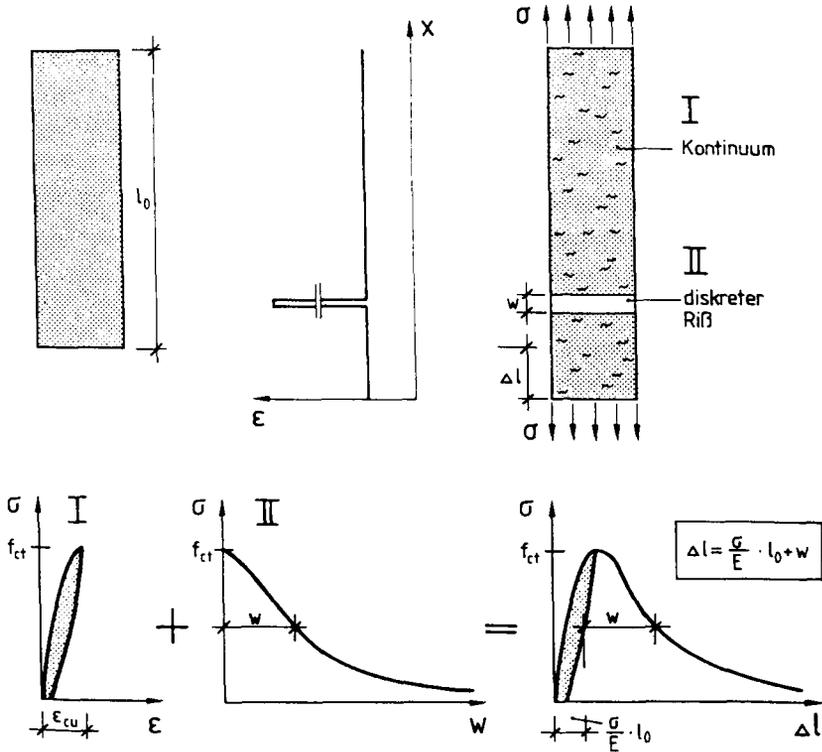


Bild 5.7: Fictitious Crack Modell mit einem diskreten Riß

Beim FCM wird die plastische Rißprozeßzone als ein fiktiver Riß (fictitious crack) aufgefaßt und die übertragbare Spannung in der plastischen Rißprozeßzone durch die Rißöffnung w dieses fiktiven Risses formuliert. Die Beschreibung der Zugtragfähigkeit erfolgt abschnittsweise: Der ungerissene Bereich eines zentrisch gezogenen Betonkörpers durch die σ - ϵ -Linie, der lokale Riß durch die σ - w -Linie, Bild 5.7.

Die Fläche unter der σ - w -Linien stellt die Bruchenergie G_F dar, die zur Ausbildung einer vollständig spannungslosen Rißflanke erforderlich ist. Die Bruchenergie ergibt sich je Flächeneinheit des Bruchquerschnitts aus

$$G_F(w) = \int_{w=0}^{\infty} \sigma(w) \cdot dw \quad [\text{Nmm/mm}^2]. \quad (5.1)$$

5.3.3.3 Bruchmodell mit Rißband

Von BAŽANT et al. [11] wurde das "Crack-Band Modell" vorgestellt, bei dem der lokale Riß durch ein Rißband ersetzt wird, in dem die Rißbildung stattfindet, Bild 5.8. Das Rißband kann auch so interpretiert werden, daß ein lokaler Riß w über eine bestimmte Länge, die Länge der Rißprozeßzone l_{pr} , verschmiert wird, so daß die Rißbildung durch eine plastische Rißprozeßzonendehnung ε_{pr} beschrieben wird

$$\varepsilon_{pr} = \frac{w}{l_{pr}}. \quad (5.2)$$

Das "Crack-Band-Modell" erlaubt die Anwendung der Kontinuums-Mechanik auch für den Post-Peak Bereich des Betons unter Zugbeanspruchung. In [11] wird für die Länge der Rißprozeßzone $l_{pr} = 3 d_k$; mit d_k = Größtkorndurchmesser angegeben. RAISS [125] gibt aufgrund von laserinterferometrischen Untersuchungen die Länge der Rißprozeßzone mit $l_{pr} = 1 d_k$ an. Bei dem überwiegenden Teil der berichteten Versuche wurde eine Rißprozeßzonenlänge von $l_{pr} = 2 - 3 d_k$ zugrundegelegt und die Rißbildung in diesem Bereich an gekerbten Betonkörpern gemessen [59], [81], [96], [111], [129], [130]. Die Rißprozeßzone wurde bei den eigenen Versuchen (Kerbzugversuche) ebenfalls mit $l_{pr} = 2 - 3 \cdot d_k$ angenommen. Dementsprechend wurde die Verformung über eine Länge von $l = 2,5 \cdot d_k$ im Kerbquerschnitt gemessen.

Diese Darstellung der plastischen Rißverformung durch das Rißband ist u.a. bei numerischen Bauteilberechnungen vorteilhaft, weil die gesamte Zugtragfähigkeit mit einer σ - ε -Linie beschrieben und alle Elemente mit dem gleichen Werkstoffgesetz ausgestattet werden können. Bei Anwendung der FCM muß der Betonbereich, in dem die Zugfestigkeit erreicht ist, demgegenüber diskretisiert werden und mit einer σ - w Beziehung modelliert werden.

Die Darstellung des Zugtragverhaltens mit einer σ - ε -Linie beim Rißband-Modell hat jedoch den Nachteil, daß diese für den Post-Peak Bereich keine Materialeigenschaft beschreibt [71], [125], sondern ihr Gefälle entscheidend von der Länge des zugrundegelegten Riß-

bandes abhängt. Das Gefälle der σ - ϵ -Linie nimmt im Post-Peak Bereich mit der Breite des Rißbandes (bzw. der Grundlänge l_0) zu. Weil für den Post-Peak Bereich keine eindeutige σ - ϵ -Linie gefunden werden kann, eine Spannung-Riðöffnungs-Beziehung (σ - w -Beziehung) jedoch eindeutig ist, wurde der Post-Peak Bereich bisher meist mit σ - w -Linien beschrieben [47], [58], [60], [78], [124], [129].

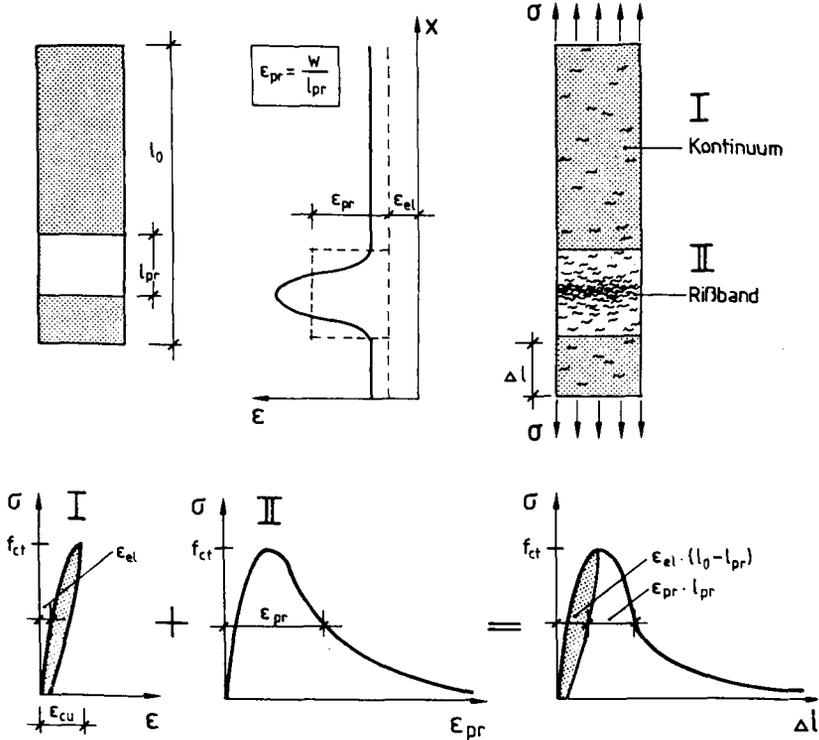


Bild 5.8: Riðband-Modell mit einer Riðprozeßzone

5.3.4 Modelle der Zugtragfähigkeit nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit (Post-Peak Bereich)

Basierend auf dem FCM [124] wurden zahlreiche Modelle zur Beschreibung der Zugtragfähigkeit nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit in der Form von Spannung-Riðöffnungs-

Beziehungen (σ - w -Linien) vorgestellt [45], [47], [60], [124], [129], Bild 5.9. Die Fläche unter den σ - w Linien ist bei allen Modellen die Bruchenergie G_F . Daraus wird z.T. auch die maximale Rißbreite w_c abgeleitet, ab der keine Spannungsübertragung mehr möglich ist.

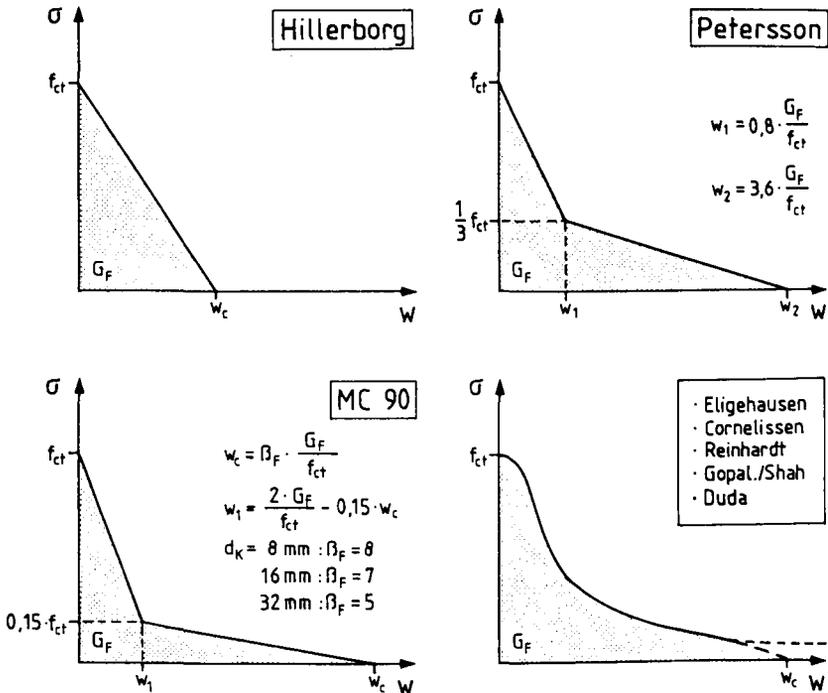


Bild 5.9: Spannung-Rißöffnungsmodelle für den Post-Peak Bereich bei Zugbeanspruchung

Im einfachsten Fall wird der Post-Peak Bereich durch eine fallende Gerade beschrieben, Bild 5.9. Diese wird den in Versuchen beobachteten σ - w -Beziehungen jedoch nicht gerecht, weil der Post-Peak Bereich bei kleiner Rißbreite von einem steilen Spannungsabfall und bei großer Rißbreite von einem kleinen Spannungsabfall gekennzeichnet ist. Bilineare Modelle bilden das Verhalten wirklichkeitsnäher ab [45], [124], Bild 5.9. Die meisten sind empirischer Natur [47], [60] [71], [129], Tab. 5.1. Die zugehörigen Modellparameter wurden durch Versuche bestimmt.

DUDA [58] stellt ein rheologisches Modell aus zwei parallelgeschalteten Reibelementen vor, Bild 5.10. Das erste Reibelement beschreibt dabei den steilen Spannungsabfall bei kleiner Rißbreite w . Diesen führt Duda auf den Verlust von Haft- und Scherverbund zurück. Mathematisch wird dieser Teil des σ - w -Verlaufes durch den rechten Ast der Dichtefunktion einer Normalverteilung abgebildet. Das zweite Reibelement beschreibt den verhältnismäßig geringen Spannungsabfall bei großer Rißöffnung. In der Modellvorstellung erfolgt die Kraftübertragung durch Reibverbund in Form von Korn- und Rißverzahnung. Zur mathematischen Modellierung dient eine Exponentialfunktion. Die Modellparameter lassen sich anhand der bruchmechanischen Werkstoffeigenschaften bestimmen, Tab. 5.1. Durch den Bezug der Rißöffnung w auf die Parameter w_a und w_b werden die Reibelemente bei verschiedener Rißöffnung wirksam (vergleichbar mit den Retardationszeiten bei einer Reihenschaltung von Kelvin-Elementen).

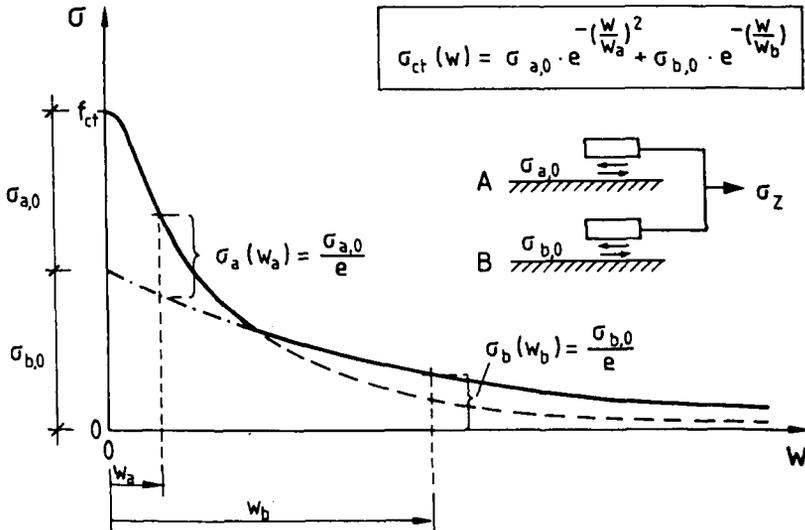


Bild 5.10: Spannung-Rißöffnungsmodell nach DUDA [58]

Bei keinem der in Tab. 5.1 genannten σ - w Modelle geht der Hydratationsgrad ein. Dieser Fragestellung wurde erstmalig von LAUBE [96] nachgegangen. Bei seinem Modell wird die übertragbare Spannung nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Gesamtdehnung dargestellt (σ - ϵ -Linie). Das Modell lehnt sich damit an das Crack-Band Modell von BAZANT et al. [11] an, Bild 5.11. In LAUBES Modell gehen die Dehngeschwindig-

keit und der Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn ein, wobei zwischen den Modellparametern und den physikalisch-chemischen Werkstoffeigenschaften ein empirischer Zusammenhang besteht.

Nachteilig bei diesem Ansatz ist, daß die anhand der Versuche kalibrierten σ - ϵ -Linien für den abfallenden Ast nicht allgemeingültig sind, sondern von der Länge der Rißprozeßzone und der Meßlänge bei den Versuchen abhängen. Eine Übertragung der σ - ϵ -Linien auf Betone mit anderen Größtkorndurchmessern ist deswegen nicht ohne weiteres möglich. Außerdem ist zu berücksichtigen, daß das Modell von LAUBE [96] auf einen Ansatz zur Beschreibung der vollständigen Spannung-Dehnungslinie unter Druckbeanspruchung zurückgeht. Die Übertragbarkeit auf das Zugtragverhalten von jungem Beton wurde für eine bestimmte Rißprozeßzonenlänge zwar gezeigt, die Versagensmechanismen sind bei Druck- und Zugbeanspruchung jedoch unterschiedlich.

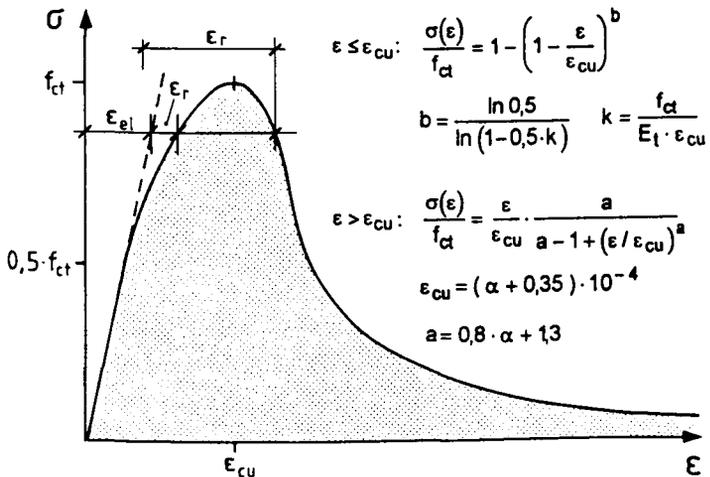


Bild 5.11: Modellierung der gesamten Zugspannung-Dehnungslinie nach LAUBE [96]

In Bild 5.12 sind die in Tab. 5.1 genannten Modelle für den abfallenden Ast durch σ - w -Linien gegenübergestellt. Für die Berechnung wurden jeweils die in der Literatur angegebenen mittleren Modellparameter zu Grunde gelegt. Bei dem Modell von LAUBE wurde die Rißbreite aus Rißprozeßzonenlänge und -länge von $l_{pr} = 30$ mm, entsprechend der Meßlänge bei den Versuchen, berechnet.

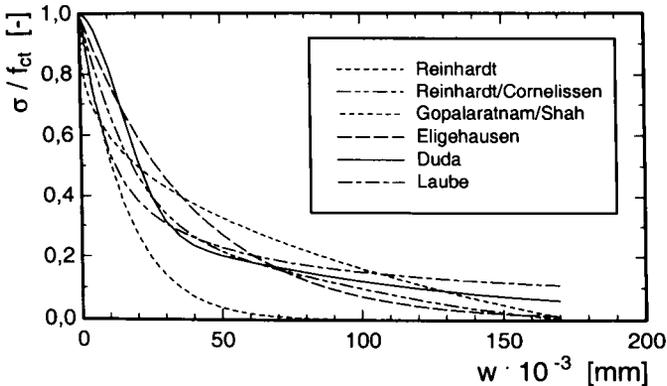


Bild 5.12: Spannung-Rißöffnungsmodelle im Vergleich

Die berechneten übertragbaren Spannungen sind in Abhängigkeit der Rißöffnung sehr unterschiedlich. Das Modell von REINHARDT [129] führt bereits bei kleinen Rißbreiten zu einem steilen Spannungsabfall, während die Spannung bei einer Rißbreite von $w = 70 \cdot 10^{-6}$ m deutlich größer ist als bei den übrigen Modellen. Der Ansatz von GOPALARATNAM/SHAH [71] zeigt ebenfalls anfangs einen steilen Spannungsabfall, wobei die übertragbare Spannung mit zunehmender Rißbreite rasch gegen Null geht. Bei den Modellen von REINHARDT [129] und REINHARDT/CORNELISSEN/HODIJK [130], [185] ist nach Erreichen der angegebenen Grenzißöffnung keine Spannungsübertragung mehr möglich. Bei den übrigen Modellen nähert sich die übertragbare Spannung mit zunehmender Rißbreite asymptotisch $\sigma = 0$ N/mm² an. Unter baupraktischen Gesichtspunkten ist es unerheblich, ob die übertragbare Spannung bei einer bestimmten Rißöffnung $\sigma = 0$ N/mm² erreicht oder sich dieser Spannung asymptotisch annähert.

Die Formulierung von DUDA ist wie die bilineare Modellierung von PETERSSON durch einen steilen Spannungsabfall am Anfang der σ - w -Linie und durch einen geringen Spannungsabfall mit zunehmender Rißbreite gekennzeichnet. Außerdem fällt bei diesem Ansatz positiv auf, daß die Kurve bei kleiner Rißöffnung w deutlich ausgerundet ist und das Gefälle erst allmählich zunimmt. Dieses Verhalten ist auch bei den eigenen Versuchen mit jungem Beton beobachtet worden.

Weil von den Autoren jeweils die gute Übereinstimmung der Modelle mit den Versuchsergebnissen gezeigt wurde, sind die starken Unterschiede der übertragbaren Spannung im

Nachbruchbereich wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß den Modellen Versuche mit unterschiedlichen Längen der Meßbasis zugrunde lagen. So ist der steile Spannungsabfall bei der Modellierung nach GOPALARATNAM/SHAH wahrscheinlich auf die große Meßlänge von $l_0 = 82,5$ mm über der Kerbe zurückzuführen. Den übrigen Modellen lagen demgegenüber Versuche mit kleinen Meßlängen über der Kerbe zugrunde ($30 \leq l_0 \leq 50$ mm, entsprechend $2 - 3 d_k$). In [185] wurde gezeigt, daß das Modell von GOPALARATNAM/SHAH mit Hilfe der Modellparameter jedoch auch für Versuche mit anderen Meßlängen angepaßt werden kann.

Die unterschiedlichen σ -w Verläufe (Bild 5.12) sind also entweder auf die Meßlängen bei den Versuchen und die damit verbundene Verschmierung eines diskreten Risses über verschiedene Längen oder auf Modellunschärfen zurückzuführen. Die meßlängenabhängigen Unterschiede fallen stärker ins Gewicht als Modellunschärfen, weil sich die Modelle - wie von den Autoren gezeigt - mit Hilfe ihrer Parameter individuell an Versuchsergebnisse anpassen lassen [185].

Es sei noch angemerkt, daß die Rißöffnung w bei allen in der Literatur erwähnten Versuchen über einen vorgekerbten Bereich mit einer bestimmten Grundlänge l_0 gemessen wurde. Die Rißöffnung w wurde in keinem Fall explizit gemessen. Sie ergibt sich aus der gemessenen Rißprozeßzonendehnung ϵ_{pr} in der Rißprozeßzone l_{pr} unter Berücksichtigung der elastischen Dehnung

$$w = (\epsilon_{pr} - \epsilon_{el}) \cdot l_{pr} \quad (5.3)$$

Die unterschiedlichen σ -w Verläufe der Modelle werden besonders bei kleinen Rißbreiten $w \rightarrow 0$ deutlich. Bei den eigenen Versuchen entsprach das Überfahren der Zugfestigkeit einem meist ausgerundeten Sattel. Demnach müßte für die Modelle die Bedingung

$$\frac{d\sigma(w=0)}{dw} = 0, \text{ bzw. } \frac{d\sigma(\epsilon = \epsilon_{cu})}{d\epsilon} = 0 \quad (5.4)$$

erfüllt sein. Die in Tab. 5.1 aufgeführten ersten Ableitungen zeigen, daß die Bedingung für keine der genannten σ -w Beziehungen erfüllt ist. Das Modell von DUDA hat bei $w = 0$ μm das kleinste, jenes von GOPALARATNAM / SHAH das größte Gefälle, Bild 5.12. Auch wenn das Gefälle für praktische Berechnungen unerheblich ist, werden Versuchsergebnisse nicht optimal abgebildet. Für den Ansatz von LAUBE ist die Bedingung $d\sigma(\epsilon = \epsilon_{cu}) / d\epsilon = 0$ erfüllt.

Tab. 5.1: Modelle zur Beschreibung der Zugtragfähigkeit nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit

Verfasser	Modell	1. Ableitung
Reinhardt [129] Gl. (5.5)	$\sigma(w) = f_{ct} \cdot \left[1 - \left(\frac{w}{w_0} \right)^k \right]$	$\frac{d\sigma(w=0)}{dw} = -\frac{1}{w_0} \cdot k \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{w}{w_0} \right)^{k-1}$, für $k < 1$ nicht definiert
	mit: $0,29 < k < 0,40$;	$120 < w_0 < 200 \cdot 10^{-6}$ [m], Mittelwert: $w_0 = 175 \cdot 10^{-6}$ [m]
Reinhardt/ Cornelissen Hordijk [130] Gl. (5.6)	$\sigma(w) = f_{ct} \cdot \left[\left(1 + \left(c_1 \frac{w}{w_0} \right)^3 \right) \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_0}\right) \right]$ $- f_{ct} \cdot \left[\frac{w}{w_0} \left(1 + c_1^3 \right) \exp(-c_2) \right]$	$\frac{d\sigma(w=0)}{dw} = f_{ct} \cdot \left[3 \frac{c_1}{w_0} \left[c_1 \frac{w}{w_0} \right]^2 \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_0}\right) \right]$ $- f_{ct} \cdot \left[\left(1 + \left(c_1 \frac{w}{w_0} \right)^3 \right) \left(\frac{c_2}{w_0} \right) \exp\left(-c_2 \frac{w}{w_0}\right) - \frac{1}{w_0} \left(1 + c_1^3 \right) \exp(-c_2) \right] \neq 0$
	mit: $c_1 = 3,0$; $c_2 = 6,93$; $w_0 = 160 \cdot 10^{-6}$ [m]	
Gopalaratnam/ Shah [71], Gl. (5.7)	$\sigma(w) = f_{ct} \cdot \exp(-k \cdot \lambda \cdot w)$, mit: $\lambda = 1,01$; $k = 0,063$; w in 10^{-6} [m]	$\frac{d\sigma(w=0)}{dw} = -k \cdot \lambda \cdot f_{ct} \cdot \exp(-k \cdot \lambda \cdot w) = -k \cdot \lambda \cdot f_{ct} \neq 0$
Eligehausen [60], Gl. (5.8)	$\sigma(w) = f_{ct} \cdot \exp(-\gamma \cdot w)$ mit: $\gamma = 0,026 \cdot 10^{-6}$ [m]	$\frac{d\sigma(w=0)}{dw} = -\gamma \cdot f_{ct} \cdot \exp(-\gamma \cdot w) = -\gamma \cdot f_{ct} \neq 0$
Duda [58] Gl. (5.9)	$\sigma(w) = \sigma_{a,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_a}\right]^2\right) + \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_b}\right]\right)$	$\frac{d\sigma(w=0)}{dw} = -2 \frac{w}{w_a^2} \sigma_{a,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_a}\right]^2\right) - \frac{1}{w_b} \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_b}\right]\right) \neq 0$
	mit: $w_a = \frac{3}{5 + \sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_F}{f_{ct}}$; $\sigma_{a,0} = \frac{2}{3} \cdot f_{ct}$;	$w_b = \frac{1}{1/3 + \sqrt{\pi}/15} \cdot \frac{G_F}{f_{ct}}$; $\sigma_{b,0} = \frac{1}{3} \cdot f_{ct}$
Laube [96] Gl. (5.10)	$\sigma(\epsilon) = f_{ct} \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_{cu}} \cdot \frac{a}{a - 1 + (\epsilon / \epsilon_{cu})^a}$ mit: $a = \left(2,7 \cdot \alpha^2 + 114 \cdot 10^3 (\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_k)^2 + 1,5 \right)^{0,5}$ $\dot{\epsilon}_k = 1$ [1/h]; oder $a = 0,8 \cdot \alpha + 1,3$	$\frac{d\sigma(\epsilon = \epsilon_{cu})}{d\epsilon} = f_{ct} \cdot \frac{a}{\epsilon_{cu}} \cdot \frac{\left[a - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cu}} \right)^a \right] - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cu}} \right)^a \cdot a}{\left[a - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{cu}} \right)^a \right]^2} = 0$

5.4 Bruchmechanische Parameter

5.4.1 Zugbruchdehnung

Die Zugbruchdehnung des Betons ϵ_{cu} ist jene Dehnung, die unter der Zugfestigkeit f_{ct} erreicht wird. Landläufig wird ein Wert von $\epsilon_{cu} = 0,1 \cdot 10^{-3}$ angenommen. Dabei wird meist auf den Ansatz einer inelastischen Reißdehnung verzichtet, vgl. Kap. 5.3.3. Tatsächlich hängt die Zugbruchdehnung von W/Z-Wert, Betonalter, Lagerungsbedingungen, Zuschlagsart, Größtkorndurchmesser und Belastungsgeschwindigkeit ab [164]. Sie ist wie die zentrische Zugfestigkeit ein Versagenskriterium, wurde bisher jedoch selten als solches herangezogen, weil sie im Vergleich zur Festigkeit ungenau ist.

KAPLAN [89] berichtet über Versuchsergebnisse, bei denen die zentrische Zugfestigkeit und Zugbruchdehnung mit steigendem Zuschlaggehalt deutlich abnahmen. Dieses führt er darauf zurück, daß bei einem großen Zuschlaggehalt eine große Anzahl von Spannungs- bzw. Dehnungskonzentrationen vorliegt und dadurch die Gefügeschädigung früher eintritt. Zuschlagart und W/Z-Wert hatten bei diesen Versuchen keinen signifikanten Einfluß auf die Zugbruchdehnung, nur auf die Zugfestigkeit. Demgegenüber führen nach HOUGHTON [82] eine Verringerung des W/Z-Wertes und gebrochener Zuschlag zur Erhöhung der Zugbruchdehnung.

Der Einfluß des Betonalters auf die zentrische Zugbruchdehnung wurde von LAUBE [96] experimentell untersucht. Er fand eine lineare Zunahme der Zugbruchdehnung mit steigendem Hydratationsgrad $\alpha \geq \alpha_0$

$$\epsilon_{cu}(\alpha) = (0,35 + \alpha) \cdot 10^{-4} \quad (5.11)$$

Die Zugbruchdehnungen der Kerbzugversuche und der horizontalen Zugversuche sind in Bild 5.13 gegenübergestellt. Die Zugbruchdehnungen der horizontalen ungekerbten Zugkörper werden mit dem Ansatz von LAUBE zutreffend approximiert. Bei den Kerbzugkörpern lag die über den Kerbquerschnitt gemittelte Zugbruchdehnung deutlich darüber. Dieses ist offenbar auf die vom Kerbgrund ausgehende Reißausbreitung und die damit verbundene große Reißdehnung zurückzuführen, vgl. Bild 5.3. Es fällt außerdem auf, daß die Streuung der Zugbruchdehnung mit steigendem Hydratationsgrad zunimmt.

Beim Vergleich der Ergebnisse verschiedener Autoren stellte TASDEMIR [164] bei vorgekerbten Zugkörpern ebenfalls eine größere Zugbruchdehnung fest als bei ungekerbten Körpern. Er gibt weiterhin an, daß zwischen ϵ_{cu} und dem Verhältnis f_{ct}/E_{ct} ein linearer Zusammenhang besteht

$$\epsilon_{cu} = \left(0,95 \cdot \frac{f_{ct}}{E_{ct}} + 19,5 \right) \cdot 10^{-6}. \quad (5.12)$$

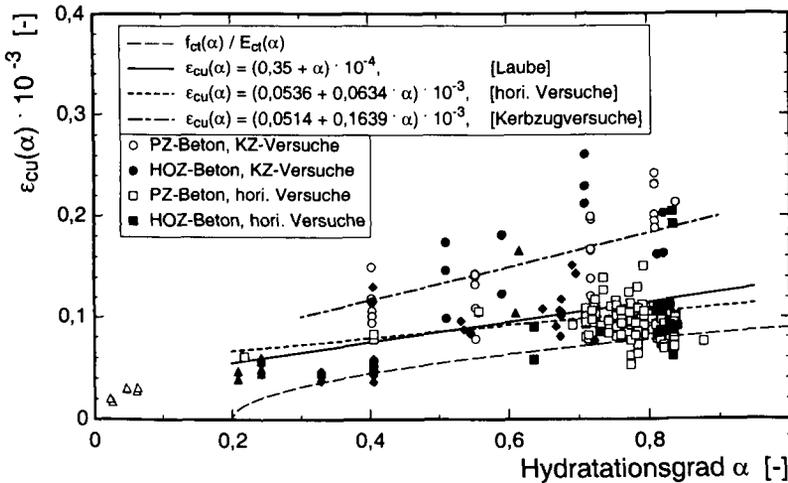


Bild 5.13: Bruchdehnung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn

Ein vergleichbarer Zusammenhang zwischen ϵ_{cu} und f_{ct}/E wird auch von BROOKS [28] angegeben. In Bild 5.14 sind die Zugbruchdehnungen über dem Verhältnis f_{ct}/E_{ct} für die Kerbzugversuche und horizontalen Zugversuche aufgetragen. Der in Gl. (5.12) angegebene Zusammenhang trifft auch hierfür zu. Außerdem liegen die Bruchdehnungen der Kerbzugkörpern - wie jene bei TASDEMIR [164] - oberhalb dieser Gerade. Die Zunahme der Bruchdehnung mit steigendem Verhältnis f_{ct}/E_{ct} bedeutet, daß der Elastizitätsmodul bei Beton mit zunehmender Festigkeit weniger ansteigt als die Zugfestigkeit. Dieses wird durch die hydrationsgradabhängigen Formulierungen von $f_{ct}(\alpha)$ und $E_{ct}(\alpha)$, Gln. (4.5) und (4.7), erfaßt.

Zur Modellierung der zentrischen Zugbruchdehnung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad erscheint Gl. (5.11) deswegen gut geeignet. Die Ergebnisse bestätigen außerdem, daß die

Zugbruchdehnung neben der zentrischen Zugfestigkeit ein wichtiger Werkstoffparameter zur Abschätzung der Rißentstehung in massigen Betonbauteilen im jungen Alter ist.

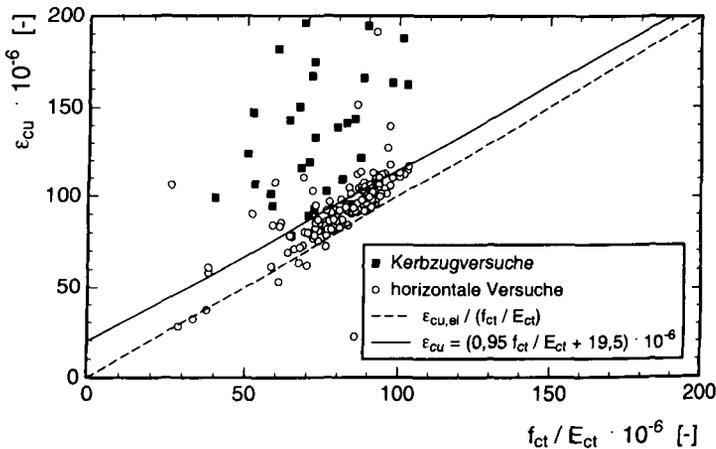


Bild 5.14: Zugbruchdehnung in Abhängigkeit vom Verhältnis der Zugfestigkeit zu Zug-Elastizitätsmodul, Kerzugkörper und horizontale Zugversuche

5.4.2 Bruchenergie

Ein weiterer bruchmechanischer Parameter ist die Bruchenergie G_F . Wie in der Literatur erwähnt, nimmt die Bruchenergie mit dem Betonalter zu [23], [124]. In [23] wird insbesondere über die Entwicklung der Bruchenergie bei jungem Beton berichtet, Bild 5.15.

Die Bruchenergie wurde bei den eigenen Kerzugversuchen mit Gl. (5.1) bestimmt. Weil die Rißbreite w bei den Kerzugversuchen nicht explizit gemessen wurde, sondern nur die Rißprozeßzonendehnung ϵ_{pr} über dem Kerbquerschnitt, wurde die Rißbreite unter Berücksichtigung der elastischen Dehnung ϵ_{el} in der Rißprozeßzone ($l_{pr} = 30 \text{ mm}$) mit Gl. (5.2) bestimmt.

Die Versuche zeigten, daß eine Spannungsübertragung auch bei Rißbreiten von $w = 70 - 90 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ möglich ist. Die Versuche wurden bei diesen Rißbreiten jedoch beendet. Zur Bestimmung von G_F wurde von einer maximalen Rißbreite von $w_c = 200 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$ ausgegangen, ab der keine Spannungsübertragung mehr möglich ist.

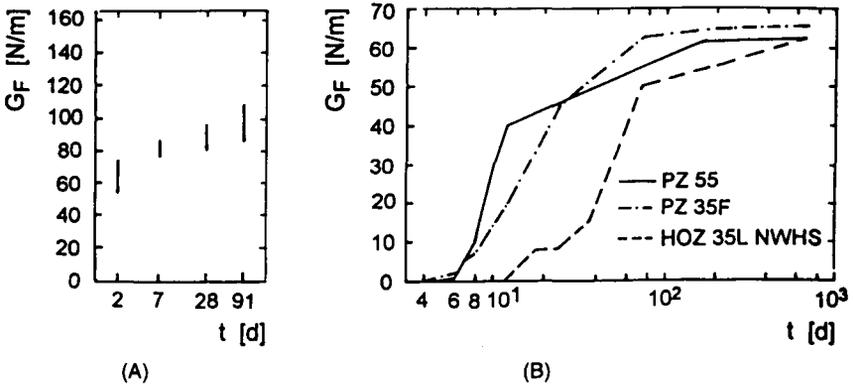


Bild 5.15: Entwicklung der Bruchenergie mit zunehmendem Alter, aus [124] (A), [23] (B)

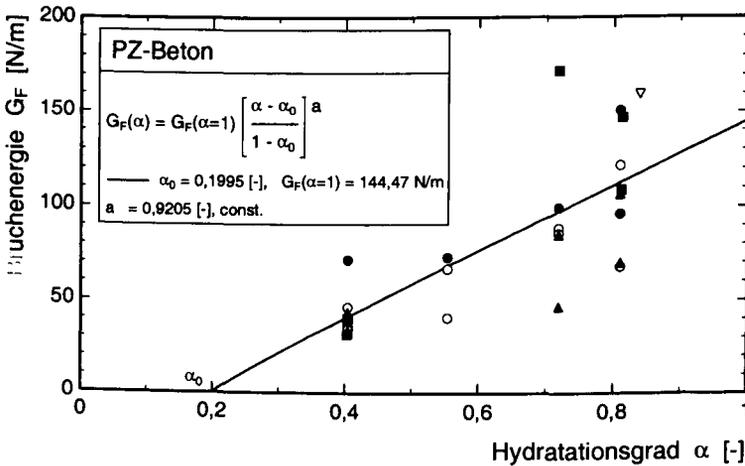


Bild 5.16: Bruchenergie in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, PZ-Beton

Bild 5.16 zeigt die Bruchenergie in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei den Kerbzugversuchen mit PZ-Beton (HOZ-Beton A-4.3). Die Streuung der Bruchenergie nimmt mit dem Hydratationsgrad zu. Der Zusammenhang zwischen Hydratationsgrad und Bruchenergie kann in Analogie zu den anderen mechanischen Kurzzeiteigenschaften durch Gl. (5.13) formuliert werden

$$\hat{G}_F = \frac{G_F(\alpha)}{G_F(\alpha=1)} = \left[\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^a \quad (5.13)$$

Der betonspezifische Parameter α_0 ist aus der Regression der zentrischen Zugfestigkeit bekannt. Die Parameter $G_F(\alpha=1)$ und a wurden anhand der Versuchsergebnisse durch Regression ermittelt. $G_F(\alpha=1)$ stellt in Analogie zu $f_{ct}(\alpha=1)$ und $f_c(\alpha=1)$ eine fiktive Größe dar, die praktisch nicht erreicht wird.

5.4.3 Charakteristische Länge

Die Zunahme der Bruchenergie mit steigendem Hydratationsgrad wurde stets als unzureichendes Kriterium angesehen, weil die Zugfestigkeit mit dem Hydratationsgrad zunimmt und diese die Bruchenergie entscheidend beeinflusst. Deswegen wurde die charakteristische Länge l_{ch} eingeführt [23], [78], [124]

$$l_{ch} = \frac{G_F \cdot E}{f_{ct}^2} \quad (5.14)$$

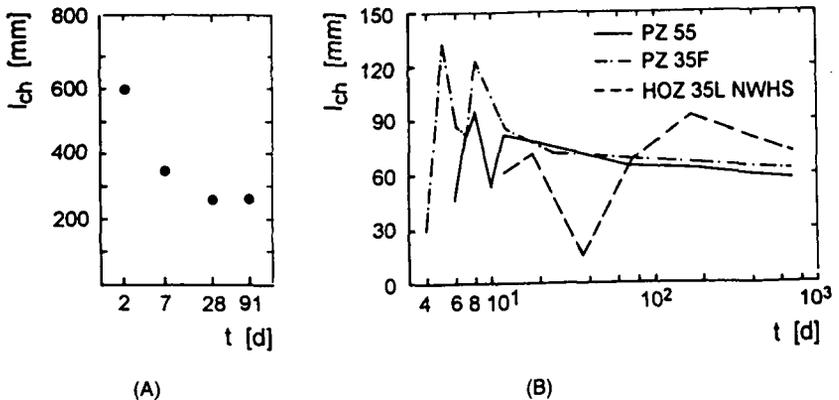


Bild 5.17: Charakteristische Länge in Abhängigkeit vom Betonalter, aus [124] (A) und [23] (B)

Die Abnahme der charakteristischen Länge ist als Zunahme von Sprödigkeit und Rißempfindlichkeit des Materials zu interpretieren. In der Literatur wird berichtet, daß die charakteristische Länge mit dem Betonalter abnimmt, Bild 5.17.

Bild 5.18 zeigt die charakteristische Länge in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei den Kerbzugversuchen. Die charakteristische Länge nimmt mit zunehmendem Hydratationsgrad ab. Dieses wird besonders beim HOZ-Beton deutlich. Die bei den eigenen Versuchen ermittelten charakteristischen Längen stimmen mit den in der Literatur [23], [124] angegebenen Werten überein, obwohl l_{ch} dort nicht in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad, sondern vom wirksamen Alter angegeben wurde.

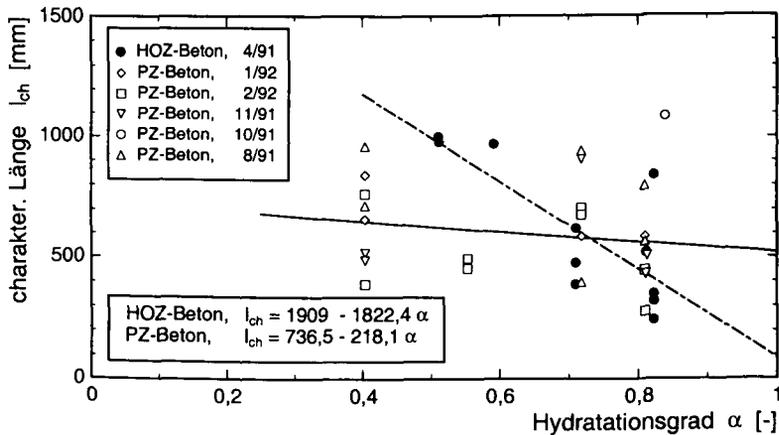


Bild 5.18: Charakteristische Länge in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei PZ- und HOZ-Beton

5.4.4 Bewertung

Die Zunahme der Bruchenergie und die Abnahme der charakteristischen Länge mit zunehmendem Hydratationsgrad bedeuten, daß zur Ausbildung vollständiger Rißflanken mit zunehmendem Hydratationsgrad eine größere Energie notwendig ist und die Materialsprödigkeit zunimmt. Die beobachteten Rißbilder spiegeln diese Erkenntnisse wider, vgl. Bild 5.4. Wenn der Riß im hohen Betonalter - wie beobachtet - durch einen erheblichen Anteil der Zuschlagkörner verläuft, ist die Kornverzahnung besser, und die Rißverzweigung nimmt zu.

Dadurch werden Bruchdehnung und Bruchenergie größer. Außerdem nimmt die Sprödigkeit zu, weil der erhärtete Zementstein - im Gegensatz zum weichen Zementstein im jungen Betonalter - nur noch geringe elastische Verformungen zulässt. Verläuft der Riß im jungen Betonalter demgegenüber entlang der Verbundzone, dann sind die Rißflanken vergleichsweise glatt, die Kornverzahnung ist schlecht und die Bruchenergie kleiner.

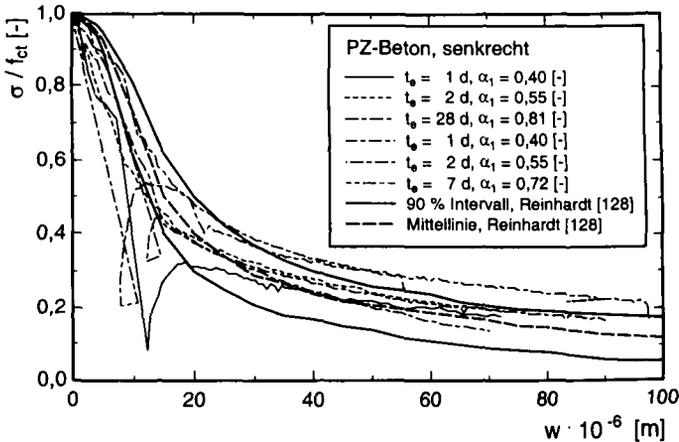


Bild 5.19: Normierte Spannungen nach Überschreiten der Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Rißöffnung für unterschiedliche Hydratationsgrade bei Versuchsbeginn

Weil sich der Hydratationsgrad auf Bruchbild und Bruchenergie auswirkt, sollte geklärt werden, ob er sich auch auf die Form des abfallenden Astes auswirkt. In Bild 5.19 ist deswegen die gemessene Spannung, bezogen auf die Zugfestigkeit in Abhängigkeit der Rißöffnung, für Versuche mit unterschiedlichem Hydratationsgrad aufgetragen (HOZ-Beton in Anlage A-4.4). Dem Bild ist zu entnehmen, daß die übertragbare Spannung in Abhängigkeit der Rißöffnung im Rahmen der Streuung unabhängig vom Hydratationsgrad ist. Daher kann der abfallende Ast mit einer vom Hydratationsgrad unabhängigen Formfunktion in Verbindung mit den hydrationsgradabhängigen Größen $f_{ct}(\alpha)$ und $G_F(\alpha)$ abgebildet werden.

In Bild 5.19 sind die in den Kerbzugversuchen gemessenen σ - w Linien in normierter Form und das von REINHARDT/CORNELISSEN [128] angegebene 90 % Konfidenzintervall ihrer Zugproben dargestellt. Die übertragbare Spannung war bei den Kerbzugversuchen bei kleiner Rißbreite etwas kleiner als die Spannung an der unteren Grenze des Konfidenzintervalls. Bei

Rißbreiten $w > 18 \cdot 10^{-6} \text{ m}$ liegen die Spannungsverläufe der Kerbzugversuche etwas oberhalb des Konfidenzintervalls.

5.5 Modifiziertes Modell zur Beschreibung des Zugverhaltens von Beton

5.5.1 Übersicht

In den vorherigen Kapiteln sind die bekannten Modelle zur Beschreibung des Zugtragverhaltens von Beton vorgestellt, deren Vor- und Nachteile diskutiert und die Ergebnisse der eigenen Versuche dargestellt worden. Darauf aufbauend wird eine Modellierung für das Zugtragverhalten jungen Betons vorgeschlagen, bei der die Zugspannung-Dehnungslinie in drei Abschnitte unterteilt wird, Bild 5.20.

5.5.2 Ansteigender Ast ($\epsilon \leq \epsilon_{cu}$)

Abschnitt 1: $0 \leq \sigma \leq 0,5 f_{ct}$

In diesem Abschnitt wird lineare Elastizität unterstellt. Eine inelastische Verformung durch Mikrorißbildung tritt nicht auf. Der Zug-Elastizitätsmodul läßt sich anhand von Versuchen als Sekantenmodul zwischen $\sigma = 0,05 \cdot f_{ct}$ und $0,5 \cdot f_{ct}$ ermitteln. Es gilt

$$\sigma(\epsilon) = E_{ct} \cdot \epsilon \quad . \quad (5.15)$$

Abschnitt 2: $0,5 f_{ct} < \sigma \leq f_{ct}$

Bei $\sigma = 0,5 f_{ct}$ beginnt eine über den gesamten Körper gleichmäßig verteilte Mikrorißbildung. Sie führt zur inelastischen Rißdehnung ϵ_{r1} und ist für die überproportionale Dehnungszunahme bis zum Erreichen der Zugfestigkeit verantwortlich. Die Gesamtdehnung im ansteigenden Ast ist

$$\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{r1} \quad . \quad (5.16)$$

Die Gesamtdehnung bei Erreichen der Zugfestigkeit ist die Bruchdehnung $\epsilon_{cu} = \epsilon_{el} + \epsilon_{r1}$.

Die Modellierung von LAUBE [96] erfolgte im ansteigenden Ast in gleicher Weise. Der Abschnitt $0,5 f_{ct} < \sigma \leq f_{ct}$ wurde durch eine Parabel abgebildet, deren Völligkeit gegenüber dem ursprünglichen Ansatz von GOPALARATNAM/SHAH [71] durch den Exponenten vergrößert

wurde. Dadurch sind die Steigungen von Gerade und Parabel bei $\sigma = 0,5 f_{ct}$ verschieden, vgl. Bild 5.5.

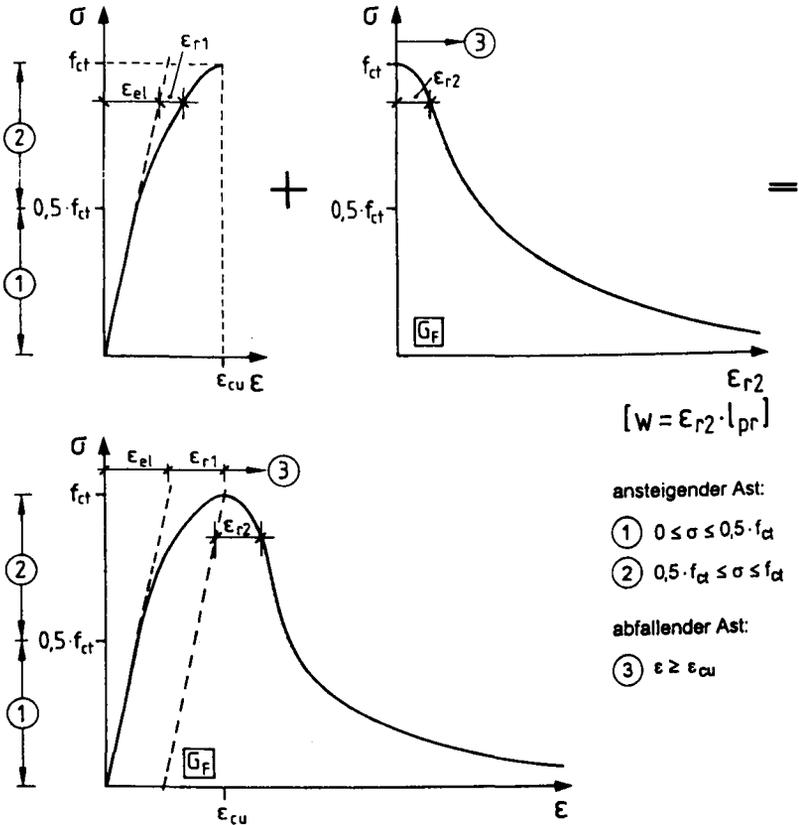


Bild 5.20: Modellierung des Zugtragverhaltens von Beton

Bei Ansatz linearer Elastizität bis $\sigma = 0,5 f_{ct}$ und einer danach auftretenden inelastischen Mikrorißbildung ist davon auszugehen, daß die Mikrorißbildung allmählich einsetzt. Die abschnittsweise Formulierung der Spannung-Dehnungsbeziehung muß deswegen folgende Forderungen erfüllen:

$$\sigma(\epsilon = \epsilon_{cu}) = f_{ct} , \tag{5.17}$$

$$\frac{d\sigma(\varepsilon = \varepsilon_{cu})}{d\varepsilon} = 0 \quad , \quad (5.18)$$

$$\frac{d\sigma(\varepsilon = \varepsilon_{0,5})}{d\varepsilon} = E_{ct} = \frac{0,5 \cdot f_{ct}}{\varepsilon_{0,5}} \quad , \quad (5.19)$$

mit $\varepsilon_{0,5} = 0,5 \cdot f_{ct} / E_{ct}$.

Während die erste und zweite Forderung auch von LAUBES [96] Ansatz erfüllt werden, wird die dritte nicht erfüllt. Deswegen wird für den zweiten Abschnitt des ansteigenden Astes folgende Modellierung vorgeschlagen:

$$\sigma(\varepsilon) = 0,5 \cdot f_{ct} + 0,5 \cdot f_{ct} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{0,5}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{0,5}} \right)^B \right] = \frac{f_{ct}}{2} \left[2 - \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{0,5}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{0,5}} \right)^B \right] \quad , \quad (5.20)$$

$$\text{mit: } B = \frac{E_{ct} \cdot (\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{0,5})}{0,5 \cdot f_{ct}} = \frac{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{0,5}}{\varepsilon_{0,5}} \quad .$$

Die Steigung der Parabel ist hierfür bei $\varepsilon_{0,5} = 0,5 \cdot f_{ct} / E_{ct}$ gleich dem Zugelastizitätsmodul E_{ct} im ersten Abschnitt ($0 \leq \sigma \leq 0,5 f_{ct}$).

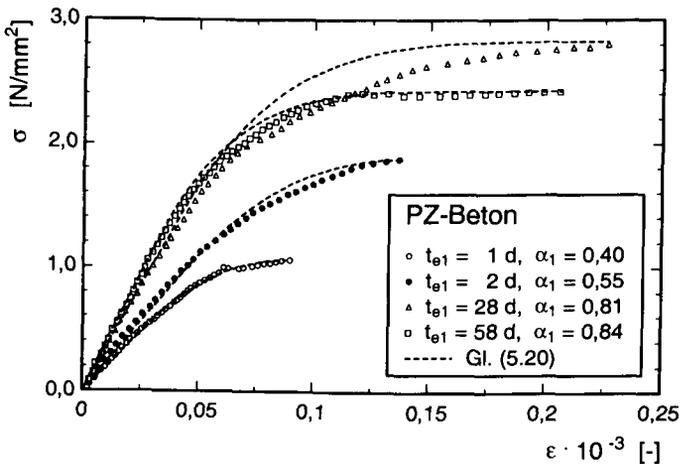


Bild 5.21: Ansteigender Ast der Spannung-Dehnungslinie in Versuch und Modell

In Bild 5.21 ist der ansteigende Ast der Zugspannung-Dehnungslinie, gemessen an Kerbzugkörpern bei unterschiedlichen Hydratationsgraden, den mit den Modellen Gl. (5.15) und Gl. (5.20) berechneten Spannung-Dehnungsverläufen gegenübergestellt. Das Modell bildet die Meßwerte gut ab.

5.5.3 Abfallender Ast - Abschnitt 3 - ($\epsilon \geq \epsilon_{cu}$)

Der dritte Abschnitt beschreibt den abfallenden Ast der Spannung-Dehnungslinie nach Überschreiten der Bruchdehnung ϵ_{cu} . Die Spannungsübertragung im abfallenden Ast ist zunächst durch den steilen Spannungsabfall - hervorgerufen durch den Verlust von Haft- und Scherverbund - und danach durch einen flachen Spannungsabfall gekennzeichnet, bei dem die Kraftübertragung durch Reibung und Kornverzahnung erfolgt.

Weil ein Riß i.a. lokal begrenzt ist, muß nach Überschreiten der Bruchdehnung zwischen einem durch Mikrorißbildung gleichmäßig geschädigten Bereich und der Rißprozeßzone unterschieden werden. In der Rißprozeßzone sammeln sich die Mikrorisse an und vereinigen sich schließlich zum Makroriß. Die Gesamtdehnung der Rißprozeßzone ergibt sich gemäß Bild 5.20 für $\epsilon \geq \epsilon_{cu}$ zu

$$\epsilon = \epsilon_{el} + \epsilon_{r1} + \epsilon_{r2} \quad , \quad (5.21)$$

mit: ϵ_{r2} , inelastische Rißdehnung in der Rißprozeßzone nach Überschreiten von ϵ_{cu} .

Bei dem von LAUBE vorgeschlagenen Ansatz wird der abfallende Ast nicht durch eine σ - w -, sondern durch eine σ - ϵ -Linie beschrieben. Diese Beziehung ist jedoch nicht allgemeingültig, weil sie nur für eine bestimmte Rißprozeßzonenlänge kalibriert wurde. Vorteilhaft bei diesem Ansatz ist, daß Dehngeschwindigkeit und Hydratationsgrad eingehen, jedoch nur durch eine empirische Formulierung.

Der von DUDA [58] vorgeschlagene Ansatz ist dagegen auf ein rheologisches Modell zurückgeführt. Er beschreibt den abfallenden Ast mit einer σ - w -Beziehung qualitativ am besten, vgl. Bild 5.12. Er dient deswegen als Grundlage zur weiteren Modellbildung. Ziel der Modellbildung ist es, sowohl eine allgemeingültige σ - w - als auch eine σ - ϵ -Beziehung - bezogen auf eine bestimmte Rißprozeßzonenlänge l_{pr} - zu formulieren.

Der Nachteil des von DUDA [58] vorgeschlagenen Ansatzes besteht darin, daß die σ - w Kurve für $w = 0$ [m] keine horizontale Tangente besitzt. Der σ - w -Verlauf wird bei kleiner Rißöffnung

$w \rightarrow 0$ i.w. vom ersten Reibelement bestimmt. Durch $d\sigma/dw$ (Tab. 5.1) läßt sich zeigen, daß die Spannungsgradienten für den ersten Term von Gl. (5.9) bei $w = 0$ $d\sigma/dw = 0$ ist. Das zweite Reibelement übt bei kleiner Rißöffnung zwar nur geringen Einfluß auf den σ - w -Verlauf aus, doch für $w = 0$ ist die Spannungsgradienten $d\sigma/dw \neq 0$. Durch Einführung eines Exponenten im zweiten Term

$$\sigma(w) = \sigma_{a,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_a}\right]^2\right) + \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_b}\right]^b\right) \quad (5.22)$$

mit: $b > 1,0$,

$$w_a = \frac{3}{5 + \sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_F}{f_{ct}} \quad , \quad w_b = \frac{1}{1/3 + \sqrt{\pi}/15} \cdot \frac{G_F}{f_{ct}} \quad (5.23)$$

$$\sigma_{a,0} = \frac{2}{3} \cdot f_{ct} \quad , \quad \sigma_{b,0} = \frac{1}{3} \cdot f_{ct} \quad (5.24)$$

wird bei $w = 0$ $d\sigma/dw = 0$. Für die weitere Modellierung wurde

$$b = 1,01 \quad (5.25)$$

gewählt, weil der σ - w Verlauf des zweiten Terms damit fast deckungsgleich verläuft wie für $b = 1,0$. Eine Veränderung des Exponenten b in diesen Grenzen ist für die Modellierung des σ - w -Verlaufes praktisch bedeutungslos. Auch für die Fläche unter der Kurve des zweiten Terms gilt mit hinreichender Genauigkeit

$$G_{F,2} = \int_0^{\infty} \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_b}\right]^{1,01}\right) dw = \int_0^{\infty} \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_b}\right]\right) dw = \sigma_{b,0} \cdot w_b \quad (5.26)$$

Damit wird die Bruchenergie unter der Kurve von Gl. (5.22)

$$\begin{aligned} G_F &= G_{F,1} + G_{F,2} = \int_0^{\infty} \sigma_{a,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_a}\right]^2\right) dw + \int_0^{\infty} \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{w}{w_b}\right]^{1,01}\right) dw \\ &= \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \sigma_{a,0} \cdot w_a + \sigma_{b,0} \cdot w_b \end{aligned} \quad (5.27)$$

Anhand von Gl. (5.27) wird erkennbar, daß die Modellparameter $\sigma_{a,0}$, $\sigma_{b,0}$, w_a und w_b aufeinander abgestimmt sein müssen, damit die Fläche unter der Kurve Gl. (5.22) die

Bruchenergie G_F ergibt. Die von DUDA [58] angegebenen Zusammenhänge der Parameter, Gl. (5.9), Tab. 5.1, wurden anhand von Versuchsergebnissen abgeleitet und sind aufeinander abgestimmt, so daß Gl. (5.1) erfüllt ist.

Die Anwendung des Modells von DUDA auf die eigenen Versuche führt dazu, daß die übertragbare Spannung mit dem Modell bei kleiner Rißbreite überschätzt wird. Für Spannungsberechnungen ist es jedoch sinnvoll, insbesondere den Beginn des abfallenden Astes möglichst genau abzubilden, weil in diesem Bereich kleine Rißbreitenänderungen größere Spannungsänderungen zur Folge haben als bei großen Rißbreiten. Folglich hat eine kleine Spannung bei großer Rißbreite bezogen auf ihre Wirkungsfläche (z.B. Lamelle, repräsentative Volumeneinheit) auch nur einen geringen Anteil am Kräftegleichgewicht, so daß die Fläche mit ausreichender Genauigkeit auch als ausgefallen angesehen werden kann. Ungenauigkeiten bei der σ - w -Modellierung verlieren bei großer Rißbreite insgesamt an Bedeutung.

Durch eine Verkleinerung von w_a ist eine bessere Kurvenanpassung an die Ergebnisse der Kerbzugversuche möglich. Wie oben erläutert, muß w_b gleichzeitig vergrößert werden, damit die Gln. (5.1) und (5.26) gültig bleiben. Bei einer Wahl von

$$\sigma_{a,0} = \frac{2}{3} \cdot f_{ct} \quad \text{und} \quad \sigma_{b,0} = \frac{1}{3} \cdot f_{ct} \quad , \quad (5.28)$$

lassen sich die Parameter w_a und w_b mit

$$w_a = \frac{3}{k + \sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_F}{f_{ct}} \quad , \quad w_b = \frac{3 \cdot k}{k + \sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_F}{f_{ct}} \quad , \quad k = 9 \quad (5.29)$$

allgemein formulieren. DUDA [58] setzt für $k = 5$. Eine Vergrößerung des Parameters k führt zu einem steileren Spannungsabfall bei kleiner Rißbreite. Bei großer Rißbreite fallen die Unterschiede demgegenüber kaum ins Gewicht. Die Modellparameter $w_{a,0}$, $w_{b,0}$, $\sigma_{a,0}$ und $\sigma_{b,0}$ wurden für die Kerbzugversuche mit den Gln. (5.28) und (5.29) bestimmt. Sie sind damit indirekt vom Hydratationsgrad abhängig, weil sie in Abhängigkeit von $G_F(\alpha)$ und $f_{ct}(\alpha)$ formuliert sind. Die kalibrierten Modellparameter aller Kerbzugversuche sind in Tab. A-4.1 zusammengestellt.

In Bild 5.22 sind die in Kerbzugversuchen gemessenen Spannung-Rißöffnungsverläufe den mit dem Modell Gln. (5.22), (5.25), (5.28) und (5.29) gegenübergestellt. Dabei wurde die

Rißöffnung w aus der gemessenen Rißprozeßzonendehnung ϵ_{pr} unter Berücksichtigung der elastischen Dehnung in der Rißprozeßzone l_{pr} nach Gl. (5.3) bestimmt. Das Bild belegt die gute Übereinstimmung von Versuch und Modell.

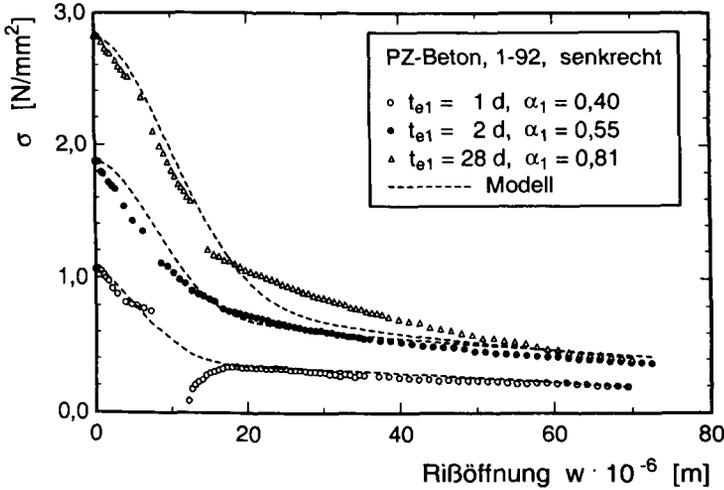


Bild 5.22: Spannung-Rißöffnungsverlauf - Versuch und Modell

Bei numerischen Spannungsberechnungen ist die Modellierung des abfallenden Astes mit einer σ - ϵ -Beziehung gegenüber einer σ - w -Formulierung zu bevorzugen, weil eine Rißdiskretisierung nach Überschreiten der Zugfestigkeit entfällt und die Rißprozeßzone mit einem einheitlichen Stoffgesetz beschrieben werden kann. Durch Bezug der Rißöffnung w auf die Rißprozeßzonlänge l_{pr} , die der Meßlänge l_0 bei den Versuchen entspricht, läßt sich die inelastische Rißprozeßzonendehnung ϵ_{r2} nach Überschreiten der Zugfestigkeit ableiten

$$\epsilon_{r2} = \frac{w}{l_{pr}} \quad (5.30)$$

Aus Gl. (5.9) wird mit Gl. (5.30) für $\epsilon \geq \epsilon_{cu}$

$$\sigma(\epsilon_{r2}) = \sigma_{a,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{\epsilon_{r2}}{\epsilon_a}\right]^2\right) + \sigma_{b,0} \cdot \exp\left(-\left[\frac{\epsilon_{r2}}{\epsilon_b}\right]^{1,01}\right) \quad (5.31)$$

mit: ϵ_{r2} , Rißprozeßzonendehnung nach dem Überschreiten der Bruchdehnung.

$$\epsilon_a = \frac{w_a}{l_{pr}} = \frac{3}{k + \sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_F}{f_{ct} \cdot l_{pr}}, \quad \epsilon_b = \frac{w_b}{l_{pr}} = \frac{3 \cdot k}{k + \sqrt{\pi}} \cdot \frac{G_F}{f_{ct} \cdot l_{pr}}, \quad k = 9 \quad (5.32)$$

$$\sigma_{a,0} = \frac{2}{3} \cdot f_{ct}, \quad \sigma_{b,0} = \frac{1}{3} \cdot f_{ct} \quad (5.33)$$

Die Formulierung der übertragbaren Spannung nach Überschreiten der Bruchdehnung mit einer σ - ϵ_{r2} -Beziehung hat den Nachteil, daß das Zugtragverhalten nicht wie bei LAUBE [96] durch eine geschlossene σ - ϵ -Beziehung beschrieben wird. Dafür hat sie den Vorteil, daß sie sich auf die bruchmechanischen Parameter G_F und f_{ct} bezieht und diese wiederum vom Hydratationsgrad abhängen. Die vorgestellte σ - ϵ_{r2} -Beziehung kann für beliebige Rißprozeßzonenlängen l_{pr} kalibriert werden, weil sie auf einer allgemeingültigen σ - w -Formulierung beruht. Dieses wird dann interessant, wenn es in Zukunft gelingt, genauere Aussagen über die Länge und Ausbreitung der Rißprozeßzone und deren Einflußparameter wie Betonalter, Größtkorndurchmesser u.a.m. zu machen.

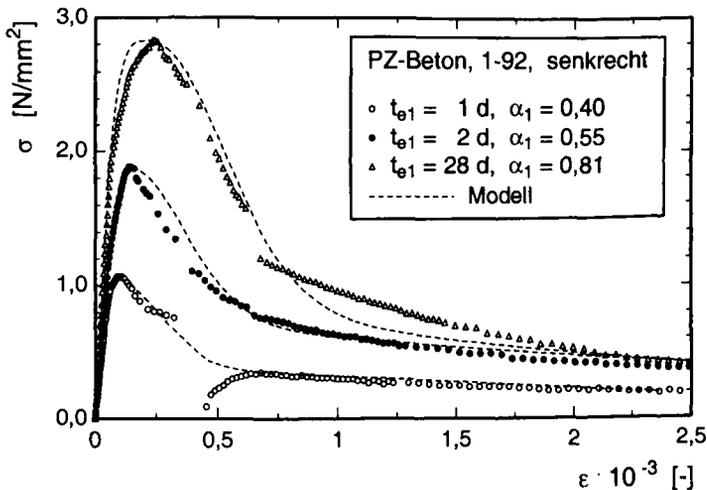


Bild 5.23: Spannung-Dehnungsverläufe bei einer Rißprozeßzonenlänge von $l_{pr} = 30$ mm
- Vergleich von Meßwerten (Punkte) und Modell (Linien)

In Bild 5.23 sind exemplarisch gemessene Spannung-Dehnungslinien der Kerbzugversuche im Vergleich zu der abschnittswisen Modellierung mit den Gln. (5.15), (5.20), (5.30) bis (5.33) dargestellt. Die gemessenen Spannung-Dehnungslinien lassen sich mit den vorge-

schlagenen Modellen für unterschiedliche Hydratationsgrade gut abbilden (weitere Vergleiche von Meßwerten und Modell in Anlage A-4.5).

Im Rahmen von numerischen Temperaturspannungsberechnungen erscheint es durchaus gerechtfertigt, nicht die vollständige Zugspannung-Dehnungslinie im Post-Peak Bereich zu verwenden, sondern ein Abbruchkriterium bei $2 - 3 \epsilon_{cu}$ zu formulieren und die Lamelle oder das Element danach als ausgefallen anzusehen.

5.5.4 Ent- und Wiederbeanspruchung im Post-Peak Bereich

5.5.4.1 Vorbemerkungen

Neben einer monotonen Verformungszunahme kann auch eine wiederholte Beanspruchung auftreten. Das Verformungsverhalten von Beton wurde deswegen unter zyklischer Zugbeanspruchung im Post-Peak Bereich umfangreich untersucht [58], [59], [81], [129], [187]. Eine zyklische Beanspruchung entsteht im Post-Peak Bereich durch Ent- und Wiederbelastung, die im Bauwerk z.B. durch Spannungsumlagerung hervorgerufen werden können. Bei einer Entlastung im Post-Peak Bereich wird ein bereits entstandener Riß wieder geschlossen; bei der anschließenden Wiederbelastung erneut geöffnet.

Ent- und Wiederbelastungskurve im Post-Peak Bereich beschreiben eine Hysterese, bei der die Entlastungskurve steiler verläuft als die Wiederbelastungskurve, Bild 5.24. Entscheidend ist, daß die Steifigkeit des Betons bei zyklischer Beanspruchung mit zunehmender Rißöffnung abnimmt. Zur genauen Beschreibung von Ent- und Wiederbelastung sei auf die detaillierten Modelle in [46], [58], [81] und [187] verwiesen.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Verhalten jungen Betons unter zyklischer Zugbeanspruchung nicht untersucht. Dennoch sollen zwei vereinfachte empirische Modelle für den Sekantenmodul bei zyklischer Beanspruchung im Post-Peak Bereich vorgestellt werden, weil derartige Belastungsfälle bei einer inkrementellen numerischen Temperaturspannungsberechnung auftreten können, wenn die Dehnung nicht kontinuierlich zunimmt, sondern aus Gleichgewichts- oder Verträglichkeitsgründen lokal wieder abnimmt, vgl. [84].

5.5.4.2 Einfache empirische Ansätze

Beide Ansätze gelten nur für Zugspannungen, d.h. bei der Entlastung im Post-Peak Bereich erfolgt kein Vorzeichenwechsel. Der erste wurde bereits in [138] vorgestellt. Bei dem Ansatz

wird davon ausgegangen, daß sich die Sekantenmodule von Zyklen bei unterschiedlicher Dehnung im Post-Peak Bereich in einem Punkt schneiden. Die Rechtfertigung dieser Annahme ist in Bild 5.24 anhand eines Versuches aus [129] bestätigt. Der Sekantenmodul eines Zyklus kann hierfür in Abhängigkeit der Dehnung ϵ_e und der Spannung σ_e , bei der die Entlastung beginnt, formuliert werden:

$$E_r = \frac{\sigma_e + \delta \cdot f_{ct}}{\epsilon_e} \quad (5.34)$$

für $\epsilon_e \geq \epsilon_{cu}$, $\sigma_e \leq f_{ct}$,

mit

$$\delta = \frac{1-m}{m}, \quad m = \frac{f_{ct}}{E_{ct} \cdot \epsilon_{cu}} \quad (5.35)$$

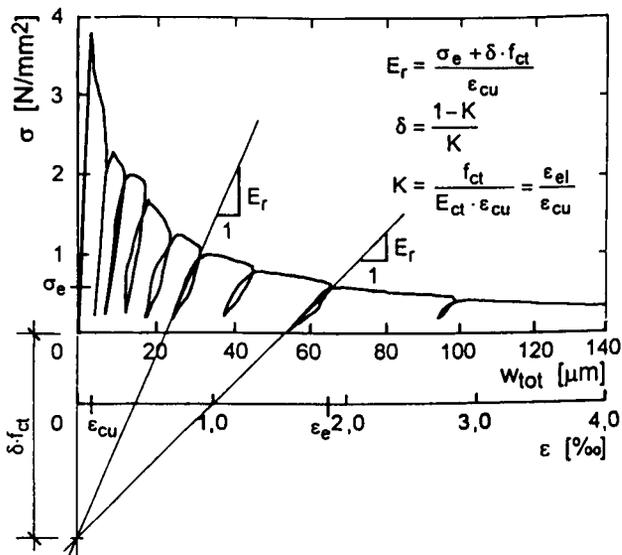


Bild 5.24: Zugspannung-Verformungsbeziehung im Post-Peak Bereich, aus [129]

Der zweite Ansatz basiert auf den Ergebnissen von HORDIJK [81] und REINHARDT [129]. Danach wurde der Steifigkeitsabfall bei zyklischer Beanspruchung - bezogen auf den Zugelastizitätsmodul im Pre-Peak Bereich - in Abhängigkeit der Rißöffnung angegeben und

zwischen Ent- und Wiederbelastung unterschieden. Der bezogene Sekantenmodul E_r/E_{ct} kann vereinfacht aus dem Mittel von Ent- und Wiederbelastung approximiert werden

$$\frac{E_r}{E_{ct}} = \exp\left(-0,327 \cdot \left(\frac{w}{w_k}\right)^{0,575}\right), \tag{5.36}$$

mit: w in 10^{-6} m, $w_k = 1,0 \cdot 10^{-6}$ m

Bei Zugrundelegung einer Rißprozeßzonenlänge $l_{pr} = 35$ mm wird daraus in Abhängigkeit der Rißprozeßzonendehnung ϵ_{r2}

$$\frac{E_r}{E_{ct}} = \exp\left(-134,49 \cdot (\epsilon_{r2})^{0,575}\right). \tag{5.37}$$

Dieser Quotient ist in Bild 5.25 aufgetragen.

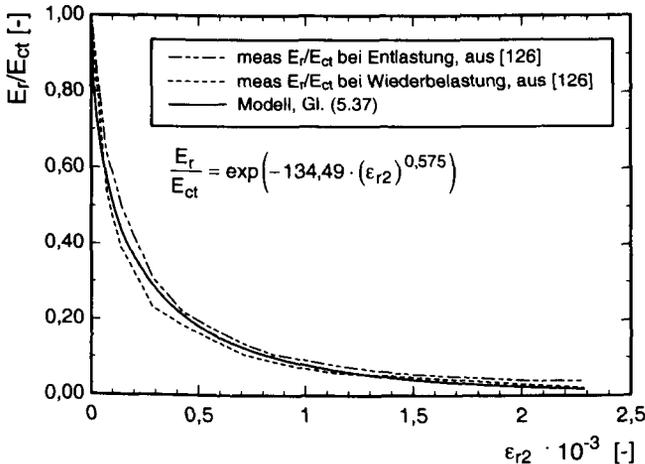


Bild 5.25: Steifigkeitsverhältnis in Abhängigkeit der Rißöffnung

5.6 Zusammenfassung

Das Zugtragverhalten von Beton wurde mit vorgekerbten Körpern untersucht. Es stellte sich heraus, daß die Zugfestigkeit bei den untersuchten Betonen davon abhängt, wie Betonier- und Belastungsrichtung zueinander stehen. Verliefen beide Richtungen parallel, war die

Zugfestigkeit kleiner als im orthogonalen Fall. Dieses war auf die Lage der lang gestreckten Zuschlagkörner zurückzuführen.

Es wurde weiter gezeigt, daß die Zugbruchdehnung bei vorgekerbten Betonkörpern etwa doppelt so groß ist, wie in ungekerbten Körpern, wenn die Dehnung im vorgekerbten Querschnitt gemessen wird. Ferner wurden Zusammenhang zwischen dem Hydratationsgrad und einigen bruchmechanischen Parametern aufgezeigt. Die Bruchenergie nahm mit dem Hydratationsgrad zu, die charakteristische Länge nahm mit zunehmendem Hydratationsgrad ab.

Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von Beton wurden einige der in der Literatur beschriebenen Modelle analysiert. Aufbauend darauf wurde ein eigenes Modell für die vollständige Zugspannung-Dehnungslinie jungen Betons vorgestellt. Die Zugspannung-Dehnungslinie wurde dabei in drei Abschnitte unterteilt. Im ansteigenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie wird für $\sigma < 0,5 f_{ct}$ von linearer Elastizität ausgegangen. Oberhalb von $0,5 f_{ct}$ bis zum Erreichen der Zugfestigkeit wird zusätzlich zur elastischen Dehnung eine inelastische Rißdehnung verursacht durch Mikrorißbildung unterstellt. Bei der Modellierung des abfallenden Astes der Zugspannung-Dehnungslinie wurde ein Rißbandmodell zu Grunde gelegt, bei dem der diskrete Riß über einen Bereich verschmiert wird. Der abfallende Ast der Zugspannung-Dehnungslinie wurde durch eine σ - ϵ -Linie beschrieben. Die Versuchsergebnisse werden mit dem Modell gut abgebildet.

6 VISKOELASTISCHES VERHALTEN VON BETON

6.1 Vorbemerkungen

Beton zeigt ein ausgeprägtes viskoelastisches Verhalten in Form von Kriechen oder Relaxation. Kriechen ist die zeitabhängige Verformungsantwort unter einer Spannungsgeschichte. Relaxation ist die zeitabhängige Spannungsantwort auf eine aufgezwungene Dehnungsgeschichte.

Im jungen Betonalter ist das viskoelastische Verhalten des Betons besonders ausgeprägt [26], [61], [178]. LAUBE [96] führte Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche an jungem Beton durch und gab Ansätze für die Modellierung an. Seine Ansätze sollen - unterstützt durch weitere Versuche - überprüft werden.

Es erfolgt zunächst eine Darstellung des viskoelastischen Verhaltens sowie den Möglichkeiten zur Modellierung, Kap. 6. In Kap. 7 werden die Ergebnisse der eigenen Versuche zum viskoelastischen Verhalten jungen Betons unter Zugbeanspruchung vorgestellt und Ansätze für die Modellierung vorgeschlagen. Auch die Anwendbarkeit des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips wird überprüft.

6.2 Bisherige Erkenntnisse über das viskoelastische Verhalten von Beton

6.2.1 Physikalische Ursachen

Das viskoelastische Verhalten von Beton resultiert i.w. aus den Eigenschaften des Zementsteins. Dieser zeigt bei äußeren Einwirkungen eine zeitabhängige Verformung. Die thermodynamischen Ursachen des viskoelastischen Verhaltens von Beton sind noch nicht schlüssig geklärt. Es gilt jedoch als sicher, daß die Viskoelastizität des Betons maßgeblich von den CSH-Phasen des Zementsteins und dem in den Poren lagernden Wasser bestimmt wird [12], [18], [116].

Bisher wurden für die Bildung und Morphologie der CSH-Phasen verschiedene Strukturmodelle entwickelt. An dieser Stelle seien nur das "Münchener Modell", s. [12], [18] und das Modell von FELDMANN/SEREDA [66] genannt. Diese Modelle wurden zur Klärung von Schwind- und Quellvorgängen herangezogen. Außerdem wurde mit diesen Modellen erklärt, daß die Bewegung des physikalisch gebundenen Wassers für das viskoelastische Verhalten von Zementstein entscheidend ist.

Trotz aller Bemühungen gelang es bisher nicht, das viskoelastische Verhalten des Zementsteins schlüssig durch die physikalisch-chemische Strukturveränderung zu erklären. Es wurde deswegen meist experimentell/phänomenologisch erfaßt und in Abhängigkeit gewählter Parameter beschrieben.

6.2.2 Einflußparameter des viskoelastischen Verhaltens von Beton

Das viskoelastische Verhalten von Beton wurde bisher meist in Form des Druckkriechens untersucht, weil Relaxationsversuche wegen der erforderlichen Kompensation der lastunabhängigen Verformung experimentelle Schwierigkeiten bereitete. Ergebnisse von Relaxationsversuchen sind deswegen rar [63], [142], [179]. Dem Zugkriechen wurde nur vereinzelt im Zusammenhang mit der Einschätzung der Ribildung nachgegangen, u.a. [21], [57], [116], [133]. Nachfolgend werden die wesentlichen Einflußparameter auf das Kriechen behandelt [12], [18], [116], [173]. Sie können bezüglich ihres Einflusses auf das viskoelastische Verhalten von Beton verallgemeinert werden.

Man kann innere und äußere Einflußparameter unterscheiden. Die **inneren Parameter** umfassen die Betonzusammensetzung, Zementart, Art und Eigenschaften der Zuschläge, W/Z-Wert und Festigkeit. Als **äußere Parameter** üben relative Feuchtigkeit der Umgebung, Temperatur, Alter bei Belastungsbeginn, Körpergeometrie und Belastungsgrad einen Einfluß aus. Die Kriechverformung nimmt zu, wenn

- der Zementgehalt größer ist,
- Zuschlaganteil und Elastizitätsmodul des Zuschlages gesunken sind,
- der W/Z-Wert größer ist,
- die Festigkeit kleiner ist,
- die relative Feuchtigkeit der Umgebung gesunken ist und der Beton austrocknet,
- die Temperatur größer ist und
- das Alter bei Belastungsbeginn kleiner ist.

Über den Einfluß der Zementart gibt es unterschiedliche Aussagen. Gemäß DIN 4227, T. 1 [52] ist die Kriechverformung größer, wenn ein schnell erhärtender Zement verwendet wird (bei gleicher Zementart ist dies gleichbedeutend mit einer größeren Mahlfinheit). Dies widerspricht u.a. den Versuchsergebnissen von WEIGLER/KARL [175]: Schnell erhärtende Zemente bewirken, daß ein größerer Hydratationsgrad schneller erreicht wird und die Kriechverformung kleiner wird. Der Kriechansatz nach MC 90 [45] trägt dem Rechnung.

Beim Druckkriechen geht man üblicherweise im Beanspruchungsbereich bis $\sigma = 0,3 - 0,5 \cdot f_c$ von linearer Viskoelastizität aus [1], [18], [112], [116], [173], d. h. es besteht Proportionalität zwischen Kriechdehnung und kriecherzeugender Spannung. Oberhalb der Gebrauchsspannung nimmt die Kriechverformung überproportional zur Spannung zu.

Die aus der Literatur bekannten Druckkriechversuche weisen auf eine Spannungsnichtlinearität bei der Fließkomponente der Kriechverformung insbesondere bei gleichzeitiger Austrocknung (Trocknungsfließen) hin. ALDA [1] modelliert das Fließen (Grund- und Trocknungsfließen) deswegen spannungsabhängig. MÜLLER [112] geht demgegenüber nur beim Trocknungsfließen von einer Spannungsnichtlinearität aus.

Über die Spannungsnichtlinearität beim Zugkriechen ist vergleichsweise wenig bekannt. In [116] wird berichtet, daß die Zugkriechdehnung bis zu einem Belastungsgrad von $\sigma/f_{ct} = 0,5$ linear von der Spannung abhängt. LAUBE [96] gibt für jungen Beton die gleiche Grenze an. In [42] ist demgegenüber ausgeführt, daß die Proportionalität zwischen Spannung und Dehnung möglicherweise bis kurz vor Erreichen der Zugfestigkeit gilt. Auf die Spannungsnichtlinearität im Kurzzeitzugversuch wurde bereits in Kap. 5 eingegangen.

6.2.3 Beschreibung von Kriechen und Relaxation bei einstufiger Einwirkung

Die Gesamtdehnung beim **Kriechen** ist die Summe aus der elastischen Dehnung $\varepsilon_{el}(t_1)$ infolge der Spannung $\sigma(t_1) = \text{const.}$ zum Zeitpunkt t_1 und der zeitabhängigen Kriechdehnung $\varepsilon_c(t, t_1)$

$$\varepsilon(t, t_1) = \varepsilon_{el}(t_1) + \varepsilon_c(t, t_1) . \quad (6.1)$$

Mit der Kriechfunktion

$$\varphi(t, t_1) = \frac{\varepsilon_c(t, t_1)}{\varepsilon_{el}(t_1)} \quad (6.2)$$

kann man für Gl. (6.1) auch schreiben

$$\varepsilon(t, t_1) = \varepsilon_{el}(t_1) \cdot (1 + \varphi(t, t_1)) = \frac{\sigma(t_1)}{E(t_1)} \cdot (1 + \varphi(t, t_1)) . \quad (6.3)$$

Die Gesamtdehnung infolge einer Spannungsänderung wird häufig mit der Compliance-Funktion $J(t, t_1)$ ausgedrückt. Aus Gl. (6.3) wird

$$\varepsilon(t, t_1) = \sigma(t_1) \cdot J(t, t_1) , \quad (6.4)$$

mit:

$$J(t, t_1) = \frac{1 + \varphi(t, t_1)}{E(t_1)} . \quad (6.5)$$

Im einfachsten Fall beschreibt die **Relaxation** die zeitabhängige Spannung bei konstant gehaltener Dehnung. Der Quotient von zeitabhängiger Spannung $\sigma(t, t_1)$ zur Anfangsspannung $\sigma(t_1)$ ist die Relaxationsfunktion

$$\psi(t, t_1) = \frac{\sigma(t, t_1)}{\sigma(t_1)} . \quad (6.6)$$

Die zeitabhängige Spannungsentwicklung für ein aufgebrachtes Dehninkrement $\varepsilon(t_1)$ ist

$$\sigma(t, t_1) = \sigma(t_1) \cdot \psi(t, t_1) = \varepsilon(t_1) \cdot E(t_1) \cdot \psi(t, t_1) . \quad (6.7)$$

In Analogie zu Gl. (6.5) wird häufig auch mit $R(t, t_1)$, dem Relaxationsmodul, geschrieben

$$R(t, t_1) = E(t_1) \cdot \psi(t, t_1) . \quad (6.8)$$

Der Relaxationsmodul entspricht einem durch Relaxation beeinflussten wirksamen Elastizitätsmodul.

6.2.4 Zeitfunktionen für das Kriechen

Die Verformung unter konstant gehaltener Spannung wird durch primäres, sekundäres und tertiäres Kriechen charakterisiert, Bild 6.1. Die Einteilung erfolgt nach der Kriechgeschwindigkeit. Unter Gebrauchslast liegt meist primäres Kriechen vor, bei der die Dehnungszunahme kontinuierlich abnimmt. Oberhalb der Gebrauchsspannungen kann die Dehnungszunahme konstant sein (sekundäres Kriechen) oder gar überproportional ansteigen (tertiäres Kriechen), was schließlich zum Kriechbruch führt. Weil bei Beton unter Gebrauchsspannung nur primäres Kriechen auftritt, konzentrierten sich die Betrachtungen auf diesen Fall.

An die Zeitfunktionen zur Beschreibung des primären Kriechens von Beton sind verschiedene Anforderungen zu stellen [1], [112], [153]:

1. Die Funktion sollte die gemessene Kriechdehnung optimal beschreiben.
2. Die Kriechdehnung sollte für $t - t_1 = 0$ definiert sein

$$\varepsilon_c(t - t_1 = 0) = 0 . \quad (6.9)$$

3. Die Kriechdehnung sollte mit zunehmender Beanspruchungsdauer monoton zunehmen

$$\frac{d\varepsilon_c(t, t_1)}{dt} \geq 0 , \quad (6.10)$$

4. und dabei sollte die Kriechgeschwindigkeit monoton abnehmen

$$\frac{d^2 \varepsilon_c(t_k, t_1)}{dt^2} \leq 0 . \quad (6.11)$$

An die Kriechdehnung sind nach vollständiger Entlastung zum Zeitpunkt $t_E > t_1$ entsprechende Anforderungen zu stellen:

5. Die Kriechdehnung darf nach vollständiger Entlastung zum Zeitpunkt t_E nicht das Vorzeichen wechseln

$$\varepsilon_c(t, t_1) \geq 0, \text{ für } t \geq t_E . \quad (6.12)$$

6. Die Kriechdehnung sollte nach vollständiger Entlastung ($t \geq t_E$) monoton abnehmen

$$\frac{d\varepsilon_c(t, t_1)}{dt} \leq 0, \quad (6.13)$$

7. und dabei sollte die Kriechgeschwindigkeit monoton abnehmen

$$\frac{d^2 \varepsilon_c(t, t_1)}{dt^2} \geq 0. \quad (6.14)$$

Die Einhaltung der Bedingungen Gln. (6.13) - (6.14) bereitet Schwierigkeiten, wenn die Kriechdehnung mit einem Produktansatz modelliert wird und eine vollständige Entlastung durch einen Spannungssprung mit umgekehrtem Vorzeichen durch Superposition berechnet wird [1], [112].

Zur Beschreibung der Kriechdehnung wurden verschiedene Zeitfunktionen entwickelt. Die wichtigsten sind in Tab. 6.1 zusammengestellt. Wesentliches Unterscheidungsmerkmal ist,

ob sie für $t - t_1$ einem Grenzwert zustreben oder nicht. Dieses spiegelt die Diskussion wider, ob das Kriechen von Beton einen Endwert besitzt oder nicht.

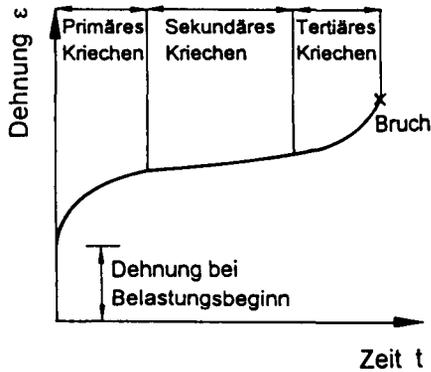


Bild 6.1: Arten der Kriechverformung in Abhängigkeit der Zeit unter konstanter Spannung

Tab. 6.1: Einige Funktionen zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufes der Kriechverformung von Beton bei konstanter Spannung

Funktion	Endkriechwert	Autor	
$\epsilon_c(t, t_1) = a \cdot (t - t_1)^b$	$\epsilon_c((t - t_1) \rightarrow \infty) = \infty$	Straub/Shank [159] [160]	(6.15)
$\epsilon_c(t, t_1) = a \cdot \ln[(t - t_1) + 1]$	$\epsilon_c((t - t_1) \rightarrow \infty) = \infty$	Hanson [75]	(6.16)
$\epsilon_c(t, t_1) = \frac{t - t_1}{a + b \cdot (t - t_1)}$	$\epsilon_c((t - t_1) \rightarrow \infty) = \frac{1}{b}$	Ross [131]	(6.17)
$\epsilon_c(t, t_1) = a \cdot [1 - e^{-b \cdot (t - t_1)}]$	$\epsilon_c((t - t_1) \rightarrow \infty) = a$	Dischinger [55]	(6.18)

WITTMANN [182] zeigte, daß Kriechverformung mit Hilfe der Reaktionskinetik dargestellt werden kann. Er setzt für die Kriechgeschwindigkeit an:

$$\frac{d\epsilon_c(t - t_1)}{d(t - t_1)} = C \cdot e^{-\frac{Q(t-t_1)}{R \cdot T}} \sinh(B \cdot \sigma) \quad (6.19)$$

mit B, C: Werkstoffparameter
R: allgemeine Gaskonstante [J/(mol · K)]

T: absolute Temperatur [K]
Q(t-t₁): Aktivierungsenergie [J/mol]

Die Kriechverformung läßt sich aus Gl. (6.19) nur dann bestimmen, wenn die Aktivierungsenergie u.a. bekannt ist. WITTMANN [182] unterstellt, daß die zeitliche Änderung der Aktivierungsenergie bei Zementstein umgekehrt proportional zur Beanspruchungsdauer ist. Damit erhält man die von STRAUB/SHANK vorgeschlagene Potenzfunktion, Gl. (6.15). MÜLLER [112] macht demgegenüber deutlich, daß der Zusammenhang zwischen Gl. (6.19) und (6.15) nicht allgemeingültig ist, sondern entscheidend von der Aktivierungsenergie bestimmt wird. Für einen anderen Ansatz der Aktivierungsenergie läßt sich auch die Logarithmusfunktion von HANSON [75], Gl. (6.16) reaktionskinetisch begründen.

6.2.5 Kriechtheorien

Zur Beschreibung des Kriechens wurden verschiedene Theorien entwickelt. Beim **Fließen mit Alterung** wird die Kenntnis einer Kriechkurve zum frühest möglichen Belastungszeitpunkt als Idealkurve (WHITNEY'sche Idealkurve) unterstellt, Bild 6.2. Die Kriechkurve zu einem späteren Belastungszeitpunkt $t_1 > 0$ ergibt sich aus

$$\varphi(t, t_1) = \varphi(t, t_0) - \varphi(t_1, t_0) \quad , \quad (6.20)$$

die als Verschiebung der Kriechkurve normal zur Zeitachse interpretiert werden kann.

Mit dem Fließansatz kann die Abnahme der Kriechverformung mit zunehmendem Erstbelastungsalter abgebildet werden. Nachteilig ist jedoch, daß die Kriechverformung irreversibel ist und der rasche Anstieg der Kriechverformung im hohen Erstbelastungsalter durch das Verschieben der Idealkurve nicht zutreffend abgebildet wird.

Dem Kriechansatz von DISCHINGER [55] liegen die WHITNEY'schen Idealkurven zugrunde. Auf diese Weise kann die Dehnungsantwort für variable Spannungsgeschichten mit Hilfe der Integralgleichung leicht bestimmt werden, weil eine partielle Integration möglich ist. Wegen der unzutreffenden Abbildung des Kriechens mit den WHITNEY'schen Idealkurven wird die Kriechverformung jedoch bei einer Spannungssteigerung und Anwendung der Superposition unterschätzt [79], [168].

Der **Produktansatz** hat die Form

$$\varphi(t, t_1) = k_i \cdot f(t - t_1) \quad , \quad (6.21)$$

mit $f(t - t_1)$: altersunabhängige Zeitfunktion,
 $k_i \leq 1$ werkstoffabhängiger Alterungsfaktor.

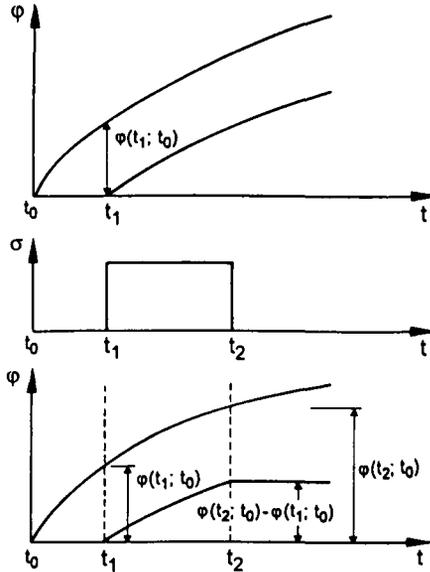


Bild 6.2: Fließen mit Alterung

Wird der Faktor k_i als konstant angenommen, dann sind die Kriechkurven vom Belastungszeitpunkt t_1 unabhängig und deckungsgleich. Dies ist bei **verzögerter Elastizität** der Fall. Zur Berücksichtigung der verringerten Kriechverformung im höheren Erstbelastungsalter wird der Faktor k_i in Abhängigkeit vom Belastungsalter t_1 formuliert, $k_i = f(t_1)$. Die Kriechkurven sind hierfür affin (**affines Kriechen**). Die verzögerte Elastizität ist somit ein Sonderfall des affinen Kriechens, vgl. Bild 6.3.

Der Vorteil von Produktansätzen ist, daß Einflußparameter auf das Kriechen, z.B. Erstbelastungsalter, Feuchtigkeit, Temperatur, Betonrezeptur u.a., durch die Faktoren k_i einfach berücksichtigt werden können, z.B. [45]. Produktansätze können jedoch Probleme bereiten, wenn eine Vollentlastung wie ein Spannungssprung mit umgekehrtem Vorzeichen betrachtet wird und die Kriechdehnung mit Hilfe des Superpositionsprinzips bestimmt wird. Die rechnerische Kriechdehnung kann dann nach einer Vollentlastung wieder ansteigen [1], [4],

[112]. Dieses widerspricht jedoch den Beobachtungen im Versuch und den Forderungen Gln. (6.12) bis (6.14).

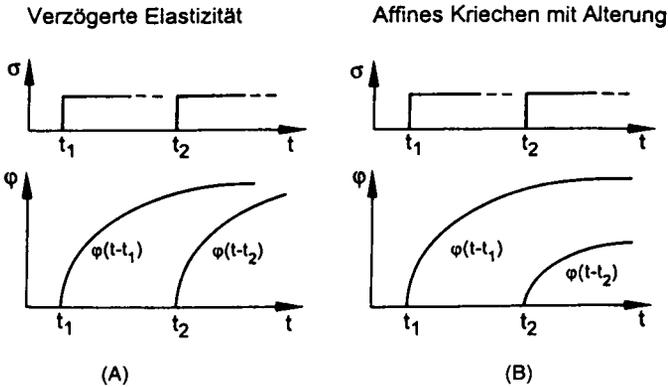


Bild 6.3: Verzögerte Elastizität (A) und affines Kriechen (B)

ALDA [1] stellt hierzu fest, daß der durch den Produktansatz verursachte Fehler bei vollständiger Entlastung umso früher auftritt, je geringer das Alter bei Erstbelastung und je kürzer die Beanspruchungsdauer ist. Zur Vermeidung dieses Fehlers müssen die Faktoren k_1 und die Zeitfunktion $f(t - t_1)$ aufeinander abgestimmt sein. Dieses ist auch der Fall, wenn das Kriechen durch eine Reihenschaltung von Kelvin-Elementen beschrieben wird, s. [1], [112].

Die bisherigen Untersuchungen ergaben, daß das Kriechen durch Fließen oder verzögerte Elastizität allein nicht zutreffend beschrieben werden kann [1], [112]. Besser geeignet ist dagegen ein Produktansatz mit affinen Kriechkurven.

Es wurde außerdem erkannt, daß sich die Kriechverformungen aus reversiblen und irreversiblen Verformungsanteilen zusammensetzen. Dieses hat zu **Summenansätzen** - bestehend aus verzögerter Elastizität und irreversiblen Fließen - geführt,

$$\varphi(t, t_1) = \varphi_v(t - t_1) + \varphi_f(t - t_1) , \quad (6.22)$$

mit $\varphi_v(t - t_1)$: verzögerte Elastizität,
 $\varphi_f(t - t_1)$: Fließen.

Die irreversible Fließverformung wird häufig in Grundfließen $\varphi_{f,gr}(t - t_1)$ und Trocknungsfließen $\varphi_{f,tr}(t - t_1)$ unterteilt, um die im Experiment beobachtete größere Kriechverformung bei

gleichzeitiger Austrocknung besser abbilden zu können. In dem CEB-Modell 1978 [42] ist darüber hinaus ein Anfangsfließen $\varphi_{f,a}(t - t_1)$ enthalten, mit der die schnell auftretenden irreversiblen Verformungen kurz nach Belastungsbeginn eingefangen werden sollen. Das Kriechen ergibt sich dann zu

$$\varphi(t, t_1) = \varphi_v(t - t_1) + \varphi_{f,a}(t - t_1) + \varphi_{f,gr}(t - t_1) + \varphi_{f,tr}(t - t_1) . \quad (6.23)$$

Die derzeitige Fassung der DIN 4227, T.1 [52] verwendet einen Summenansatz gemäß Gl. (6.22). Dieser baut auf die Arbeit von RÜSCH et al. [144] auf. Bei diesem Ansatz werden Alterung und Einfluß der Feuchtigkeit ausschließlich durch das Fließen erfaßt.

Basierend auf Experimenten stellt MÜLLER [112] jedoch fest, daß die verzögerte Elastizität ebenfalls der Alterung unterworfen ist. Deswegen stellt er u.a. einen altersabhängigen Ansatz für die verzögerte Elastizität vor. Außerdem nimmt er in seinem Ansatz eine Aufteilung in Grund- und Trocknungsfließen vor, wobei das Trocknungsfließen von der Spannung abhängt. ALDA [1] nimmt bei seinem Kriechansatz nur eine Aufteilung in verzögerte Elastizität und Fließen vor, wobei er das Fließen als nichtlinear von der Spannung abhängig formuliert.

6.2.6 Die Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Beton mit rheologischen Modellen

6.2.6.1 Rheologische Grundkörper

Die Verformungseigenschaften von Werkstoffen können mit Hilfe von rheologischen Modellen beschrieben werden. Dieses ist besonders bei der Beschreibung verwickelter Verformungseigenschaften vorteilhaft, wenn diese nur empirisch formuliert werden können. Die rheologischen Grundkörper sind Hooke'sche Feder, Newton'scher Dämpfer, Tab. 6.2, [119] [169]. Durch Kombinationen dieser Grundelemente können weitere Idealkörper abgeleitet werden, z.B. Maxwell- und Kelvin-Körper, Tab. 6.2.

Die Stoffgesetze der rheologischen Modelle können durch Differentialgleichungen angeschrieben werden. Für beliebige Kombinationen der rheologischen Grundelemente lautet die Stoffgleichung in allgemeiner Form

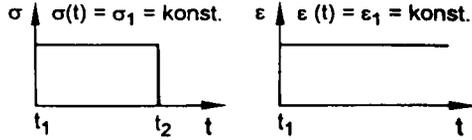
$$\sum_{i=1}^n a_i \cdot \frac{d^i \varepsilon}{(dt)^i} = \sum_{k=1}^m b_k \cdot \frac{d^k \sigma}{(dt)^k} . \quad (6.24)$$

mit a_i, b_k : Materialparameter entsprechend η_j beim Dämpfer und E_j bei der Feder.

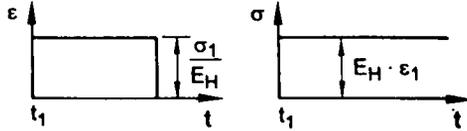
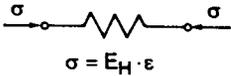
Tab. 6.2: Rheologische Grundkörper

Rheol. Modell
und
 σ - ϵ - t Gesetz

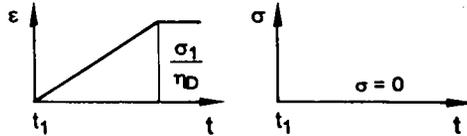
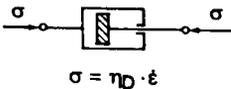
Verhalten unter



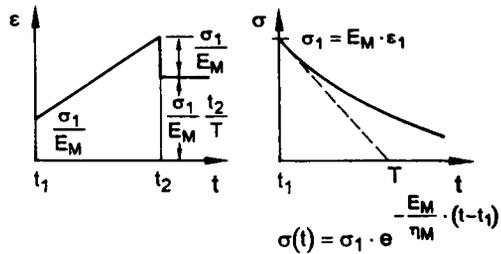
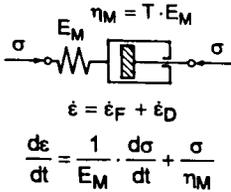
HOOKE



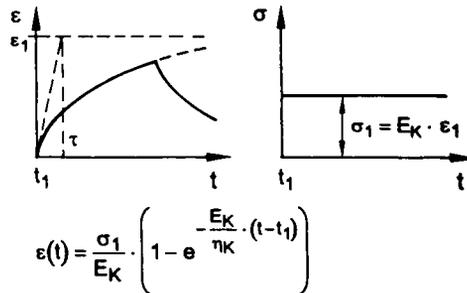
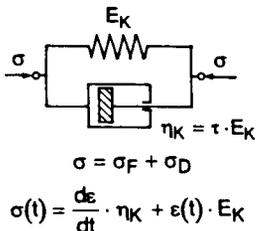
NEWTON



MAXWELL



KELVIN



Das **Kelvin-Element** eignet sich zur qualitativen Beschreibung des Betonkriechens. Bei konstant gehaltener Spannung tritt eine zeitabhängige Verformung auf, die einem Endwert entgegen strebt. Sie ist nach vollständiger Entlastung reversibel, vgl. Bild in Tab. 6.2. Das Kelvin-Element eignet sich deshalb besonders zur Beschreibung der verzögerten Elastizität. Es kann das viskoelastische Verhalten von Beton jedoch allein nicht zutreffend beschreiben, weil es die elastische Verformung infolge einer Spannungsänderung nicht abbildet. Außerdem ist es zur Beschreibung der Relaxation nicht geeignet, vgl. Tab. 6.2.

Das **Maxwell-Element** liefert für $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{konstant}$ (Kriechen) eine spontan elastische Verformung infolge des Spannungssprungs und durch die zeitunabhängige Dämpferviskosität η eine linear zunehmende Kriechverformung, vgl. Tab. 6.2. Die elastische Verformung ist bei Entlastung reversibel, die Kriechverformung ist irreversibel. Das Maxwell-Element mit zeitunabhängiger Dämpferviskosität ist zur Beschreibung des Betonkriechens deswegen nicht geeignet. Dieser Nachteil läßt sich beheben, wenn eine zeitabhängige Viskosität des Dämpfers $\eta(t)$ angesetzt wird. Aus der Dgl. des Maxwell-Elementes (s. Tab. 6.2) wird dann

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta(t)} \quad (6.25)$$

Mit

$$\frac{1}{\eta(t)} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\varphi}{dt} \quad (6.26)$$

wird aus Gl. (6.25) die von DISCHINGER [56] vorgestellte Dgl.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{d\varphi}{dt} \quad (6.27)$$

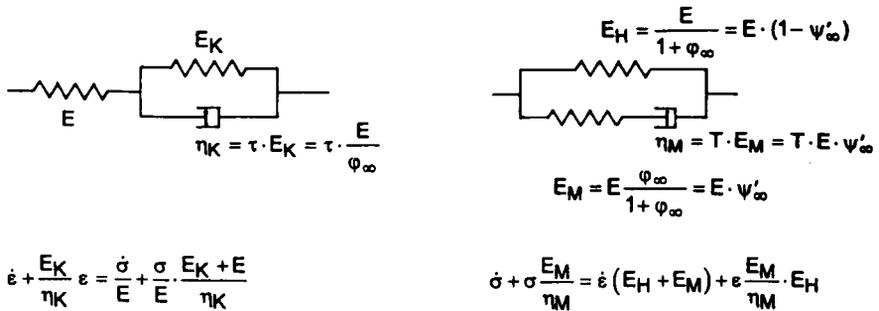
Das Maxwell-Element eignet sich zur qualitativen Darstellung der Relaxation. Die Lösung der Dgl. des Maxwell-Elementes (s. Tab. 6.2) ist für $\varepsilon(t) = \varepsilon_1 = \text{konst.}$ mit der Randbedingung $\sigma(t = t_1) = \sigma_1$

$$\sigma(t) = \sigma_1 \cdot e^{-\frac{E}{\eta} \cdot (t-t_1)} \quad (6.28)$$

Die Spannung strebt hierfür sehr schnell gegen Null. Dieses steht jedoch im Widerspruch zu dem im Versuch beobachteten Relaxationsverhalten. Auch eine zeitabhängige Dämpferviskosität $\eta(t)$ ändert nichts am Überschätzen des Spannungsabfalls [79].

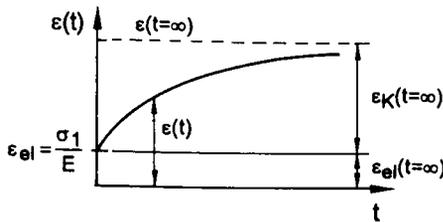
Weil das viskoelastische Verhalten von Beton durch ein Kelvin- oder Maxwell-Element allein nicht schlüssig dargestellt werden kann, müssen die rheologischen Modelle erweitert wer-

den. Die Darstellung des linear viskoelastischen Verhaltens eines Festkörpers führt zu den in Bild 6.4 dargestellten rheologischen Modellen [169].



Kriechen

$\sigma(t) = \sigma_1 = \text{konstant}$



Relaxation

$\epsilon(t) = \epsilon_1 = \text{konstant}$

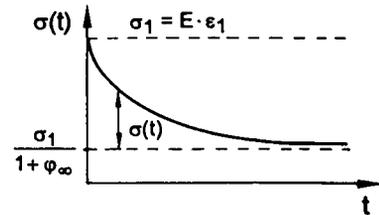


Bild 6.4: Rheologische Modelle und Stoffgesetze eines linear viskoelastischen Festkörpers, aus [169]

Die Differentialgleichungen können mit den in Bild 6.4 angegebenen Zusammenhängen umgeformt werden in

$$\dot{\epsilon} + \frac{\epsilon}{\tau} = \frac{\sigma}{E} \frac{1 + \varphi_\infty}{\tau} + \frac{\dot{\sigma}}{E}, \tag{6.29}$$

für die Reihenschaltung von Kelvin-Element und Feder sowie für die Parallelschaltung von Maxwell-Element und Feder

$$\dot{\epsilon} + \epsilon \frac{1 - \psi'_\infty}{T} = \frac{\sigma}{E} \frac{1}{T} + \frac{\dot{\sigma}}{E}, \tag{6.30}$$

mit $\psi'_\infty = 1 - \varphi_\infty$.

Die Gln. (6.29) und (6.30) haben eine ähnliche Form. Dementsprechend sind auch ihre Lösungen ähnlich [169]. Die Lösung von Gl. (6.29) ist für $\varepsilon(t)$ bei $\sigma(t) = \sigma_1 = \text{konst.}$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_1}{E_1} \left[1 + \varphi_\infty \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{\tau}} \right) \right], \quad (6.31)$$

mit τ , Retardationszeit,

und von Gl. (6.30) ist für $\sigma(t)$ bei $\varepsilon(t) = \varepsilon_1 = \text{konst.}$

$$\sigma(t) = \sigma_1 \left[1 - \psi'_\infty \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{T}} \right) \right], \quad (6.32)$$

mit T , Relaxationszeit.

Weil das viskoelastische Verhalten von Beton mit diesen Modellen noch nicht genau genug abgebildet werden kann, werden mehrere Kelvin-Elemente in Reihe oder Maxwell-Elemente parallel geschaltet [1], [18], [61], [112], [169], Bild 6.5. Aus den Gln. (6.29) und (6.30), werden bei Kombination von n Kelvin- oder Maxwell-Elementen Dgln n -ter Ordnung [169]. Aus Gl. (6.31) wird

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_1}{E_1} \left[1 + \varphi_\infty \sum_{j=1}^n c_j \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{\tau_j}} \right) \right], \quad (6.33)$$

mit: $\sum_{j=1}^n c_j = 1$, τ_j , Retardationszeiten,

und aus Gl. (6.32)

$$\sigma(t) = \sigma_1 \left[1 - \psi'_\infty \sum_{j=1}^n g_j \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{T_j}} \right) \right], \quad (6.34,$$

mit: $\sum_{j=1}^n g_j = 1$, T_j , Relaxationszeiten, $\psi'_\infty = 1 - \psi_\infty$.

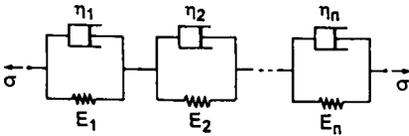
Die Kriechfunktion ergibt sich aus Gl. (6.31) zu

$$\varphi(t, t_1) = k \cdot f(t - t_1) = k \cdot \sum_{j=1}^n c_j \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{\tau_j}} \right). \quad (6.35)$$

Anstatt der Kriechfunktion kann auch die Compliance-Funktion $J(t, t_1)$, Gl. (6.4), durch eine Reihe von Kelvin-Elementen ausgedrückt werden [18], [61]

$$J(t, t_1) = \sum_{j=1}^n \frac{1}{C_j(t_1)} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t-t_1}{\tau_j}} \right) \quad (6.36)$$

Kriechen



Relaxation

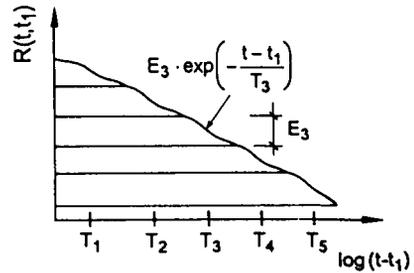
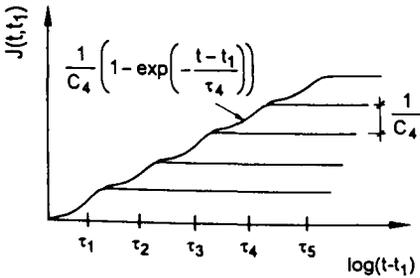
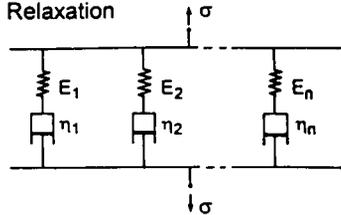


Bild 6.5: Kelvin- und Maxwell-Reihen zur Beschreibung von Kriechen und Relaxation

Zur Erfassung der elastischen Verformung infolge eines Spannungssprunges muß die Retardationszeit des ersten Kelvin-Elementes $\tau_{j=1}$ sehr klein gewählt werden, z.B. $\tau_1 = 10^{-9} \text{ d}$ [18]. Dieses entspricht einer sehr kleinen Dämpferviskosität des ersten Kelvin-Elementes, so daß näherungsweise $C_{j=1}(t_1) = E(t_1)$ gilt.

Die **Relaxationsfunktion** ergibt sich aus Gl. (6.34)

$$\psi(t, t_1) = \frac{\sigma(t, t_1)}{\sigma(t_1)} = \sum_j g_j \cdot e^{-\frac{t-t_1}{T_j}} \quad (6.37)$$

bzw. der Relaxationsmodul, Gl. (6.8) zu

$$R(t, t_1) = \sum_j E_j(t_1) \cdot e^{-\frac{t-t_1}{T_j}} \quad (6.38)$$

Die Parameter c_j , g_j , τ_j , T_j , C_j , E_j in Gln. (6.35) bis (6.38) müssen durch Regression ermittelt werden. Die Retardations- oder Relaxationszeiten (τ_j oder T_j) werden meist in Dekadensprüngen gewählt, so daß das j -te Kelvin- oder Maxwell-Element in der j -ten Dekade anspringt, Bild 6.5. Die zugehörigen Parameter c_j und g_j (bzw. C_j und E_j) müssen zur Berücksichtigung der altersabhängigen Viskoelastizität in Abhängigkeit vom Erstbelastungsalter formuliert werden, s. [18], [61].

Wegen der Darstellung von Kriech- und Relaxationsfunktion durch eine Summe von Exponentialfunktionen, Gln. (6.35) bis (6.38), kann die Integralgleichung leicht in eine Dgl. überführt werden [18], [168]. Dieses hat den Vorteil, daß bei der Superposition nicht die gesamte Spannungs- oder Dehngeschichte berücksichtigt werden muß.

6.2.6.2 Rheologische Modelle von Summen- und Produktansatz

Die Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Beton mit dem in Kap. 6.2.5 beschriebenen Summenkriechansatz stellt in rheologischer Form eine Reihenschaltung vom Kelvin- und Maxwell-Modell dar (Burgers-Modell, Bild 6.6(A)). Dabei wird die elastische Verformung durch die Feder, die viskoelastische Verformung durch das Kelvin-Element und die irreversible Kriechverformung (Fließen) vom Dämpfer mit einer zeitabhängigen Viskosität $\eta(t)$ abgebildet.

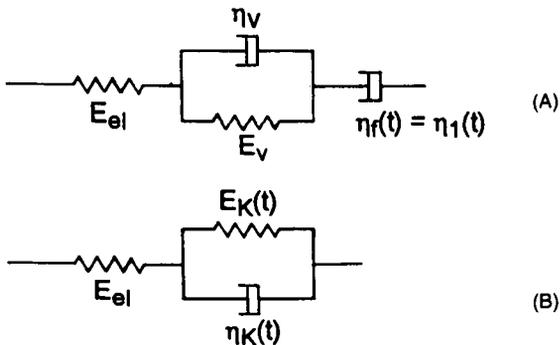


Bild 6.6: Rheologische Modelle von Summenkriechansatz (A, Burgers Modell) und für Produktansatz für affines Kriechen (B)

Die Darstellung des viskoelastischen Verhaltens mit dem Produktansatz für affines Kriechen gelingt mit dem in Bild 6.6(B) gezeigten rheologischen Modell. Zur Abbildung der Alterung werden die Dämpferviskosität und Federsteifigkeit des Kelvin-Elementes altersabhängig for-

muliert ($\eta_K(t)$ und $E_K(t)$). Das Stoffgesetz für diesen viskoelastischen Festkörper mit Alterung ist eine Dgl. 2. Ordnung [1]

$$\ddot{\epsilon}(t) + \frac{1}{\tau_k} \cdot \dot{\epsilon}(t) = \frac{1}{E} \cdot \left[\frac{1}{\tau_k} \cdot \dot{\sigma}(t) \cdot (1 + \varphi_\infty(t)) + \ddot{\sigma}(t) \right] . \quad (6.39)$$

6.2.7 Superposition

Die Beanspruchung ist bei aufgeprägten Spannungen oder Dehnungen in Bauteilen nicht konstant, sondern meist veränderlich. Die Dehnungsantwort bei vorgegebener Spannungsgeschichte oder die Spannungsantwort bei vorgegebener Dehnungsgeschichte können unter Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens mit dem von BOLTZMANN [22] vorgestellten Superpositionsprinzips bestimmt werden. Die Erweiterung für alternde Stoffe wurde von VOLTERRA [172] vorgenommen und zuerst von MC HENRY [108] und MASLOV [106] auf Beton angewendet [18], [43]. Voraussetzung für die Anwendbarkeit des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips ist, daß lineare Viskoelastizitätstheorie gilt, d.h. Linearität zwischen Spannung und Dehnung.

Bei Anwendung des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips ergibt sich die **Dehnungsantwort bei vorgegebener Spannungsgeschichte** unter Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens von Beton durch Summation der Spannungssprünge gemäß Bild 6.7 (A)

$$\epsilon(t, t_1) = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma(t_i)}{E(t_i)} [1 + \varphi(t, t_i)] = \sum_{i=1}^n \Delta\sigma(t_i) \cdot J(t, t_i) . \quad (6.40)$$

Für eine kontinuierliche Spannungsgeschichte geht Gl. (6.40) in ein RIEMANN-Integral über

$$\epsilon(t, t_1) = \int_{t_1}^t \frac{d\sigma(t_i)}{dt_i} \cdot \frac{1}{E(t_i)} [1 + \varphi(t, t_i)] dt_i = \int_{t_1}^t \frac{d\sigma(t_i)}{dt_i} \cdot J(t, t_i) dt_i . \quad (6.41)$$

Die Spannungsgeschichte kann auch durch vertikale Spannungsimpulse, Bild 6.7 (B), ausgedrückt werden. Unter der Voraussetzung, daß die Compliance-Funktion differenzierbar ist, wird aus Gl. (6.41)

$$\epsilon(t, t_1) = \int_{t_1}^t \sigma(t_i) \cdot \frac{dJ(t, t_i)}{dt_i} dt_i . \quad (6.42)$$

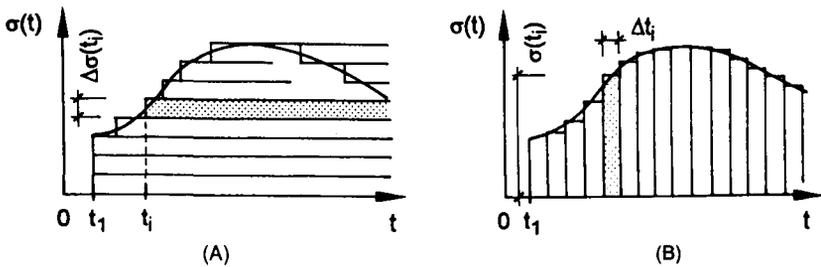


Bild 6.7: Unterteilung der Spannungsgeschichte in Spannungssprünge (A) oder Spannungsimpulse (B)

Die **Spannungsantwort für eine vorgegebene Dehngeschichte** ergibt sich unter Berücksichtigung der Relaxation mit dem BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzip aus

$$\sigma(t, t_1) = \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon(t_i) \cdot E(t_i) \cdot \psi(t, t_i) \quad (6.43)$$

Für eine kontinuierliche Dehngeschichte wird daraus

$$\sigma(t, t_1) = \int_{t_1}^t \frac{d\varepsilon(t_i)}{dt_i} \cdot E(t_i) \cdot \psi(t, t_i) dt_i = \int_{t_1}^t \frac{d\varepsilon(t_i)}{dt_i} \cdot R(t, t_i) dt_i \quad (6.44)$$

Im Zusammenhang mit zeitveränderlichen Spannungen und Anwendung des Superpositionsprinzips wird in [18], [61] und [79] darauf hingewiesen, daß beim Druckkriechen eine Spannungsnichtlinearität auftritt, auch wenn die kriechverursachende Spannung kleiner ist als die kritische Spannung, ab der die lineare Viskoelastizitätstheorie nicht mehr gilt, Bild 6.8. Die Kriechdehnung wird mit dem Superpositionsprinzip sowohl für ansteigende als auch für abnehmende Spannungen im Vergleich zu Versuchsergebnissen überschätzt. Dieses wird auf eine spannungsabhängige Alterung zurückgeführt.

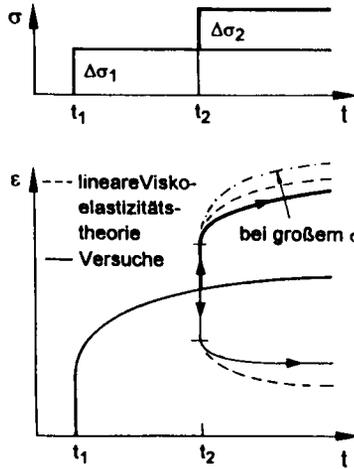


Bild 6.8: Abweichung der Dehnung in Abhängigkeit der Zeit für veränderliche Spannung mit dem Superpositionsprinzip und im Versuch, aus [18]

6.3 Zusammenhang zwischen Kriechen und Relaxation

6.3.1 Vorbemerkungen

Weil Kriechen und Relaxation beide auf dem viskoelastischen Werkstoffverhalten beruhen und sie sich nur in der Einwirkungsart ($\sigma = \text{konst.}$ oder $\epsilon = \text{konst.}$) unterscheiden, müssen sie ineinander überführbar sein. Beim Beton wurde in der Vergangenheit meist das Kriechen untersucht. Weil in Bauwerken jedoch auch Relaxationsprobleme auftreten, wurden Verfahren entwickelt, um mit Hilfe bekannter Kriechfunktionen auf die Relaxation zu schließen [13], [18], [19], [38], [39], [42], [43], [63], [95], [117], [147], [169], [183]. Die gebräuchlichsten Möglichkeiten, um mit einer bekannten Kriechfunktion auf die Relaxation zu schließen, sind:

- Superpositionsprinzip,
- Viskoelastizitätstheorie mit rheologischen Modellen,
- Verfahren von Trost,
- Ansatz nach Dischinger und Wittmann.

6.3.2 Superpositionsprinzip

Die Bestimmung von $\sigma(t, t_1)$ mit dem Superpositionsprinzip mit Gl. (6.44) setzt voraus, daß die Relaxationsfunktion $\psi(t, t_1)$ bekannt ist. Entsprechend muß bei der Bestimmung von $\epsilon(t)$

mit Gl. (6.41) die Kriechfunktion $\varphi(t, t_1)$ bekannt sein. Die Spannungsantwort kann jedoch auch mit dem Superpositionsprinzip bei bekannter Kriechfunktion $\varphi(t, t_1)$ und vorgegebener Dehngeschichte ermittelt werden

$$\varepsilon(t, t_1) = \text{konstant} = \int_{t_1}^t \frac{d\sigma(t_1)}{dt_1} \cdot \frac{1}{E(t_1)} [1 + \varphi(t, t_1)] dt_1 \quad (6.45)$$

Gl. (6.45) entspricht einem VOLTERRA-Integral, das nur numerisch zu lösen ist. Das gleiche gilt für den umgekehrten Fall bei der Bestimmung von $\varepsilon(t, t_1)$ mit Gl. (6.44) bei bekannter Relaxationsfunktion $\psi(t, t_1)$.

In der Schreibweise der Integralgleichungen Gln. (6.41) und (6.44) in der Form

$$\varepsilon(t, t_1) = \int_0^t J(t, t_1) \cdot d\sigma(t_1) \quad (6.46)$$

und

$$\sigma(t, t_1) = \int_0^t R(t, t_1) \cdot d\varepsilon(t_1) \quad (6.47)$$

stellen die Funktionen $J(t, t_1)$ und $R(t, t_1)$ die Kerne der Integralgleichungen dar. Weil sowohl das Kriechen und als auch die Relaxation auf dem viskoelastischen Verhalten des Betons beruht, sind diese beiden Funktionen komplementär, d.h. wenn eine der beiden bekannt ist, liegt auch die andere fest [18]. In [37] ist dementsprechend folgender Zusammenhang zwischen den Funktionen $J(t, t_1)$ und $R(t, t_1)$ angegeben

$$1 = R(t_1, t_1) \cdot J(t, t_1) + \int_{t_1}^t J(t, t_1) dR(t_1) \quad (6.48)$$

6.3.3 Ansatz nach Dischinger und Wittmann

DISCHINGER [55] und WITTMANN [182] kommen unabhängig voneinander auf den gleichen Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion. Weil der von LAUBE [96] vorgestellte Relaxationsansatz für jungen Beton diesen Ansatz aufgreift, wird darauf näher eingegangen.

WITTMANN [182] schreibt für die Gesamtdehnung bei Relaxation

$$\varepsilon = \text{konst.} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_c \quad (6.49)$$

Er differenziert Gl. (6.49) unvollständig nach der Zeit und kommt auf

$$\frac{d\varepsilon_{el}}{dt} = - \frac{d\varepsilon_c}{dt} \quad (6.50)$$

Die Änderung der elastischen Verformung je Zeiteinheit ist dann betragsmäßig so groß wie die Kriechgeschwindigkeit. Für die Änderung der elastischen Verformung schreibt er

$$\frac{d\varepsilon_{el}}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} \quad (6.51)$$

und für die Kriechgeschwindigkeit wählt er eine Zeitfunktion, die eine konstante zeitunabhängige Spannung σ enthält

$$\frac{d\varepsilon_c}{dt} = \sigma \cdot a \cdot b \cdot t^{b-1} \quad (6.52)$$

Aus (6.50) wird mit Gln. (6.51) und (6.52)

$$\frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} = - \sigma \cdot a \cdot b \cdot t^{b-1} \quad (6.53)$$

Die Lösung der Dgl. ist für $\sigma(t=0) = \sigma_1$

$$\psi(t, t_1) = \frac{\sigma(t)}{\sigma_1} = e^{-a \cdot t^b} \quad (6.54)$$

Mit einer Kriechfunktion der Form

$$\varphi(t, t_1) = a \cdot (t - t_1)^b \quad (6.55)$$

wird daraus

$$\psi(t, t_1) = \frac{\sigma(t)}{\sigma(t_1)} = e^{-\varphi(t, t_1)} \quad (6.56)$$

Die Ableitungen Gln. (6.51) und (6.52) verstoßen jedoch gegen

$$\varepsilon(t, t_1) = \varepsilon_{el}(t_1) + \varepsilon_c(t, t_1) = \varepsilon_{el}(t_1) (1 + \varphi(t, t_1)) = \frac{\sigma(t_1)}{E} (1 + \varphi(t, t_1)), \quad (6.57)$$

weil die Spannung in Gl. (6.51) als zeitveränderlich, in Gl. (6.52) hingegen als konstant angesetzt wurde. Die Unterstellung in Gl. (6.50), nämlich daß die Änderung der elastischen Verformung gleich der der Kriechverformung ist, trifft formal nur beim Maxwell-Element zu. Dies erklärt die formale Ähnlichkeit von Gl. (6.56) mit der Lösung der Dgl. des Maxwell-Elementes.

Die DISCHINGER-Differentialgleichung, Gl. (6.27) kommt unter Zugrundelegung der WHITNEY'schen Idealkurven, Gl. (6.20), auf den gleichen Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion wie in Gl. (6.56). SCHADE [147] und TROST [168] weisen jedoch darauf hin, daß das BOLTZMANN'sche Superpositionsprinzip für variable Spannungsgeschichten nach der Theorie von DISCHINGER nicht gilt, weil die mit den WHITNEY'schen Fließkurven ermittelten Kriechverformungen vom Zeitpunkt des Spannungssprungs abhängen. Deswegen kann die Relaxation damit nicht zutreffend beschrieben werden. ENGELKE [63] und TROST [168] zeigen, daß die DISCHINGER-Theorie die Restspannung mit Gl. (6.69) im Vergleich zu Versuchswerten unterschätzt.

6.3.4 Viskoelastizitätstheorie

TROST [168] zeigte, daß das viskoelastische Verhalten von Beton mit der linearen Viskoelastizitätstheorie mit zeitunabhängigen Koeffizienten unter Verwendung von Kelvin- bzw. Maxwell-Reihen abgebildet werden kann, Kap. 6.2.6.3. Mit diesen rheologischen Modellen kann bei bekannter Kriechfunktion und entsprechend bekannten Koeffizienten in Gl. (6.33) die Relaxationsfunktion durch Koeffizientenvergleich mit Gl. (6.34) bestimmt werden. Beispiele für diese Bestimmungsart der Relaxationsfunktion enthalten [63], [142].

TROST [168] gibt ausgehend von Gl. (6.34) eine Näherungslösung zur Ermittlung der Restspannung an, weil ein Koeffizientenvergleich vergleichsweise aufwendig ist. Die Näherungslösung lautet

$$\sigma(t) = \sigma(t_1) \left[1 - \frac{\varphi(t, t_1)}{1 + \varphi(t, t_1)} \right] = \sigma(t_1) \frac{1}{1 + \varphi(t, t_1)} \quad (6.58)$$

Der Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion ist somit

$$\psi(t, t_1) = \frac{\sigma(t)}{\sigma(t_1)} = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_1)} \quad (6.59)$$

Daraus ergibt sich der wirksame Elastizitätsmodul

$$E_w(t, t_1) = \frac{E(t_1)}{1 + \varphi(t, t_1)}, \quad (6.60)$$

mit dem die Restspannung basierend auf der linearen Viskoelastizitätstheorie ohne Alterung sehr einfach bestimmt werden kann [13].

6.3.5 Lösung nach Trost

Für die Lösung von Gl. (6.41) gibt TROST [168] als Näherung eine einfache algebraische Gleichung

$$\varepsilon(t, t_1) = \frac{\sigma(t_1)}{E} [1 + \varphi(t, t_1)] + \frac{\sigma(t) - \sigma(t_1)}{E} [1 + \rho(t, t_1) \cdot \varphi(t, t_1)], \quad (6.61)$$

bei der die verminderte Kriechfähigkeit durch die Alterung des Betons bei später aufgebrauchten Spannungsstufen ($t_1 > t_1$) durch den Relaxationskennwert $\rho(t, t_1)$ berücksichtigt wird. Dieser kann mit

$$\rho(t, t_1) = \frac{\sum_{t_i=1}^{t_i \rightarrow \infty} \Delta\sigma(t_i) \cdot \varphi(t, t_i)}{(\sigma(t) - \sigma(t_1)) \varphi(t, t_1)} = \frac{\int_{t_1}^t \frac{d\sigma(t_i)}{dt_i} \varphi(t, t_i) dt_i}{(\sigma(t) - \sigma(t_1)) \varphi(t, t_1)} \leq 1 \quad (6.62)$$

bestimmt werden. TROST [168] gibt die Grenzen mit $0,55 \leq \rho(t, t_1) \leq 1,0$, für praktische Verhältnisse mit $0,8 \leq \rho(t, t_1) \leq 0,9$ an. Für die Restspannung ergibt sich

$$\sigma(t, t_1) = \sigma(t_1) \left[1 - \frac{\varphi(t, t_1)}{1 + \rho(t, t_1) \cdot \varphi(t, t_1)} \right] = \sigma(t_1) \left[\frac{1 + \varphi(t, t_1) \cdot [\rho(t, t_1) - 1]}{1 + \rho(t, t_1) \cdot \varphi(t, t_1)} \right], \quad (6.63)$$

dabei geht Gl. (6.63) mit $\rho(t, t_1) = 1$ in Gl. (6.58) über. Der Relaxationskennwert wird auch "aging coefficient" genannt [13], [18], [40].

6.3.6 Diskussion zur Ableitung von Relaxationsansätzen aus Kriechansätzen

Idealerweise sind Kriech- und Relaxationsansätze unabhängig voneinander zu entwickeln und anhand von Versuchsergebnissen zu kalibrieren. Mit diesen Ansätzen können auch die Dehn- bzw. Spannungsantworten für variable Spannungsgeschichten (Kriechprobleme) oder Dehngeschichten (Relaxationsprobleme) mit den zugehörigen Integralgleichungen, Gl. (6.41) bzw. Gl. (6.44), bestimmt werden.

Das Superpositionsprinzip führt von den hier vorgestellten Möglichkeiten zur wechselseitigen Ableitung von Kriech- und Relaxationsansätzen auch unter Berücksichtigung der Alterung zur mechanisch strengen Lösung. Das Verfahren ist jedoch sehr aufwendig, weil das Integral nicht geschlossen gelöst werden kann.

Die Viskoelastizitätstheorie führt mit Gl. (6.58) bei Werkstoffen ohne Alterung zum mechanisch strengen Ergebnis. Für alternde Werkstoffe überschätzt die Viskoelastizitätstheorie jedoch die über Kriechfunktionen ermittelte Restspannung, vgl. [63], [142], [168]. Weil die Umrechnung jedoch sehr einfach ist, wurde sie in der Vergangenheit immer wieder als Näherungslösung - auch in Form des wirksamen Elastizitätsmoduls - verwendet [13], [63], [142].

Durch den von TROST [168] eingeführten Relaxationskennwert ρ läßt sich dieser Mangel beheben, so daß die von TROST vorgeschlagene Näherungslösung der strengen Lösung sehr nahe kommt [168].

Die von WITTMANN und DISCHINGER vorgestellten Zusammenhänge zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion, Gl. (6.69), sind formal ähnlich und entsprechen der Lösung der Dgl. des Maxwell-Elementes. Die von WITTMANN gezeigte Herleitung des Zusammenhangs zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion läßt sich rheologisch aber nur am Maxwell-Element erklären. Bezüglich der Anwendung des Superpositionsprinzips ist sie jedoch mathematisch inkonsistent. Der Ansatz von DISCHINGER basiert auf WHITNEY'schen Idealkurven und verletzt damit ebenfalls die Voraussetzungen des Superpositionsprinzips. Außerdem wurde anhand von Versuchen gezeigt, daß Gl. (6.69) die in Versuchen gemessene Restspannung unterschätzt [63], [142], und empfohlen, diesen Ansatz zur Bestimmung der Restspannung nicht mehr zu verwenden [63], [147], [168], [189].

Das viskoelastische Verhalten von Beton kann näherungsweise mit Kelvin- oder Maxwell-Reihen beschrieben werden. Die Beschreibungsgüte nimmt mit der Anzahl der Elemente zu. TROST [168] hat gezeigt, daß die Relaxation mit 4 parallel geschalteten Maxwell-Elementen genau genug beschrieben werden kann.

6.4 Zusammenfassung

Das viskoelastische Verhalten von Beton wurde bisher sehr umfangreich im Form des Druckkriechens untersucht. Es wurden entsprechende Modelle zur Beschreibung vorgestellt. Die Relaxation wurde aufgrund der Schwierigkeiten bei der Versuchsdurchführung hingegen kaum untersucht. Bei der Berechnung von Zwangsspannungen infolge Verformungsbe-

hinderung wurde die aus der Viskoelastizität resultierende Relaxation stattdessen meist mit Hilfe von Kriechansätzen berechnet. Daneben wurden Näherungslösungen für die Umrechnung von der Kriechfunktion in die Relaxationsfunktion angegeben.

Hier wurden zunächst die gebräuchlichsten Verfahren zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens von Beton vorgestellt. Aufbauend darauf sollen nun Ansätze zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens bei jungem Beton unter Zugbeanspruchung - untermauert durch Versuchsergebnisse - überprüft, erweitert und kalibriert werden.

7 KRIECHEN UND RELAXATION JUNGEN BETONS UNTER ZUGBEANSPRUCHUNG- EIGENE VERSUCHE UND MODELLBILDUNG

7.1 Vorbemerkungen

Die bekannten Zugkriech- und Zugrelaxationsansätze für jungen Beton [96] werden durch *weitere Versuche untermauert und ggf. modifiziert. Zunächst wird die Anwendbarkeit der Ansätze für verschiedene Betone untersucht werden. Danach ist die Relaxationsfunktion und deren Herleitung aus der Kriechfunktion zu überprüfen, sowie dem Einfluß erhöhter Temperaturen auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons experimentell nachzugehen. Weiterhin ist zu klären, ob das BOLTZMANN'sche Superpositionsprinzip auch bei hohen Zugspannungen $\sigma > 0,5 f_{ct}$ gilt. Schließlich wird untersucht, ob der Beton nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit ein viskoelastisches Verhalten aufweist.*

7.2 Zug-Kriechen jungen Betons - Versuchsergebnisse und Modellierung

7.2.1 Kriechen bei isothermer Lagerung $T = 20\text{ °C}$ (basic creep)

Das viskoelastische Verhalten von Beton wird meist als Kriechen bei isothermer ($T = 20\text{ °C}$) und versiegelter Lagerung untersucht und beschrieben. Das Kriechen wird dabei als Grundkriechen (basic creep) bezeichnet. Zur Quantifizierung des Grundkriechens bei jungem Beton werden die Ergebnisse von Zugkriechversuchen herangezogen.

Das Ergebnis eines Zugkriechversuches ist in Bild 7.1 dargestellt. Das untere Bild zeigt die Dehnungsantwort auf die oben dargestellte Spannungsgeschichte. Das Erstbelastungsalter war $t_1 = 24\text{ h}$, Lagerung $T = 20\text{ °C}$ (isotherm), Anfangsbelastungsgrad $\sigma_1/f_{ct} = 0,7$. Nach einer Beanspruchungsdauer von $t - t_1 = 168\text{ h}$ betrug die Gesamtdehnung rd. $\epsilon(t, t_1) = 0,70\text{ ‰}$. Außerdem ist die verzögert elastische Rückverformung nach der vollständigen Entlastung deutlich zu erkennen. Weitere Ergebnisse sind in Anlage A-5.2 dargestellt.

Die Auswertung der Zugkriechversuche erfolgt durch die Kriechfunktion

$$\varphi(t, t_1) = \frac{\epsilon_c(t - t_1)}{\epsilon_{el}(t_1)} \quad (7.1)$$

Die elastische Dehnung $\epsilon_{el}(t_1)$ wurde während der Belastung anhand des Elastizitätsmoduls bestimmt. Der beim Anfahren der Spannung bzw. Dehnung in den Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen gemessene Zug-Elastizitätsmodul bildete die Grundlage für die in Kap.

4.4.7 vorgeschlagene hydrationsgradabhängige Modellierung. Die Kriechfunktion läßt sich dadurch ohne weiteres in eine Compliance-Funktion $J(t, t_1)$ überführen, vgl. [9], [17].

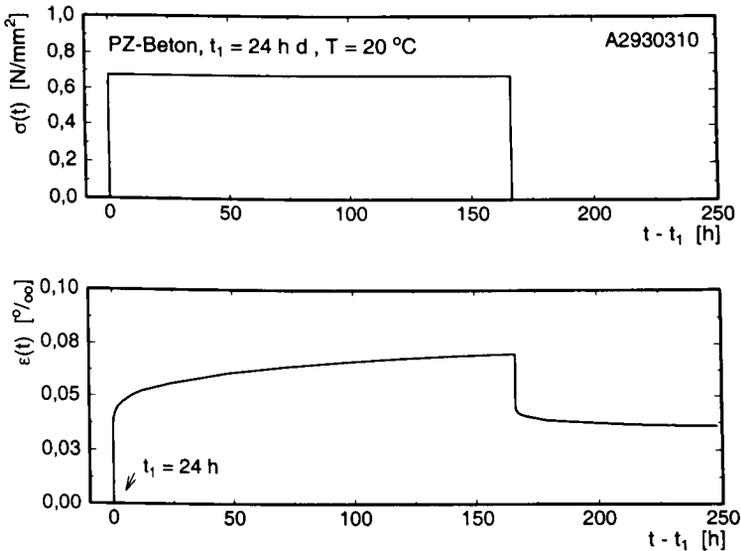


Bild 7.1: Ergebnis eines Zugkriechversuches, Erstbelastungsalter $t_1 = 24$ h

In Bild 7.2 sind die Kriechfunktionen einiger Zugkriechversuche durch Punkte aufgetragen. Die Bilder belegen, daß das viskoelastische Verhalten entscheidend vom Alter bzw. Hydrationsgrad bei Erstbelastung geprägt wird. Die Variation des Belastungsgrads hatte demgegenüber keinen signifikanten Einfluß auf das Kriechen. Darauf wird in Kap. 7.6 noch eingegangen. Bei keinem Kriechversuch im ansteigenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie ist sekundäres und tertiäres Kriechen aufgetreten. In den Kriechversuchen wurde jedoch nach einer Beanspruchungsdauer von $t - t_1 = 200$ h z.T. eine Gesamtdehnung erreicht, die größer war als die Zugbruchdehnung ϵ_{cu} im Kurzzeitversuch bei Erreichen von f_{ct} .

Für die Modellierung der Kriechfunktion wird der von LAUBE [96] vorgeschlagene Produktansatz gewählt

$$\varphi(t, t_1) = \frac{\epsilon_c(t - t_1)}{\epsilon_{el}(t_1)} = P_{1c}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2c}(\alpha_1)}, \quad (7.2)$$

mit $t_c = 1$ h.

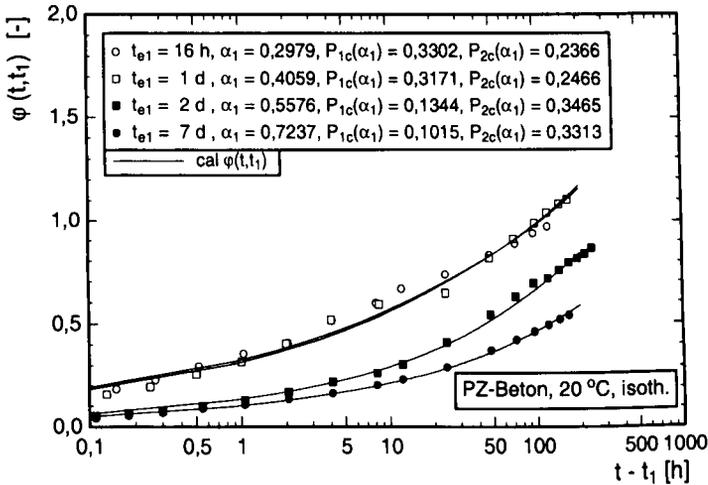


Bild 7.2: Kriechfunktion für den PZ-Beton in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer, Versuchsergebnisse und Modell, $T = 20\text{ °C}$, isotherm

In diesem Ansatz wird die Alterung des Betons und die damit verbundene Abnahme seines viskoelastischen Verhaltens durch die Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ abgebildet. Der von LAUBE [96] vorgeschlagene Ansatz, Gl. (2.42) wird durch die Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$, anstatt $P_1(\alpha_1)$ und $P_2(\alpha_1)$ modifiziert, um die Zugrelaxation (Kap. 7.3) und den Temperatureinfluß auf die Viskoelastizität (Kap. 7.5) eigenständig modellieren zu können.

In Bild 7.2 und Bild 7.16 sind die mit Gl. (7.2) berechneten Kriechfunktionen durch Linien eingezeichnet. Die zugehörigen Parameter wurden durch Regression nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt. Die Versuchsergebnisse können mit dem kalibrierten Modell gut beschrieben werden.

Für den PZ-Beton war die Datenbasis ausreichend, um die von LAUBE [96] angegebene Abhängigkeit der Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ vom Hydratationsgrad α_1 bei Erstbelastung zu überprüfen. Sie sind in Bild 7.3 in Abhängigkeit des Hydratationsgrads aufgetragen. Bild 7.3 bestätigt, daß zwischen dem Hydratationsgrad α_1 und $P_{1c}(\alpha_1)$ bzw. $P_{2c}(\alpha_1)$ näherungsweise jeweils ein linearer Zusammenhang besteht:

$$\text{cal } P_{1c}(\alpha_1) = 0,3160 - 0,2909 \alpha_1 \quad (7.3)$$

$$\text{cal } P_{2c}(\alpha_1) = 0,2614 + 0,1475 \alpha_1 \quad (7.4)$$

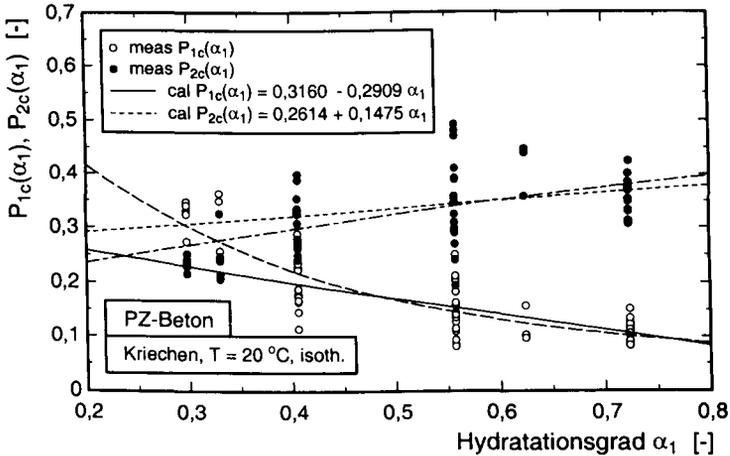


Bild 7.3: Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung, PZ-Beton

Die von LAUBE [96] aufgezeigte Hydratationsgradabhängigkeit der Parameter wird damit tendenziell bestätigt. Der hier gefundene lineare Zusammenhang zwischen α_1 und $P_{1c}(\alpha_1)$ stimmt mit jenem von LAUBE gut überein, vgl. Bild 2.19. Für $P_{2c}(\alpha_1)$ gibt LAUBE jedoch eine lineare Abnahme mit zunehmendem Hydratationsgrad α_1 an. Die hier ausgeführten Versuche weisen auf einen geringfügigen Anstieg von $P_{2c}(\alpha_1)$ mit zunehmendem α_1 hin. Es ist denkbar, daß dieses auf die unterschiedlichen Betonrezepturen zurückzuführen ist. Möglicherweise sprechen die unterschiedlichen Ergebnisse jedoch auch dafür, daß sich die Alterung nur unwesentlich im Exponenten der Zeitfunktion, also in $P_{2c}(\alpha_1)$, niederschlägt, was die häufig vereinfachte Annahme eines altersunabhängigen Exponenten $b = 0,3 - 0,33$ in Produktansätzen gerechtfertigt erscheinen läßt [8], [18], [43], [45]. Bild 7.3 zeigt außerdem, daß der lineare Zusammenhang zwischen α_1 und $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ bei sehr früher Erstbelastung $t_{e1} < 1 \text{ d}$ ($\alpha_1 < 0,40$) nicht mehr uneingeschränkt gilt. Eine bessere Kurvenanpassung ist mit den Funktionen

$$\text{cal } P_{1c}(\alpha_1) = 0,7798 \cdot \exp[-3,7789 \cdot \alpha_1] + 0,05 \quad (7.5)$$

$$\text{cal } P_{2c}(\alpha_1) = -0,3989 \cdot \ln[1,5039(\alpha_1 + 1)] \quad (7.6)$$

für $\alpha_1 \geq 0,2$

möglich. Aufgrund der wenigen Versuchsergebnisse bei diesem frühen Erstbelastungsalter können keine eindeutigen Aussagen gemacht werden, ob zur Modellierung von $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ die Gln. (7.5) und (7.6) besser geeignet sind als die Gln. (7.3) und (7.4). Zur Vereinfachung erscheint die Anwendung der Gln. (7.3) und (7.4) gerechtfertigt.

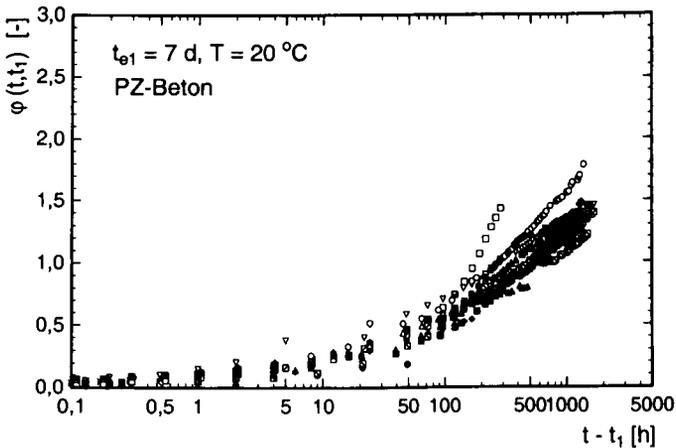
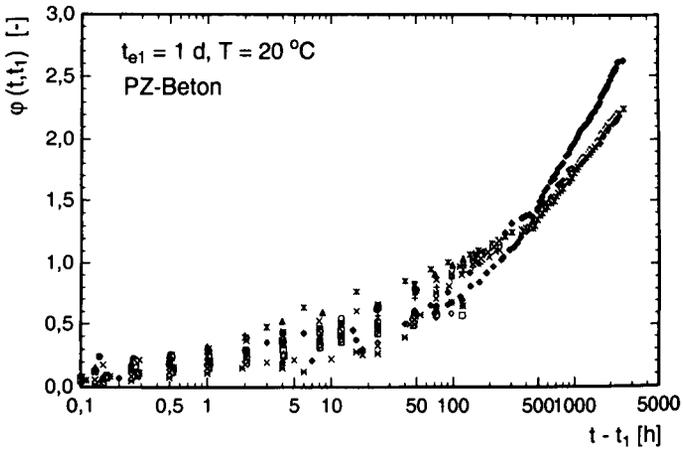


Bild 7.4: Gemessene Kriechfunktionen bei Erstbelastungsalter von $t_{e1} = 1$ d und $t_{e1} = 7$ d, Lagerung $T = 20$ °C, isotherm, PZ-Beton

7.2.2 Streuung der Kriechfunktion

Obwohl hier eine große Anzahl von Zugkriechversuchen ausgeführt wurde, ist das Datenmaterial für eine umfassende statistische Auswertung unzureichend. Exemplarisch sind in Bild 7.4 alle 22 gemessenen Kriechfunktionen bei einem Erstbelastungsalter von $t_{e1} = 1$ d und $t_{e1} = 7$ d gegenübergestellt (weitere Ergebnisse: Anlage A-5.6). Die Streuung ist beim Erstbelastungsalter $t_{e1} = 1$ d größer als bei $t_{e1} = 7$ d, auch wenn bei letzterem Erstbelastungsalter weniger Versuche ausgeführt wurden. Die größere Streuung der Versuchsergebnisse bei frühem Erstbelastungsalter ist der Grund dafür, daß für eine gesicherte Quantifizierung des viskoelastischen Verhaltens eine größere Versuchsanzahl nötig war. Dieses trifft auch für die Versuche bei einer erhöhten Lagerungstemperatur ($T = 40$ °C, isotherm) zu.

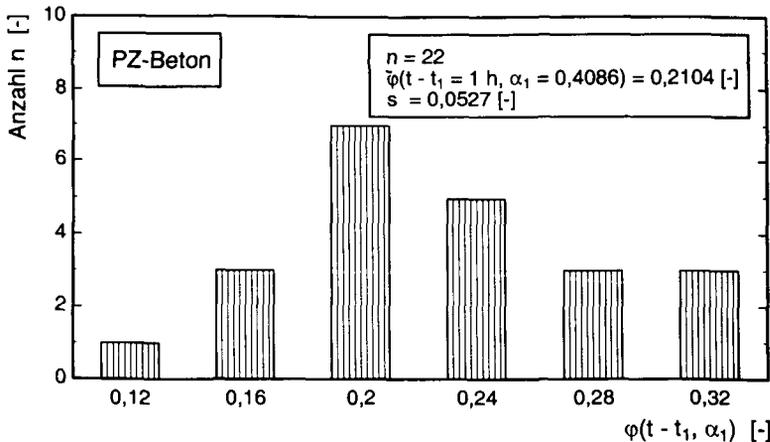


Bild 7.5: Häufigkeitsverteilung der Kriechfunktionen für $t_{e1} = 1$ d ($\alpha_1 = 0,4086$) und $t - t_1 = 1$ h, $T = 20^\circ\text{C}$ isotherm

Zur Verdeutlichung der Streuung ist in Bild 7.5 die Häufigkeitsverteilung der Kriechfunktion bei einem Erstbelastungsalter von $t_{e1} = 1$ d und einer Beanspruchungsdauer von $t - t_1 = 1$ h ($\alpha_1 = 0,4086$) aufgetragen (Lagerung $T = 20$ °C, isotherm). Der χ^2 -Test ergab, daß die Kriechfunktionen für den genannten Zeitpunkt bei einem Signifikanzniveau von $p = 0,05$ normalverteilt sind.

7.2.3 Vergleich von Kriechansätzen

Es wurde gezeigt, daß der Kriechansatz Gl. (7.2) mit Gln. (7.3) und (7.4) das Zugkriechverhalten jungen Betons gut abbildet. Es interessiert jedoch, inwieweit dieser Kriechansatz mit bekannten Kriechansätzen übereinstimmt. Für einen Vergleich wurden die Kriechansätze nach DIN 4227, T. 1 [52] und MC 90 [45] ausgewählt. Der Kriechansatz nach DIN 4227, T. 1 stellt einen Summenansatz mit der Aufspaltung in verzögert-elastische Verformung und Fließen dar (vgl. Kap. 6)

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{f0} (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 k_v(t - t_0) . \quad (7.7)$$

Der Kriechansatz nach MC 90 ist ein Produktansatz

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \beta_c(t - t_0) . \quad (7.8)$$

Auf die Parameter und deren Bestimmung wird an dieser Stelle nicht näher eingegangen, sondern auf [52] und [45] verwiesen.

Bild 7.6 zeigt, inwieweit sich die Kriechfunktion, Gl. (7.2), von denen nach MC 90 [45] und DIN 4227, T.1 [52] unterscheidet. Die Randbedingungen für die Kriechansätze nach Gl. (7.7) und Gl. (7.8) wurden entsprechend denen der Versuchskörper in den horizontalen Zugprüfrahmen gewählt (PZ-Beton mit CEM I 32,5 R, $A_c = 16 \times 16 \text{ cm}^2$, versiegelte Lagerung: RH = 90 %, T = 20 °C, isotherm). Die Annahme einer relativen Feuchtigkeit von RH = 90 % ist für die versiegelten Versuchskörper als ungünstig zu betrachten.

Die Kriechdehnung des jungen Betons wird für den Erstbelastungszeitpunkt $t_{e1} = 1 \text{ d}$ mit dem Kriechansatz nach MC 90 und DIN 4227 deutlich unterschätzt, für ein Erstbelastungsalter von $t_{e1} = 7 \text{ d}$ sind die Unterschiede etwas geringer. Der Vergleich zeigt, daß die Kriechansätze nach MC 90 und DIN 4227, T. 1 das Zugkriechen des jungen Betons nicht zutreffend beschreiben können.

Es ist zu berücksichtigen, daß der Kriechansatz nach Gl. (7.2) in erster Linie zur Beschreibung des Zugkriechens, die Kriechansätze nach DIN 4227, T. 1 und MC 90 für das Druckkriechen ausgelegt sind. Über die Kriechdehnung unter Zugspannung im Vergleich zu jener unter Druckspannung gibt es unterschiedliche Aussagen [116]. Meist wird davon ausgegangen, daß das Zugkriechen bei betragsmäßig gleicher Spannung genauso groß wie das Druckkriechen ist.

Mit den Kriechansätzen nach MC 90 und DIN 4227, T. 1 kann zwar der Einfluß der Zementart auf die Kriechverformung berücksichtigt werden, nicht jedoch der Einfluß von Flugasche sowie den anderen an der Erhärtung beteiligten Stoffen. In Gl. (7.2) gehen die Einflüsse aus Zementart, Flugasche, Hüttensand sowie W/Z-Wert verschmiert in den Parametern $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ ein. Auf die Unstimmigkeit des Kriechansatzes nach DIN 4227, T. 1 bezüglich des Einflusses der Zementart wurde schon in Kap. 6 hingewiesen.

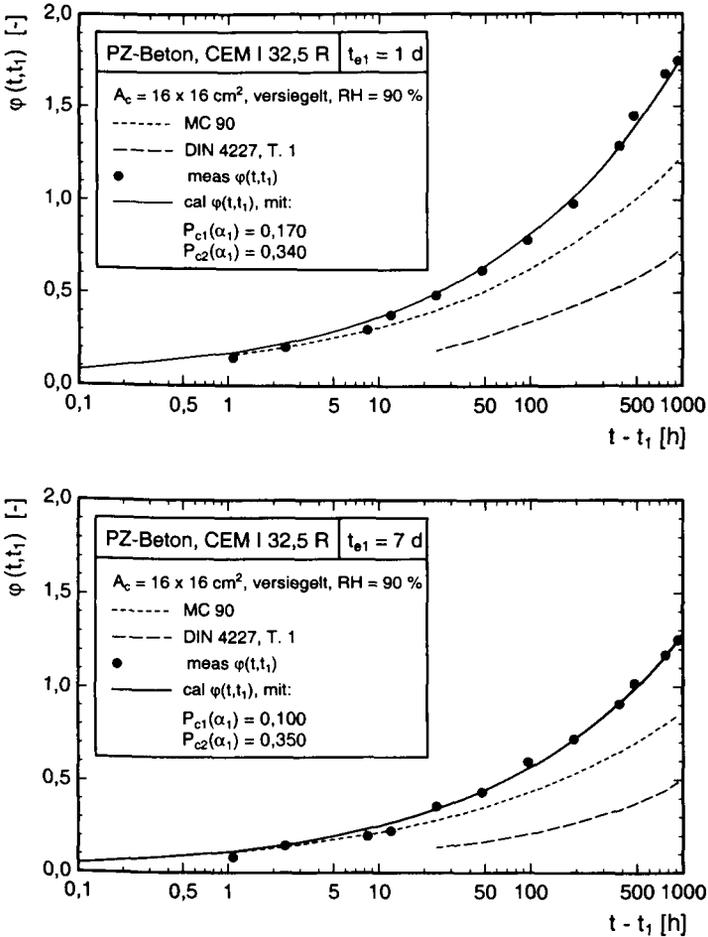


Bild 7.6: Kriechfunktionen unterschiedlicher Kriechansätze beim Erstbelastungsalter $t_{e1} = 1$ d und 7 d, Lagerung $T = 20$ °C (isoth.), $RH = 90\%$

7.2.4 Trocknungskriechen (drying creep)

Das Zugkriechen bei gleichzeitiger Austrocknung wurde nur exemplarisch untersucht, weil die Austrocknung bei der Entstehung von Temperaturspannungen im jungen Betonalter eine untergeordnete Rolle spielt. Bild 7.7 zeigt die Kriechdehnung bei unversiegelter Lagerung (Lagerung: bis zum Belastungszeitpunkt versiegelt in der Schalung, danach $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $\text{RH} = 65\%$) bei einem Erstbelastungsalter von $t_1 = 2\text{ d}$ im Vergleich zur versiegelten Lagerung. Außerdem sind jeweils die zugehörigen lastunabhängigen Verformungen eingezeichnet. Die Zunahme der Kriechdehnung infolge Austrocknung ist deutlich zu erkennen. In [21] wird über Zugkriechversuche an jungem Beton bei versiegelter und unversiegelter Lagerung berichtet, die zu einer ähnlichen Kriechdehnung bei gleichzeitiger Austrocknung führen. Auch die Zugkriechversuche von DOMONE [57] belegen, daß die Zugkriechdehnung bei gleichzeitiger Austrocknung größer ist als die von versiegelten Proben.

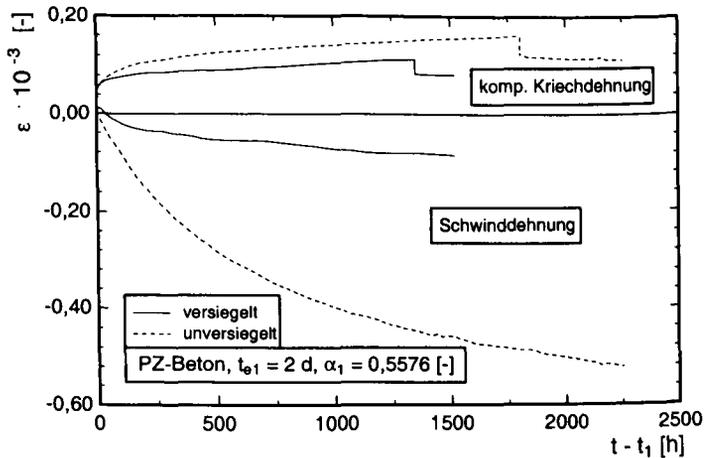


Bild 7.7: Vergleich der Gesamtdéhnung bei versiegelter Lagerung und gleichzeitiger Austrocknung, $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, isotherm

Die Kriechfunktionen sind zum Vergleich von versiegelter und unversiegelter Lagerung in Bild 7.8 aufgetragen. Bei der Modellierung mit Gl. (7.2) ändern sich die Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$. Eine hydratationsgradabhängige Formulierung dieser Parameter zur Modellierung des Trocknungskriechens ist anhand der vorliegenden Daten nicht möglich.

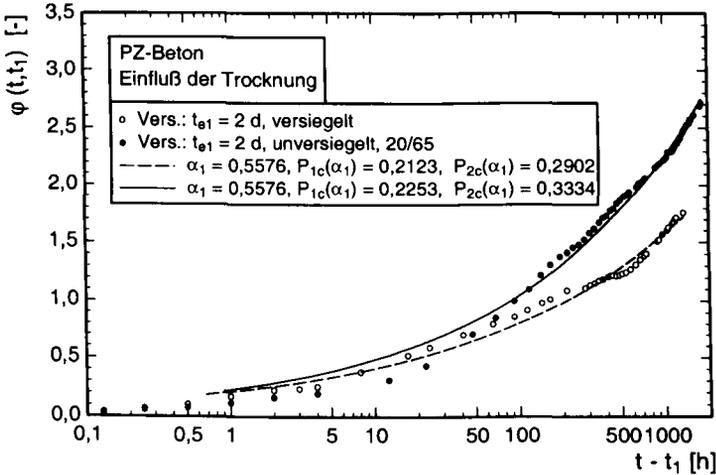


Bild 7.8: Vergleich der Kriechfunktionen bei versiegelter Lagerung und gleichzeitiger Austrocknung

7.3 Zug-Relaxation jungen Betons - Versuchsergebnisse und Modellierung

7.3.1 Relaxation bei isothermer Lagerung $T = 20\text{ °C}$ (basic relaxation)

Weil für die Berechnung von Temperaturspannungen in Betonbauteilen während der Erhärtung besonders das viskoelastische Verhalten des jungen Betons in Form der Relaxation interessiert, wurden neben den Zugkriech- auch Zugrelaxationsversuche ausgeführt. Das Ziel ist die Ableitung eines einfach anzuwendenden Relaxationsansatzes.

In Analogie zum Grundkriechen (basic creep) bei isothermer ($T = 20\text{ °C}$) und versiegelter Lagerung wird die Relaxation hierbei als "Grundrelaxation" oder "basic relaxation" bezeichnet. Bild 7.9 zeigt exemplarisch das Ergebnis eines Zugrelaxationsversuches mit der aufgetragenen Dehngeschichte (weitere Ergebnisse: Anlage A-5.3). Nach einer Beanspruchungsdauer von $t - t_1 = 96$ h wurde die Dehnung soweit zurückgefahren, bis die Spannung $\sigma = 0\text{ N/mm}^2$ war. Anschließend hat sich durch die vollständige Dehnungsbehinderung $\epsilon = 0,0252\text{ ‰} = \text{konst.}$ erneut eine Zugspannung aufgebaut. Die Entlastung ist somit wie ein Dehninkrement mit negativem Vorzeichen zu betrachten.

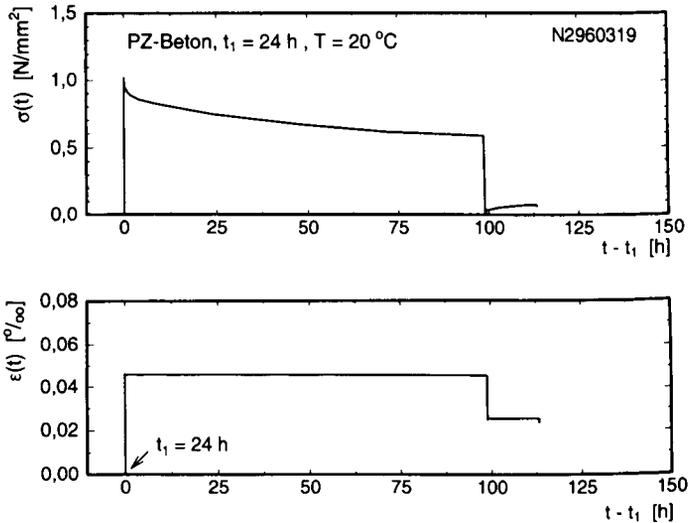


Bild 7.9: Ergebnis eines Stufenrelaxationsversuches, Erstbelastungsalter $t_1 = 24$ h

7.3.2 Vergleich verschiedener Relaxationsansätze mit Versuchsergebnissen

In Kap. 6.3 wurde dargelegt, daß der von LAUBE [96] vorgeschlagene Relaxationsansatz Gl. (2.43) durch die Herleitung aus dem Kriechansatz Gl. (2.42) mathematisch nicht einwandfrei ist und die Restspannung möglicherweise unterschätzt wird. Deswegen wurde geprüft, mit welchem Ansatz die Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche optimal beschrieben werden können. Die Auswertung der Zugrelaxationsversuche erfolgt über die Relaxationsfunktion

$$\psi(t, t_1) = \frac{\sigma(t - t_1)}{\sigma(t_1)} \quad (7.9)$$

In Bild 7.10 bis Bild 7.12 sind die gemessenen Relaxationsfunktionen für unterschiedliche Hydratationsgrade α_1 bei Erstbelastung durch Punkte aufgetragen, vgl. Anlage A-5.6 b. Die Bilder zeigen, daß die Relaxation bei Erstbelastung im jungen Betonalter und entsprechend kleinem α_1 besonders ausgeprägt ist.

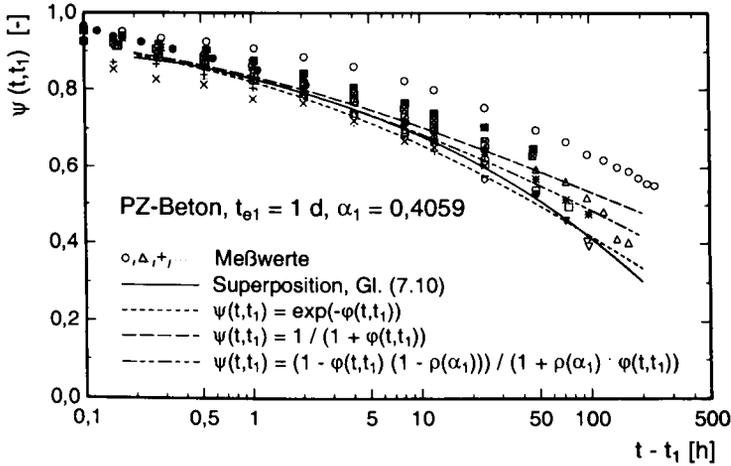


Bild 7.10: Gemessene (Punkte) und berechnete Relaxationsfunktionen (Linien) mit unterschiedlichen Relaxationsansätzen, $t_1 = 1 \text{ d}$

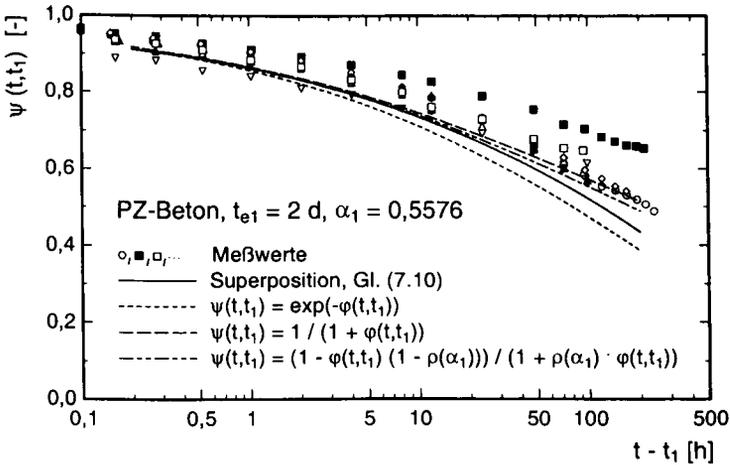


Bild 7.11: Gemessene (Punkte) und berechnete Relaxationsfunktionen (Linien) mit unterschiedlichen Relaxationsansätzen, $t_1 = 2 \text{ d}$

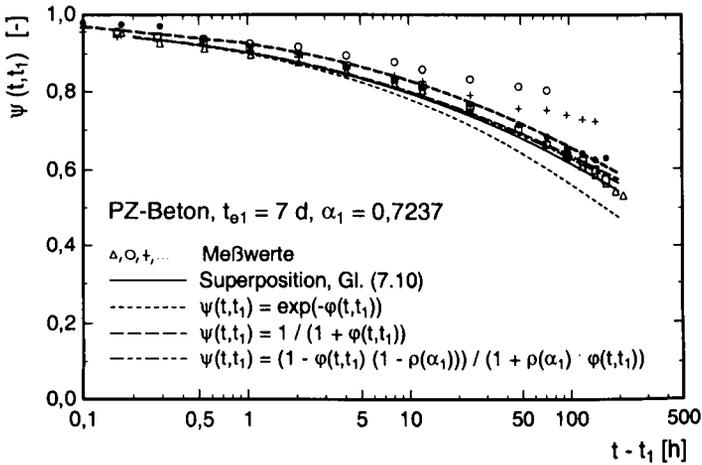


Bild 7.12: Gemessene (Punkte) und berechnete Relaxationsfunktionen (Linien) mit unterschiedlichen Relaxationsansätzen, $t_1 = 7$ d

Zur Modellierung der Ergebnisse der Zugrelaxationsversuche werden folgende Verfahren herangezogen, vgl. Kap. 6.3.

1. Superposition

Die Bestimmung der Restspannung über die Integralgleichung Gl. (6.45) scheitert daran, daß eine geschlossene Lösung nicht gefunden werden kann. Drückt man die Gesamtdehnung durch die Summe der Spannungskremente aus, so kann die Restspannung numerisch bestimmt werden

$$\begin{aligned} \varepsilon(t, t_1) = \text{konst.} = & \frac{\sigma(t_1)}{E(t_1)} \left[1 + P_{1c}(\alpha_1) \left(\frac{t-t_1}{t_c} \right)^{P_{2c}(\alpha_1)} \right] \\ & + \sum_{i=2}^n \frac{\Delta\sigma(t_i)}{E(t_i)} \left[1 + P_{1c}(\alpha_i) \left(\frac{t-t_i}{t_c} \right)^{P_{2c}(\alpha_i)} \right] \end{aligned} \quad (7.10)$$

Diese Gleichung wurde mit den Werkstoffmodellen und den zugehörigen Parametern für den PZ-Beton numerisch gelöst. Der Elastizitätsmodul $E(t)$ wurde nach Gl. (4.7) mit den in Bild 4.27 angegebenen Parametern α_0 und E_{ct1} eingesetzt. Für die Lagerung wurde $T = 20$ °C (isotherm) angenommen. Die Parameter $P_{1c}(\alpha_i)$ und $P_{2c}(\alpha_i)$ wurden gemäß Gln. (7.3) und (7.4) eingesetzt.

Die Ergebnisse der Berechnungen sind den Versuchsergebnissen in Bild 7.10 bis Bild 7.12 gegenübergestellt. Die mit Superposition unter Berücksichtigung der Alterung von Elastizitätsmodul und Kriechfunktion bestimmte Restspannung liegt am unteren Ende des Streubandes der in Zugrelaxationsversuchen gemessenen Restspannung. Die durch Lösung von Gl. (7.10) bestimmte Restspannung ist also kleiner als die mittlere in den Zugrelaxationsversuchen gemessene Restspannung.

2. Relaxationsansatz nach LAUBE basierend auf dem von WITTMANN angegebenen Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsfunktion (Näherungslösung)

Es wurde überprüft, inwieweit der von LAUBE [96] angegebene Relaxationsansatz die im Relaxationsversuch gemessene Restspannung unterschätzt und die Ausführung in Kap. 6.3 bestätigt werden. Weil von LAUBE ein anderer Beton untersucht wurde, wurde hier - analog wie bei LAUBE - die Kriechfunktion Gl. (7.2) durch den WITTMANN-Ansatz (Gl. (6.56)) in die Relaxationsfunktion überführt

$$\psi(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\sigma(t - t_1)}{\sigma(t_1)} = \exp \left(- P_{1c}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2c}(\alpha_1)} \right), \quad (7.11)$$

mit $t_c = 1 \text{ h}$ sowie $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ gemäß Gln. (7.3) und (7.4).

Man erkennt in Bild 7.10 bis Bild 7.12, daß die mit Gl. (7.11) berechneten Relaxationsfunktionen die gemessenen Werte besonders für die Erstbelastungsalter von $t_1 = 1 \text{ d}$ und 7 d unterschreitet. Gl. (7.11) unterschätzt die in den Zugrelaxationsversuchen gemessene Restspannung. Die Ausführungen in Kap. 6 werden damit bestätigt.

3. Relaxationsansatz nach linearer Viskoelastizitätstheorie ohne Alterung (Näherungslösung)

Auch wenn die Viskoelastizität gerade des jungen Betons entscheidend von der Alterung geprägt ist, soll die Güte des Ansatzes der linearen Viskoelastizität ohne Alterung als Näherungslösung überprüft werden. Die Relaxationsfunktion ist

$$\psi(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\sigma(t - t_1)}{\sigma(t_1)} = \frac{1}{1 + \varphi(t, t_1, \alpha_1)} = \frac{1}{1 + P_{1c}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2c}(\alpha_1)}}. \quad (7.12)$$

Die Ergebnisse sind in Bild 7.10 bis Bild 7.12 aufgetragen. Die mit Gl. (7.12) berechneten Relaxationsfunktionen führen von den hier angewendeten Verfahren erwartungsgemäß zur

größten Restspannung. Die gemessenen Relaxationsfunktionen werden mit Gl. (7.12) im Mittel gut abgebildet, obwohl die Alterung der Viskoelastizität nicht berücksichtigt wurde.

4. Lineare Viskoelastizitätstheorie mit Alterungsfunktion (Näherungslösung)

Es wurde mehrfach gezeigt, daß die Restspannung, bestimmt nach der linearen Viskoelastizitätstheorie ohne Alterung, überschätzt wird. Die voranstehenden Ausführungen bestätigen dieses durch die eigenen Relaxationsversuche. TROST [168] hat gezeigt, daß die Überschätzung durch Einführung eines Relaxationskennwertes beseitigt und die Lösung nach Gl. (7.10) gut angenähert werden kann. Dieser Ansatz wurde von anderen Autoren aufgegriffen, und der Relaxationskennwert wurde in Abhängigkeit des Erstbelastungsalters formuliert [18], [19], [39].

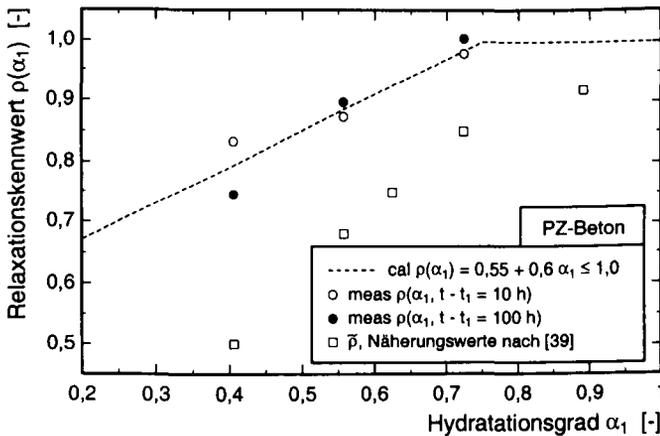


Bild 7.13: Relaxationskennwert in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung

Für die eigenen Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche wurde der Relaxationskennwert in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung bestimmt, Bild 7.13. Bei einer Erstbelastung im Alter von $t_1 = 1$ d ($\alpha_1 = 0,4059$) beträgt der Relaxationskennwert i.M. $\rho(\alpha_1) = 0,76$. Er steigt bis $\alpha_1 \approx 0,75$ etwa linear auf $\rho(\alpha_1) = 1,0$ an. Die anhand der Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche bestimmten Relaxationskennwerte können durch eine bilineare Beziehung approximiert werden, Bild 7.13,

$$\rho(\alpha_1) = 0,55 + 0,6 \alpha_1 \leq 1,0 \quad (7.13)$$

Vergleichend dazu sind die Relaxationskennwerte nach der von CHIORINO/LACIDOGNA [39] abgegebenen Näherung

$$\tilde{\rho}(t_1) = \frac{t_1^{0,5}}{1 + t_1^{0,5}} \quad (7.14)$$

aufgetragen. Diese Näherung wurde anhand von Superposition unter Anwendung des Kriechansatzes nach MC 90 ermittelt. Die Relaxationskennwerte nach Gl. (7.14) sind kleiner als die anhand der eigenen Versuche ermittelten Werte.

Unter Einbeziehung des vom Erstbelastungsalter (bzw. Hydratationsgrad α_1) abhängigen Relaxationskennwertes ergibt sich die Relaxationsfunktion zu

$$\psi(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\sigma(t - t_1)}{\sigma(t_1)} = \frac{1 - [1 - \rho(\alpha_1)] \varphi(t, t_1)}{1 + \rho(\alpha_1) \varphi(t, t_1)} = \frac{1 - [1 - \rho(\alpha_1)] P_{1c}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2c}(\alpha_1)}}{1 + \rho(\alpha_1) P_{1c}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2c}(\alpha_1)}} \quad (7.15)$$

In Bild 7.10 bis Bild 7.12 sind Relaxationsfunktionen, bestimmt mit Gl. (7.15) unter Einbeziehung von Gl. (7.13), ebenfalls aufgetragen. Die Versuchsergebnisse werden mit Gl. (7.15) etwas besser beschrieben als mit Gl. (7.12).

7.3.3 Bewertung der Relaxationsansätze

Der Vergleich der unterschiedlichen Relaxationsansätze mit Versuchsergebnissen zeigt, daß die mit Superposition bestimmte Restspannung nicht in der Mitte des Streubandes der gemessenen Restspannungen verläuft, sondern etwas darunter.

Der Relaxationsansatz von LAUBE, der auf einem von Wittmann vorgestellten Zusammenhang zwischen Kriech- und Relaxationsversuch basiert, unterschätzt die gemessene Restspannung insbesondere für hohe Erstbelastungsalter und eine lange Beanspruchungsdauer. Dies ist darauf zurückzuführen, daß die Exponentialfunktion für steigende Exponenten schnell gegen Null geht.

Demgegenüber werden die gemessenen Restspannungen mit dem Relaxationsansatz basierend auf linearer Viskoelastizitätstheorie ohne Alterung gut abgebildet, obwohl die Viskoelastizität gerade bei den untersuchten Erstbelastungsaltern einer deutlichen Alterung

unterworfen ist. Gl. (7.12) stellt somit eine gute Näherung dar. Die Güte der Näherung kann durch den Relaxationsansatz nach Gl. (7.15) und mit dem hydrationsgradabhängigen Relaxationskennwert, Gl. (7.13), verbessert werden. Dieser wurde anhand der eigenen Versuche kalibriert.

Die mit Superposition bestimmte Restspannung ist etwas kleiner als die mittlere im Versuch gemessene Restspannung. Dieses führt folgerichtig dazu, daß die hier ermittelten hydrationsgradabhängigen Relaxationskennwerte größer sind als jene nach Gl. (7.14), [39]. Die Tatsache, daß die gemessenen Restspannungen größer waren als die mit Superposition ermittelten Werte, ist wahrscheinlich auf Versuchsstreuungen zurückzuführen.

Für die Berechnung der Temperaturspannung im erhärtenden Betonbauteil erscheint die Bestimmung der Relaxation durch Ansatz von Gl. (7.12) als Näherung gut geeignet. Die Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen kann durch den Relaxationsansatz, Gl. (7.15), unter Berücksichtigung des Relaxationskennwertes nach Gl. (7.13) verbessert werden. In beiden Fällen wird die vom Erstbelastungsalter abhängige Relaxationsfähigkeit bei einer inkrementellen Temperaturspannungsberechnung durch die Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{1r}(\alpha_1)$ erfaßt.

7.3.4 Beschreibung von Versuchsergebnissen mit einem einfachen Relaxationsansatz

Der Relaxationsansatz nach Gl. (7.12) impliziert, daß die Relaxation mit den Parametern $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ näherungsweise beschrieben werden kann. Zur genaueren Modellierung der Relaxation werden die Parameter $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ eingeführt, so daß aus Gl. (7.12) wird

$$\psi(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\alpha(t - t_1)}{\alpha(t_1)} = \frac{1}{1 + P_{1r}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2r}(\alpha_1)}} \quad (7.16)$$

Unter Berücksichtigung von Gl. (7.15) sind die Parameter $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ als Funktionen

$$P_{1r}(\alpha_1) = f(P_{1c}(\alpha_1), \rho(\alpha_1)) \quad (7.17)$$

$$P_{2r}(\alpha_1) = f(P_{2c}(\alpha_1), \rho(\alpha_1)) \quad (7.18)$$

aufzufassen, die jedoch nicht explizit formuliert werden können. Die Parameter $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ wurden anhand der Zugrelaxationsversuche durch Regression bestimmt. In Bild 7.14

sind exemplarische Relaxationsfunktionen bei unterschiedlichem Erstbelastungsalter durch Punkte aufgetragen. Die Ergebnisse belegen in Analogie zu den Zugkriechversuchen, daß das viskoelastische Verhalten bei Belastung im jungen Betonalter besonders ausgeprägt ist. Die Restspannung nimmt nach der gleichen Beanspruchungsdauer umso mehr ab, je geringer der Hydratationsgrad des Betons beim Aufbringen des Dehnungsinkrementes ist.

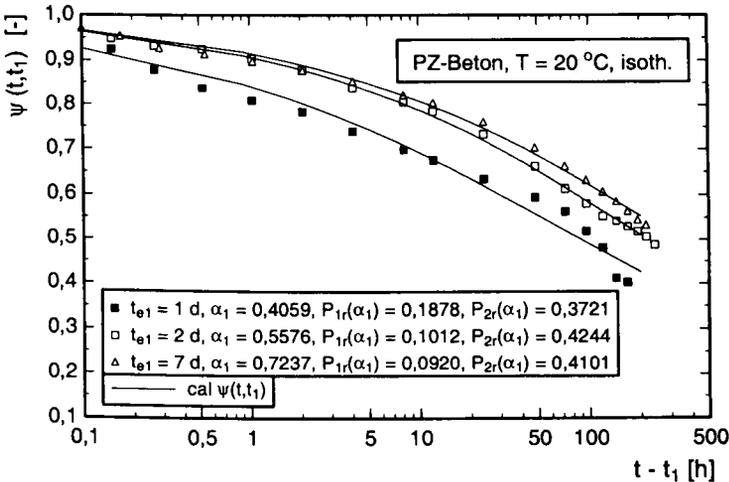


Bild 7.14: Relaxationsfunktion für den PZ-Beton in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer, Versuchsergebnisse und Modell, T = 20 °C, isotherm

In Bild 7.15 sind die für die Relaxationsversuche bestimmten Parameter $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ über dem Hydratationsgrad bei Erstbelastung durch Punkte aufgetragen. $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ hängen wie $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ linear vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung ab, vgl. Bild 7.3. Die Geradengleichungen

$$\text{cal } P_{1r}(\alpha_1) = 0,2991 - 0,2981 \alpha_1 \quad (7.19)$$

$$\text{cal } P_{2r}(\alpha_1) = 0,2962 + 0,1332 \alpha_1 \quad (7.20)$$

unterscheiden sich geringfügig von denen für $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$, Gln. (7.3) und (7.4). Dies ist darauf zurückzuführen, daß der Relaxationskennwert $\rho(\alpha_1)$ in den Parametern $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ verschmiert enthalten ist.

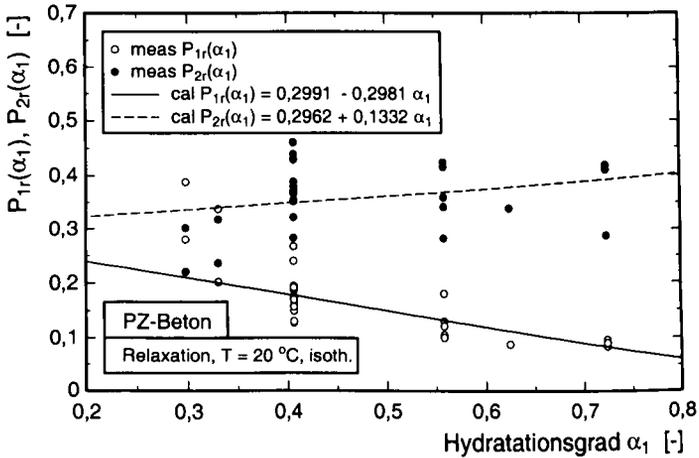


Bild 7.15: Parameter $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung, PZ-Beton

7.4 Zugkriechen und Zugrelaxation beim HOZ- und GB-Beton

In Bild 7.16 sind die gemessenen Kriechfunktionen von HOZ- und GB-Beton aufgetragen. Bild 7.17 zeigt die gemessenen Relaxationsfunktionen für diese beiden Betone. Die Versuchsergebnisse bestätigen, daß das viskoelastische Verhalten jungen Betons bei früher Erstbelastung und entsprechend kleinem α_1 besonders ausgeprägt ist und der Anfangsbelastungsgrad eine untergeordnete Rolle spielt. In Bild 7.16 und Bild 7.17 sind außerdem berechnete Kriechfunktionen, Gl. (7.3), und Relaxationsfunktionen, Gl. (7.16), eingezeichnet. Die Versuche werden mit den Modellen gut abgebildet.

Die Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ sowie $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ für den HOZ-Beton sind in Bild 7.18 über dem Hydratationsgrad bei Erstbelastung aufgetragen. Weil die Versuchszahl für eine getrennte Formulierung von $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ sowie $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ nicht ausreichte, wurden die Werte zur Bestimmung der Geradengleichung zusammengefaßt

$$\text{cal } P_{1r}(\alpha_1) \approx \text{cal } P_{1c}(\alpha_1) = 0,2623 - 0,2387 \alpha_1 \quad (7.21)$$

$$\text{cal } P_{2r}(\alpha_1) \approx \text{cal } P_{2c}(\alpha_1) = 0,1955 + 0,3549 \alpha_1 \quad (7.22)$$

In Bild 7.18 fällt auf, daß $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ - wie beim PZ-Beton - bei sehr kleinen Hydrationsgraden α_1 von den Geraden abweichen. Dieses weist auf das ausgeprägte viskoelastische Verhalten bei sehr früher Erstbelastung hin.

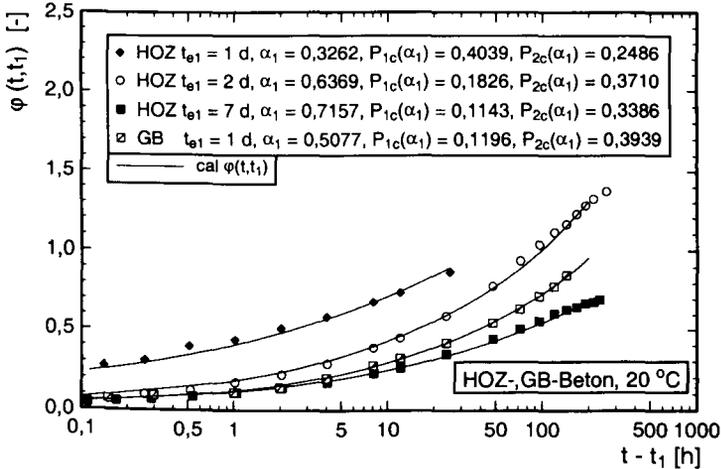


Bild 7.16: Kriechfunktion für HOZ- und GB-Beton in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer, Versuchsergebnisse und Modell, $T = 20$ °C, isotherm

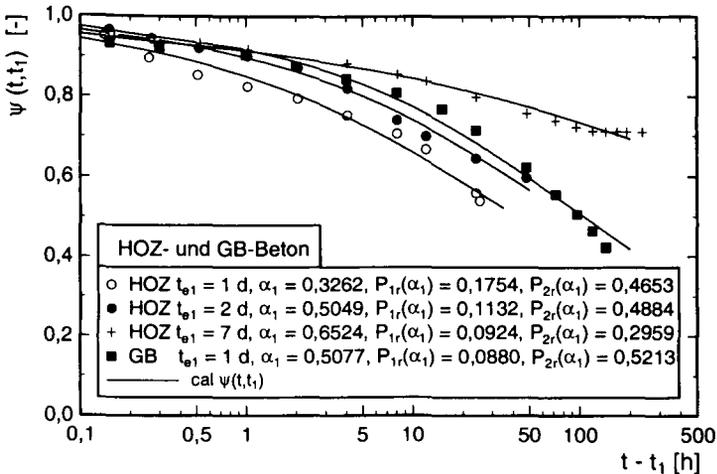


Bild 7.17: Relaxationsfunktion für HOZ- und GB-Beton in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer, Versuchsergebnisse und Modell, $T = 20$ °C, isotherm

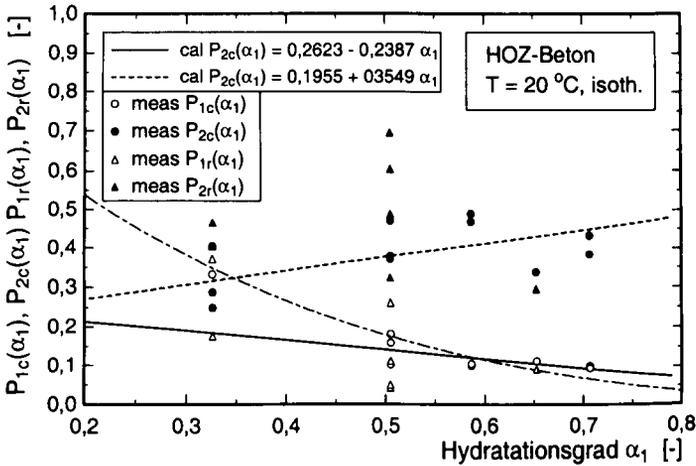


Bild 7.18: Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ sowie $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung, HOZ-Beton

Die Restspannung kann für den HOZ-Beton aber auch mit dem Relaxationsansatz Gl. (7.15) und dem Relaxationskennwert, Gl. (7.13), berechnet werden.

7.5 Temperatureinfluß auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons

7.5.1 Vorbemerkungen

Erhöhte Temperaturen $T < 100 \text{ °C}$ haben einen ambivalenten Einfluß auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons. Zum einen wird die Erhärtung des Betons bei erhöhten Lagerungstemperaturen beschleunigt. Dies bewirkt vor dem Belastungszeitpunkt einen größeren Hydratationsgrad als bei Lagerung bei $T = 20 \text{ °C}$ (isotherm). Ein größerer Hydratationsgrad zum Erstbelastungszeitpunkt führt - wie in Kap. 7.2 und 7.3 gezeigt - zu einer altersabhängigen Abnahme von Kriech- und Relaxationsfähigkeit. Andererseits wurde für erhärteten Beton gezeigt, daß das viskoelastische Verhalten bei erhöhter Temperatur ausgeprägter ist als bei $T = 20 \text{ °C}$ (isotherm) [18], [29], [65], [116].

Die Erhärtung von Betonbauteilen und die dabei auftretenden Temperaturspannungen sind unmittelbar mit erhöhten Temperaturen verknüpft. Der Temperatureinfluß auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons mußte deswegen genauer untersucht werden.

7.5.2 Temperatureinfluß auf das Zugkriechen

Zur Quantifizierung des Einflusses erhöhter Temperaturen auf das Zugkriech- und Zugrelaxationsverhalten jungen Betons während der Beanspruchungsdauer dienen die Versuche bei $T = 40\text{ °C}$ (isotherm). Weitere Ergebnisse von Zugkriechversuchen sind in Anlage A-5.4 zusammengestellt. Die Auswertung der Zugkriechversuche erfolgte ebenfalls durch die Kriechfunktion $\varphi(t, t_1)$, Gl. (7.1). Diese sind exemplarisch für unterschiedliche Erstbelastungsalter in Bild 7.19 dargestellt (Punkte), vgl. Anlage A-5.6 c. Im Vergleich zu Bild 7.2 wird deutlich, daß die Kriechfunktion für eine Lagerung bei $T = 40\text{ °C}$ trotz größeren Hydratationsgrads bei Erstbelastung α_1 nach der gleichen Beanspruchungsdauer größere Werte erreicht als für $T = 20\text{ °C}$ (isotherm). Dieses gilt unabhängig für alle untersuchten Hydratationsgrade α_1 . Der ambivalente Temperatureinfluß auf das Kriechen jungen Betons wirkt sich also durch eine deutliche Zunahme der Kriechdehnung bei erhöhter Temperatur aus. Die temperaturabhängige Alterung spielt demgegenüber eine untergeordnete Rolle.

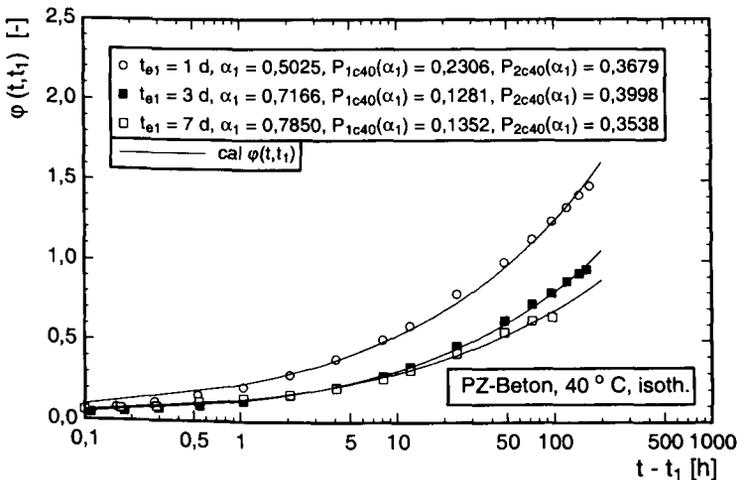


Bild 7.19: Kriechfunktion für den PZ-Beton in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer, Versuchsergebnisse und Modell, $T = 40\text{ °C}$, isotherm

Für die Modellierung der vergrößerten Kriechdehnung bei einer Temperatur von $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) sind die Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ in Gl. (7.2) durch $P_{1c40}(\alpha_1)$ und $P_{2c40}(\alpha_1)$ ersetzt worden. Diese Parameter wurden durch Regression bestimmt und sind in Bild 7.19 zusammen mit den berechneten Kriechfunktionen $\text{cal } \varphi(t, t_1)$ angegeben. Die hydrationsgradabhängige Darstellung der anhand der Kriechversuche bestimmten Parameter

$P_{1c40}(\alpha_1)$ und $P_{2c40}(\alpha_1)$ ist in Bild 7.20 aufgetragen. Sie können durch folgende Geradengleichungen approximiert werden

$$\text{cal } P_{1c40}(\alpha_1) = 0,5324 - 0,5320 \alpha_1 \quad (7.23)$$

$$\text{cal } P_{2c40}(\alpha_1) = 0,1853 + 0,3253 \alpha_1 \quad (7.24)$$

Der Alterungseinfluß wird wie bei den Versuchen bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ durch eine lineare Abhängigkeit des Faktors $P_{1c40}(\alpha_1)$ vom Hydratationsgrad α_1 und die gute Korrelation mit der angegebenen Geradengleichung deutlich. Demgegenüber ist die hydratationsgradabhängige Zunahme des Exponenten $P_{2c40}(\alpha_1)$ wie bei den Versuchen bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ (isotherm) von einer größeren Streuung geprägt.

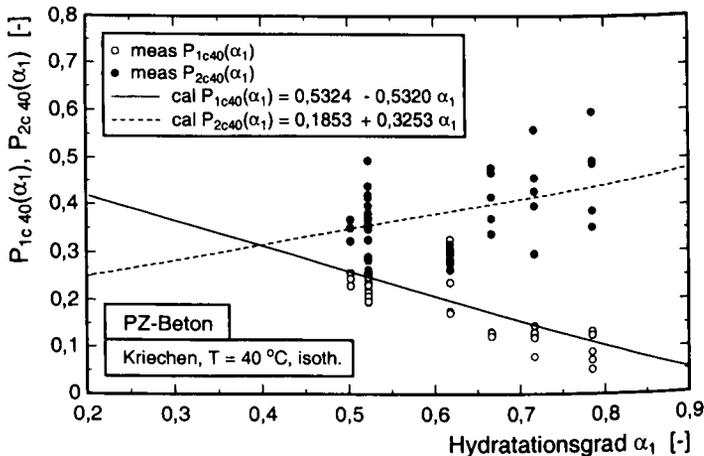


Bild 7.20: Parameter $P_{1c40}(\alpha_1)$ und $P_{2c40}(\alpha_1)$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung, PZ-Beton, $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$, isotherm

7.5.3 Temperatureinfluß auf die Zugrelaxation

Die Relaxationfunktion jungen Betons bei einer Lagerungstemperatur $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ während der Beanspruchungsdauer zeigt Bild 7.21 (weitere Versuchsergebnisse: Anlage A-5.5; gemessene Relaxationsfunktionen bei $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$: Anlage A-5.6 d). Die Vergrößerung der Relaxation infolge einer erhöhten Temperatur wird durch den Vergleich mit Bild 7.14 deutlich. Die Spannung nimmt bei $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ unabhängig vom Hydratationsgrad deutlich schneller ab als

bei $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, Bild 7.14. Dieses bestätigt analog zum Zugkriechen, daß die Relaxation durch eine erhöhte Temperatur mehr vergrößert wird, als daß sie durch den temperaturabhängigen Alterungseinfluß abnimmt.

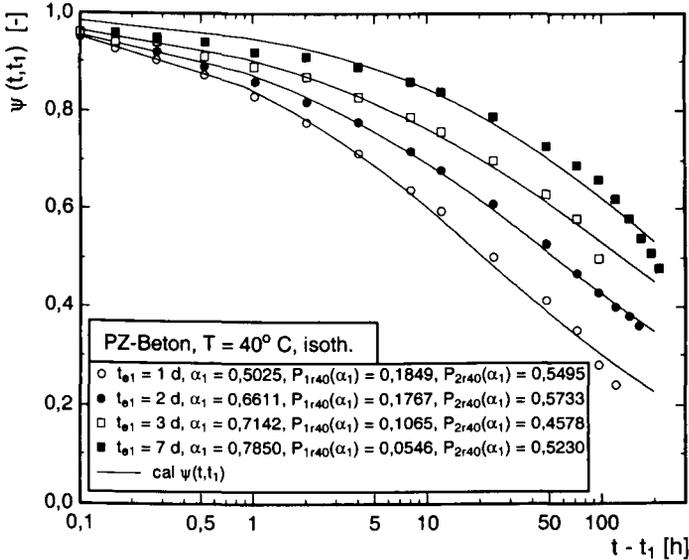


Bild 7.21: Relaxationsfunktion für den PZ-Beton in Abhängigkeit der Beanspruchungsdauer, Versuchsergebnisse und Modell, $T = 40\text{ }^{\circ}\text{C}$, isotherm

Die ausgeprägtere Relaxation bei erhöhter Temperatur kann mit Gl. (7.16) modelliert werden, wenn $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ durch $P_{1r40}(\alpha_1)$ und $P_{2r40}(\alpha_1)$ ersetzt werden. Letztere sind in Bild 7.22 über dem Hydratationsgrad bei Erstbelastung α_1 aufgetragen. Die Zusammenhänge können durch

$$\text{cal } P_{1r40}(\alpha_1) = 0,4050 - 0,3978 \alpha_1, \tag{7.25}$$

$$\text{cal } P_{2r40}(\alpha_1) = 0,3365 + 0,1802 \alpha_1 \tag{7.26}$$

approximiert werden. Auch hier ist die Korrelation von $P_{1r40}(\alpha_1)$ mit der Geradengleichung besser als für $P_{2r40}(\alpha_1)$.

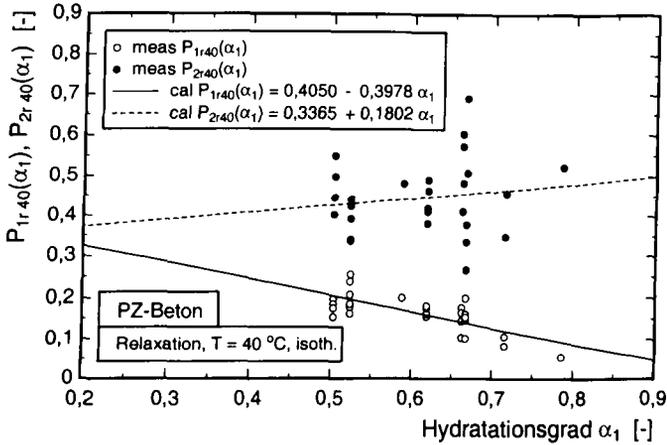


Bild 7.22: Parameter $P_{1r40}(\alpha_1)$ und $P_{2r40}(\alpha_1)$ in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung, PZ-Beton, $T = 40\text{ °C}$, isotherm

7.5.4 Kriechansätze zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses

Mit den Gln. (7.23) bis (7.26) sowie in Bild 7.20 und Bild 7.22 angegebenen Zusammenhängen der Parameter in Kriech- und Relaxationsfunktion kann der Einfluß einer Temperatur von $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) während der Beanspruchungsdauer gut abgebildet werden. Dem Alterungseinfluß durch eine Temperatur $T > 20\text{ °C}$ vor dem Belastungsbeginn trägt ein größerer Hydratationsgrad α_1 Rechnung.

Um den Einfluß einer erhöhten Lagerungstemperatur während der Beanspruchungsdauer zu verdeutlichen, sind in Bild 7.23 die gemessenen Kriechfunktionen für eine Lagerung bei $T = 20\text{ °C}$ (isotherm) und $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) gegenübergestellt. Die Hydratationsgrade α_1 unterscheiden sich aufgrund unterschiedlicher Lagerungstemperatur bis zur Erstbelastung und unterschiedlichem Erstbelastungszeitpunkt geringfügig ($\alpha_1 = 0,5576$ und $0,5231$). Außerdem sind die mit Gl. (7.2) berechneten Kriechfunktionen unter Verwendung von Gln. (7.23) - (7.24) aufgetragen. Diese wurden übereinstimmend mit $\alpha_1 = 0,5231$ berechnet.

Die temperaturbedingte Zunahme der Kriechverformung wird durch das Verhältnis der Kriechfunktionen bei unterschiedlicher Lagerungstemperatur deutlich. Sie beträgt für die in Bild 7.23 dargestellten Kriechfunktionen unabhängig von der Beanspruchungsdauer $t - t_1$ und bei (fast) gleichem Hydratationsgrad α_1

$$\frac{\text{meas } \varphi(t, t_1, T = 40 \text{ }^\circ\text{C})}{\text{meas } \varphi(t, t_1, T = 20 \text{ }^\circ\text{C})} \approx \frac{\text{cal } \varphi(t, t_1, T = 40 \text{ }^\circ\text{C})}{\text{cal } \varphi(t, t_1, T = 20 \text{ }^\circ\text{C})} \approx 1,56 . \quad (7.27)$$

Der Temperatureinfluß wird bei anderen Kriechansätzen auch durch Veränderung der Parameter in der Kriechfunktion berücksichtigt. Im von BAŽANT/PANULA [8] vorgestellten "double power law"

$$J(t, t_1) = \frac{1}{E_0} + \frac{\Phi_T}{E_0} \left(t_{e1}^{-m} + \alpha \right) \left(t - t_1 \right)^{nT} \quad (7.28)$$

wird der ambivalente Temperatureinfluß auf zwei verschiedene Arten berücksichtigt: Die verringerte Kriechfähigkeit durch eine **erhöhte Temperatur bis zum Belastungszeitpunkt** wird durch den Faktor t_{e1} , der das mit dem Arrhenius-Ansatz berechnete wirksame Alter ist, modelliert. Die vergrößerte Kriechdehnung durch eine **erhöhte Temperatur während der Beanspruchungsdauer** wird durch einen mit der Temperatur ansteigenden Exponenten n_T erfaßt.

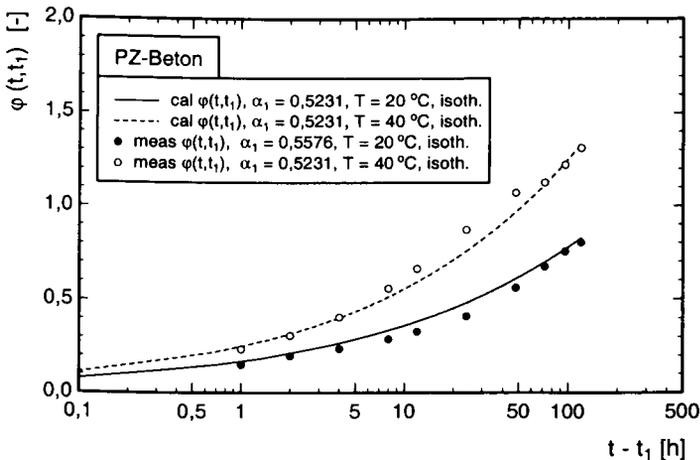


Bild 7.23: Kriechfunktion bei unterschiedlicher isothermer Lagerung

Der Kriechansatz nach MC 90 [45] erlaubt die Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Kriechdehnung in verschiedener Weise: Einer **erhöhten Temperatur vor der Belastung** und der damit verbundenen altersabhängigen Abnahme der Kriechfähigkeit wird durch Ersetzen des realen Belastungsalters durch das wirksame Belastungsalter (bestimmt

mit dem **ARRHENIUS-Ansatz**) Rechnung getragen. Eine **während der Beanspruchungsdauer konstante Temperatur $T > 20\text{ °C}$** wird zum einen durch einen temperaturabhängigen Kriechkoeffizient $\varphi_{RH,T}$ und zum anderen durch die temperaturabhängige Entwicklung der Kriechdehnung $\beta_c(t, t_1, T)$ berücksichtigt, Gl.(7.29). Dabei führt $\varphi_{RH,T}$ für $T > 20\text{ °C}$ im Vergleich zu φ_{RH} zu einer größeren Kriechdehnung bei gleicher Beanspruchungsdauer $t - t_1$. Außerdem wird durch die temperaturabhängige Vergrößerung des Faktors $\beta_c(t, t_1, T)$ gleichsam eine temperaturabhängige Vergrößerung der realen Beanspruchungsdauer vorgenommen. Das **transiente Kriechen**, daß bei einer Temperaturerhöhung während der Beanspruchungsdauer als zusätzliche Kriechverformung auftritt, wird durch ein additives Glied berücksichtigt:

$$\varphi(t, t_1, T) = \varphi_{RH,T} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_{e1}) \cdot \beta_c(t, t_1, T) + \Delta\varphi_{T,trans} \quad (7.29)$$

Nach MC 90 [45] ist

$$\varphi_{RH,T} = \varphi_T + (\varphi_{RH} - 1) \varphi_T^{1,2} \quad (7.30)$$

mit

$$\varphi_T(T) = \exp(0,015(T - 20)) \quad (7.31)$$

Die temperaturbedingte Vergrößerung des Kriechkoeffizienten nach MC 90 ist bei isothermer Lagerung $T > 20\text{ °C}$

$$\frac{\varphi_{RH,T}(T)}{\varphi_{RH}} \quad (7.32)$$

Dieser Quotient ist vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung unabhängig. Er ist für die Randbedingung $RH = 100\%$ in Bild 7.24 und Bild 7.25 aufgetragen und beträgt für $T = 40\text{ °C}$ (isoth.) $\varphi_{RH,T}/\varphi_{RH} = 1,35$. Er ist damit kleiner als der in Gl. (7.27) angegebene Quotient der Zugkriechfunktionen für jungen Beton. Bei diesem Vergleich muß berücksichtigt werden, daß die Lagerungstemperatur in Gl. (7.29) außer in $\varphi_{RH,T}$ auch in $\beta_c(t, t_1, T)$ eingeht.

Zur Abschätzung der Vergrößerung des Grundkriechens $\epsilon_{c,g}(t, t_1)$ unter Druckspannung bei Lagerungstemperaturen bis $T = 90\text{ °C}$ (isoth.) stellt **BUDELMANN [29]** folgenden reaktionskinetischen Ansatz vor

$$\frac{\epsilon_{c,g}(t, t_1, T)}{\epsilon_{c,g}(t, t_1, T = 20\text{ °C})} = \frac{\varphi(t, t_1, T)}{\varphi(t, t_1, T = 20\text{ °C})} = \exp\left[\frac{20.000}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T}\right)\right] \quad (7.33)$$

der in Bild 7.24 ebenfalls angegeben ist. Er führt für $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) zu einem etwas größeren Wert als bei jungem Beton unter Zugspannung, Gl. (7.27).

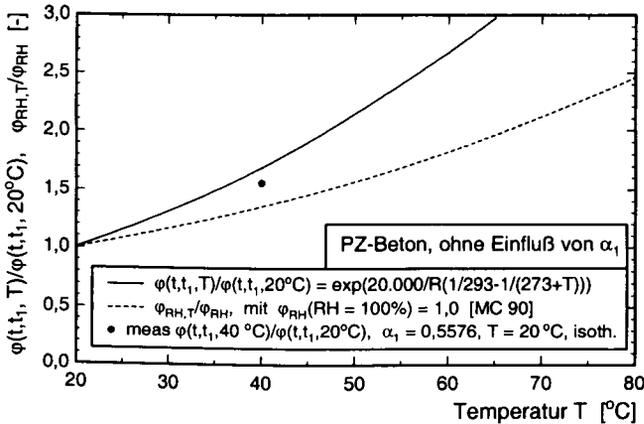


Bild 7.24: Temperaturabhängige Vergrößerung der Kriechfunktion bei den Zugkriechversuchen an jungem Beton sowie nach MC 90 und Gl. (7.33)

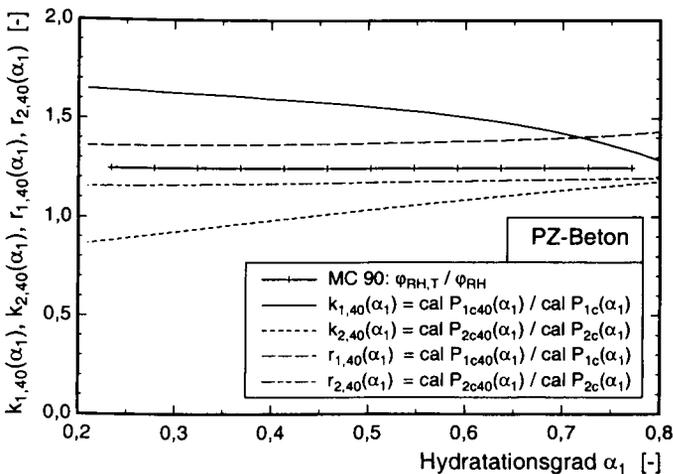


Bild 7.25: Quotienten der Parameter in Kriech- und Relaxationsfunktion für die Lagerung bei $T = 40\text{ °C}$ und $T = 20\text{ °C}$ (isoth.) sowie Kriechkoeffizient nach MC 90 für isotherme Lagerung bei $T = 40\text{ °C}$ und $T = 20\text{ °C}$

Für die temperaturabhängige Modellierung von Zugkriechen und Zugrelaxation mit den jeweiligen Ansätzen, Gl. (7.2) bzw. Gl. (7.16), interessiert dagegen das Verhältnis der Geradengleichungen von $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ bzw. $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$

$$k_{1,40}(\alpha_1) = \frac{\text{cal}P_{1c40}(\alpha_1)}{\text{cal}P_{1c}(\alpha_1)} = \frac{0,5324 - 0,5320 \alpha_1}{0,3160 - 0,2909 \alpha_1}, \quad (7.34)$$

$$k_{2,40}(\alpha_1) = \frac{\text{cal}P_{2c40}(\alpha_1)}{\text{cal}P_{2c}(\alpha_1)} = \frac{0,1853 + 0,3253 \alpha_1}{0,2614 + 0,1475 \alpha_1}, \quad (7.35)$$

$$r_{1,40}(\alpha_1) = \frac{\text{cal}P_{1r40}(\alpha_1)}{\text{cal}P_{1r}(\alpha_1)} = \frac{0,4050 - 0,3978 \alpha_1}{0,2991 - 0,2981 \alpha_1}, \quad (7.36)$$

$$r_{2,40}(\alpha_1) = \frac{\text{cal}P_{2r40}(\alpha_1)}{\text{cal}P_{2r}(\alpha_1)} = \frac{0,3365 + 0,1802 \alpha_1}{0,2962 + 0,1332 \alpha_1}. \quad (7.37)$$

Die Quotienten der Gln.(7.34) bis (7.37) sind in Bild 7.25 in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad aufgetragen. Die Quotienten $k_{1,40}(\alpha_1)$, $r_{1,40}(\alpha_1)$ und $r_{2,40}(\alpha_1)$ liegen für alle Hydratationsgrade α_1 zwischen 1,15 und 1,65. Nur $k_{1,40}(\alpha_1)$ ist erst für $\alpha_1 > 0,43$ größer als 1,0. Dadurch, daß die Quotienten überwiegend größer als 1,0 sind, wird die vergrößerte Kriechdehnung und die ausgeprägtere Relaxation bei $T = 40 \text{ °C}$ (isotherm) im Vergleich zu $T = 20 \text{ °C}$ (isotherm) deutlich.

Weil im Rahmen der eigenen Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche nur zwei verschiedene Temperaturniveaus bei unterschiedlichem Hydratationsgrad α_1 untersucht wurden, gelingt die eigentlich erforderliche hydrationsgrad- und temperaturabhängige Formulierung der Faktoren in der Form $k_1(\alpha_1, T)$, $k_2(\alpha_1, T)$, $r_1(\alpha_1, T)$ und $r_2(\alpha_1, T)$ nicht.

7.5.5 Diskussion und Bewertung

Die Erfassung erhöhter Lagerungstemperaturen auf das Kriechen und die Relaxation durch die Faktoren $k_{1,40}(\alpha_1)$, $k_{2,40}(\alpha_1)$ sowie $r_{1,40}(\alpha_1)$ und $r_{2,40}(\alpha_1)$ ist unbefriedigend, weil sie nicht allgemeingültig sind. Deswegen wird ein anderes Konzept vorgeschlagen. Zuvor wird noch auf einen grundsätzlichen Nachteil bei der Modellierung des Temperatureinflusses auf die Kriechdehnung eingegangen.

Die meisten Kriechansätze drücken den Einfluß erhöhter Lagerungstemperaturen $T > 20 \text{ °C}$ (isotherm) während der Beanspruchungsdauer über die Kriechdehnung aus [8], [45]. Dieses gilt auch für den Kriechansatz für jungen Beton, Gl. (7.2), mit Gln. (7.23) - (7.24). Es besteht

kein Zweifel daran, daß diese Kriechansätze die temperaturbedingte Vergrößerung der Kriechdehnung quantitativ richtig beschreiben. Streng genommen bewirkt eine Temperaturerhöhung bei einem viskoelastischen Werkstoff wie Beton jedoch nicht eine Vergrößerung der Kriechverformung, sondern die seiner Viskosität, Bild 7.26. Dieses entspricht beim Kriechen der Kriechgeschwindigkeit. Sie nimmt bei erhöhter Temperatur zu. Die Kriechdehnung ergibt sich aus

$$\epsilon_c(t, t_1) = \sum_{i=1}^n \dot{\epsilon}_c(t_i) \Delta t_i \quad . \quad (7.38)$$

Kriechansätze, die den Temperatureinfluß nicht durch die Kriechgeschwindigkeit, sondern durch die Kriechdehnung ausdrücken, gelten deswegen nur für konstante Temperaturen $T > 20 \text{ °C}$ während der Beanspruchungsdauer. Dieses trifft trotz Ansatz des transienten Kriechens auch für den Kriechansatz nach MC 90, Gl. (7.29) zu, weil die Kriechdehnung bei einer Temperaturabnahme kleiner werden kann.

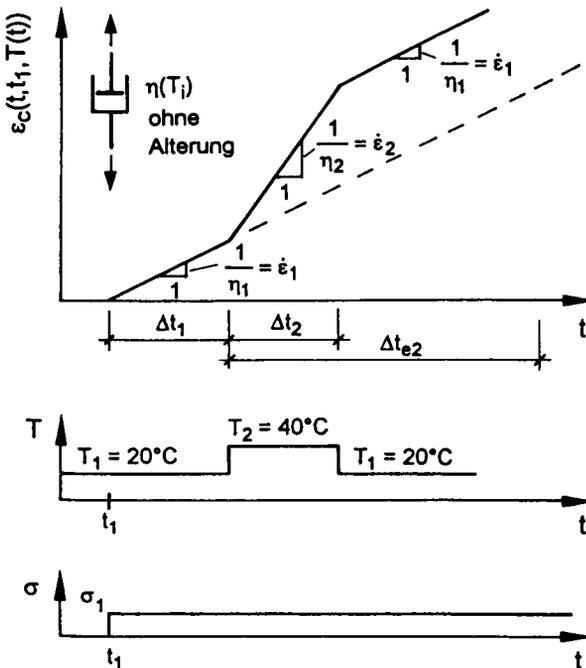


Bild 7.26: Kriechverformung bei Temperaturänderung am Dämpfermodell

Eine Formulierung der Kriechgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Beanspruchungsdauer $t - t_1$, Hydratationsgrad α_1 (bzw. Erstbelastungsalter t_1) und Temperatur $T(t)$ führt zu der in Bild 7.27 schematisch dargestellten Kurvenschar. Diese bildet ein Kriechgeschwindigkeitsfeld im Raum, dessen Formulierung und Anwendung jedoch sehr aufwendig ist.

Einen anderen Weg zur Beschreibung der Kriechverformung unter Berücksichtigung der Temperaturgeschichte während der Beanspruchungsdauer stellt die Verwendung einer temperaturunabhängigen Kriechgeschwindigkeit in Verbindung mit einer temperaturabhängigen Zeittransformation dar. Dieses Vorgehen geht aus Bild 7.26 schematisch ebenfalls hervor. Die temperaturbedingte Vergrößerung der Kriechdehnung im zweiten Zeitintervall Δt_2 kann entweder durch eine temperaturabhängige Verringerung der Dämpfungviskosität η_2 (**Vorgehen 1**) oder durch eine gedachte Vergrößerung des Zeitintervalls von Δt_2 auf eine wirksame Beanspruchungsdauer Δt_{e12} unter Beibehaltung von η_1 erreicht werden (**Vorgehen 2**). Beim Vorgehen 2 ist eine Abnahme der Kriechdehnung bei einer Temperaturverringerung während der Beanspruchungsdauer ebenso ausgeschlossen wie bei Vorgehen 1. Vorgehen 1 und 2 führen phänomenologisch zum gleichen Ergebnis. Sie sind beide in der Lage, auch den Einfluß von Temperaturgeschichten während der Beanspruchungsdauer auf das viskoelastische Verhalten qualitativ richtig zu beschreiben.

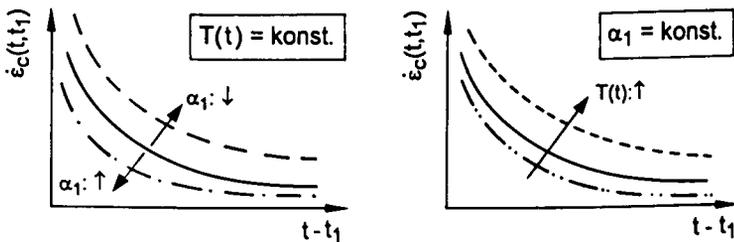


Bild 7.27: Kriechgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Beanspruchungsdauer $t - t_1$, Hydratationsgrad bei Erstbelastung α_1 und Temperatur $T(t)$

7.6 Anwendung der Reaktionskinetik auf das viskoelastische Verhalten

Die Einführung der wirksamen Beanspruchungsdauer $t_{e1} - t_{e11}$ (equivalent time under load) beim Kriechen und bei der Relaxation zur Modellierung des Temperatureinflusses auf die Viskoelastizität von Beton entspricht der Anwendung der Reaktionskinetik. In [65] werden Stoffe, bei denen eine Temperaturänderung der Verschiebung des Zeitmaßstabes ent-

spricht, als thermorheologisch einfache Stoffe bezeichnet. Das Konzept einer Zeittransformation mit der wirksamen Beanspruchungsdauer zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Viskoelastizität von Beton wird außer in [65] auch in dem von BAŽANT/KIM [6] vorgestellten Kriechansatz aufgegriffen.

Die Einführung der wirksamen Beanspruchungsdauer bedeutet anschaulich, daß z.B. die Kriechfunktion, die sich bei einer konstanten Spannung und einer gleichzeitig veränderlichen Temperatur ergibt, mit einer Kriechfunktion bei $T = 20\text{ °C}$ (isotherm) mit gleichem Hydratationsgrad α_1 zum Belastungszeitpunkt zur Deckung gebracht wird. Bild 7.28 zeigt anhand von Versuchsergebnissen, daß dies gelingt. Die Kriechfunktion für α_1 und $T = 20\text{ °C}$ (isotherm) wird dadurch zu einer Masterkurve. Entsprechendes gilt für die Relaxation.

Durch Einführung der wirksamen Beanspruchungsdauer $t_{el} - t_{el1}$ wird aus Gl. (7.2) unter Berücksichtigung der Temperaturgeschichte

$$\varphi(t_{el}(T(t)), t_{el1}(T(t)), \alpha_1) = \frac{\varepsilon_c(t, t_1, \alpha_1, T(t, t_1))}{\varepsilon_{el}(t_1)} = P_{1c}(\alpha_1) \left[\frac{t_{el} - t_{el1}}{t_c} \right]^{P_{2c}(\alpha_1)}, \quad (7.39)$$

und aus der Relaxationsfunktion, Gl. (7.16)

$$\psi(t_{el}(T(t)), t_{el1}(T(t)), \alpha_1) = \frac{\sigma(t, t_1, \alpha_1, T(t, t_1))}{\sigma(t_1)} = \frac{1}{1 + P_{1r}(\alpha_1) \left[\frac{t_{el} - t_{el1}}{t_c} \right]^{P_{2r}(\alpha_1)}}, \quad (7.40)$$

mit $t_c = 1\text{ h}$. Die wirksame Beanspruchungsdauer ergibt sich aus der Differenz von

$$t_{el} = \int_0^t \exp \frac{E_v}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t_i)} \right] dt_i \quad (7.41)$$

und

$$t_{el1} = \int_0^{t_1} \exp \frac{E_v}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t_i)} \right] dt_i \quad (7.42)$$

Anhand der Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche wurde die Aktivierungsenergie für die Viskoelastizität jungen Betons bestimmt. Sie beträgt unabhängig vom Hydratationsgrad α_1

$$E_v = 50.000\text{ J/mol} \quad (7.43)$$

und gilt sowohl für das Zugkriechen als auch für die Zugrelaxation.

Für die Kriechfunktion Gl. (7.39) sind die hydrationsgradabhängigen Parameter $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$ gemäß Gln. (7.3) - (7.4) bzw. Gln. (7.5) - (7.6) einzusetzen; für die Relaxationsfunktion Gl. (7.40) entsprechend die Parameter $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$ nach Gln. (7.19) - (7.20).

Die Restspannung kann bei Einwirkung einer Temperaturgeschichte anstelle des vereinfachten Relaxationsansatzes nach Gl. (7.40) auch mit dem Relaxationsansatz nach Gl. (7.15) unter Berücksichtigung des Relaxationskennwertes, Gl. (7.13), berechnet werden, wenn die reale Beanspruchungsdauer in Gl. (7.15) durch die wirksame Beanspruchungsdauer, Gln. (7.41) - (7.43) ersetzt wird.

Zur Überprüfung von Gl. (7.39) und Gln. (7.41) bis (7.43) sind in Bild 7.28 die in Bild 7.23 dargestellten Kriechfunktionen über der wirksamen Beanspruchungsdauer $t_{el} - t_{el1}$ aufgetragen. Bei der Kriechfunktion bei $T = 20\text{ °C}$ stimmen reale und wirksame Beanspruchungsdauer überein. Die gemessene Kriechkurve bei $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) ist nach der Transformation der realen Beanspruchungsdauer in die wirksame Beanspruchungsdauer $t_{el} - t_{el1}$ annähernd deckungsgleich mit derjenigen bei $T = 20\text{ °C}$ (isotherm). Der Temperatureinfluß auf das Kriechen kann also durch die wirksame Beanspruchungsdauer zutreffend berücksichtigt werden.

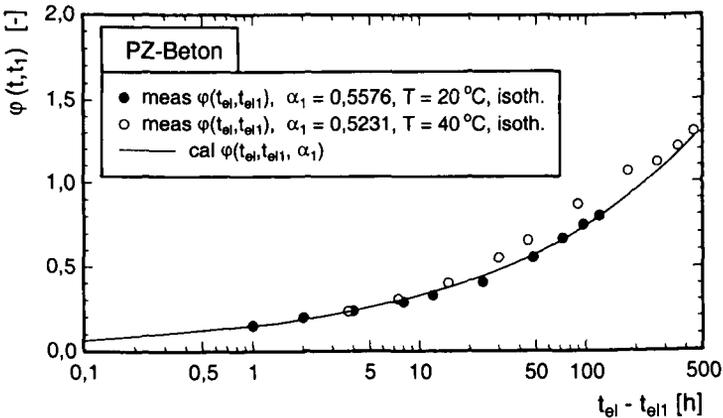


Bild 7.28: Kriechfunktion bei $T = 20\text{ °C}$ (isoth.) und $T = 40\text{ °C}$ (isoth.) bei etwa gleichem α_1 in Abhängigkeit der wirksamen Beanspruchungsdauer $t_{el} - t_{el1}$

Die Berücksichtigung einer erhöhten Lagerungstemperatur durch die wirksame Beanspruchungsdauer wurde zusätzlich durch berechnete Kriechfunktionen geprüft, weil nur wenige

Kriechversuche mit gleichem α_1 und unterschiedlicher Temperaturgeschichte während der Beanspruchungsdauer vorlagen. In Bild 7.29 sind die nach Gl. (7.2) berechneten Kriechfunktionen

$$\text{cal } \varphi(t, t_1, P_{1c40}(\alpha_1), P_{2c40}(\alpha_1))$$

mit $t - t_1$, $P_{1c40}(\alpha_1)$ und $P_{2c40}(\alpha_1)$, Gln. (7.23) - (7.24), den nach Gl. (7.39) berechneten Kriechfunktionen

$$\text{cal } \varphi(t_{el}(T(t)), t_{el1}(T(t)), P_{1c}(\alpha_1), P_{2c}(\alpha_1))$$

mit $t_{el} - t_{el1}$, $P_{1c}(\alpha_1)$ und $P_{2c}(\alpha_1)$, Gln. (7.3) - Gl. (7.4), für unterschiedliche Hydratationsgrade α_1 gegenübergestellt. Für die Berechnung mit Gl. (7.39) wurde $T = 40^\circ\text{C}$ (isotherm) zugrunde gelegt. Die nach beiden Verfahren berechneten Kriechfunktionen verlaufen bei jeweils gleichem α_1 nahezu deckungsgleich, Bild 7.29. Dies belegt, daß der Temperatureinfluß auf das Kriechen mit der wirksamen Beanspruchungsdauer zutreffend abgebildet werden kann.

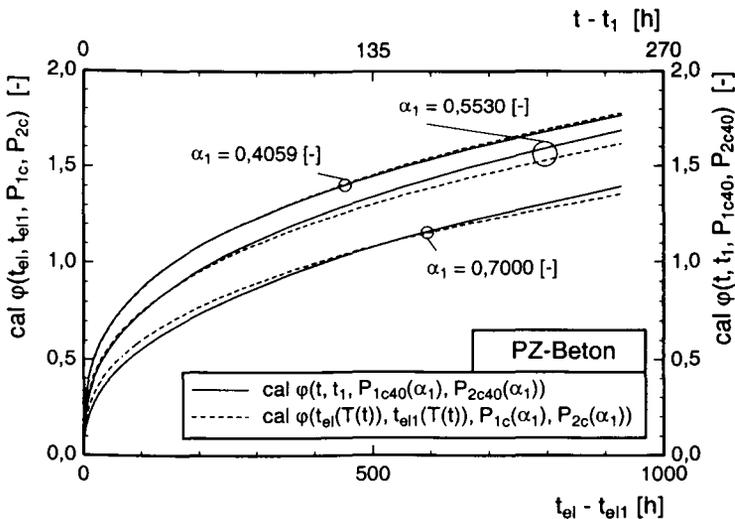


Bild 7.29: Vergleich von berechneten Kriechfunktionen zur Berücksichtigung erhöhter Lagerungstemperatur $T = 40^\circ\text{C}$ (isotherm) während der Beanspruchungsdauer

Durch punktuelle Kriechversuche mit anisothermer Temperaturgeschichte während der Beanspruchungsdauer wurde außerdem geprüft, ob der Temperatureinfluß auf das Kriechen mit der wirksamen Beanspruchungsdauer zutreffend beschrieben werden kann. Bild 7.30 zeigt das Ergebnis eines solchen Kriechversuches mit einem Erstbelastungsalter von $t_1 = 24$ h.

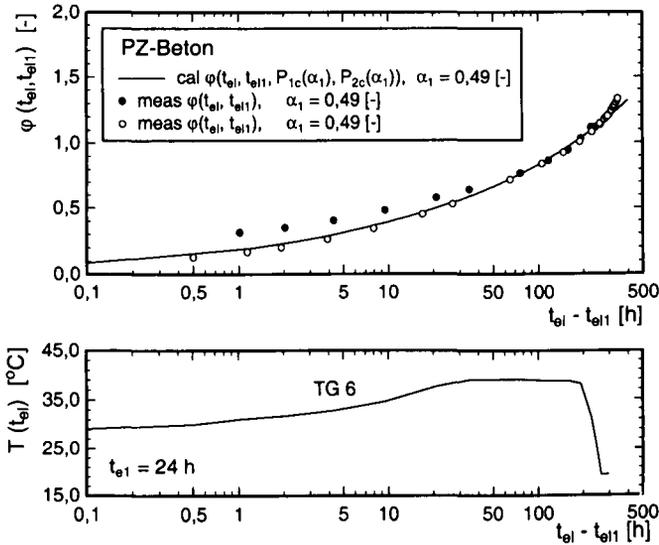


Bild 7.30: Gemessene und berechnete Kriechfunktionen bei anisothermer Lagerung (TG 6) über der wirksamen Beanspruchungsdauer und zugehörige Temperaturgeschichte TG 6

Die Körper lagerten ab dem Einbau des Betons in die temperierten Schalungen des horizontalen Zugprüfrahmes unter der Temperaturgeschichte TG 6, Bild 3.9. Zum Erstbelastungszeitpunkt war eine Temperatur von $T = 30$ °C erreicht. Während der Belastung wurde dann weiter TG 6 aufgeprägt (weitere Aufheizung mit $dT/dt = 0,5$ K/h bis auf $T = 40$ °C, dann $T = 40$ °C (konstant) für 60 h und anschließende Abkühlung mit $dT/dt = -0,5$ K/h auf $T = 20$ °C). In Bild 7.30 sind die gemessenen Kriechfunktionen über der wirksamen Beanspruchungsdauer nach Gln. (7.41) und (7.42) aufgetragen. Das untere Bild zeigt die Temperaturgeschichte ebenfalls über der wirksamen Beanspruchungsdauer. Im oberen Bild ist darüber hinaus die mit der wirksamen Beanspruchungsdauer berechnete Kriechfunktion

$$\text{cal } \varphi(t_{01}(T(t)), t_{011}(T(t)), P_{1c}(\alpha_1), P_{2c}(\alpha_1))$$

ingezeichnet. Die gute Übereinstimmung von gemessener und berechneter Kriechfunktion belegt, daß sowohl der Einfluß einer veränderlichen Temperatur während der Beanspruchungsdauer als auch eine erhöhte konstante Temperatur durch die wirksame Beanspruchungsdauer zutreffend erfaßt wird. Die Einwirkung einer Temperaturgeschichte $T(t)$ während der Beanspruchungsdauer kann also auch auf eine Kriechfunktion bei $T = 20\text{ °C}$ (isotherm) zurückgeführt werden.

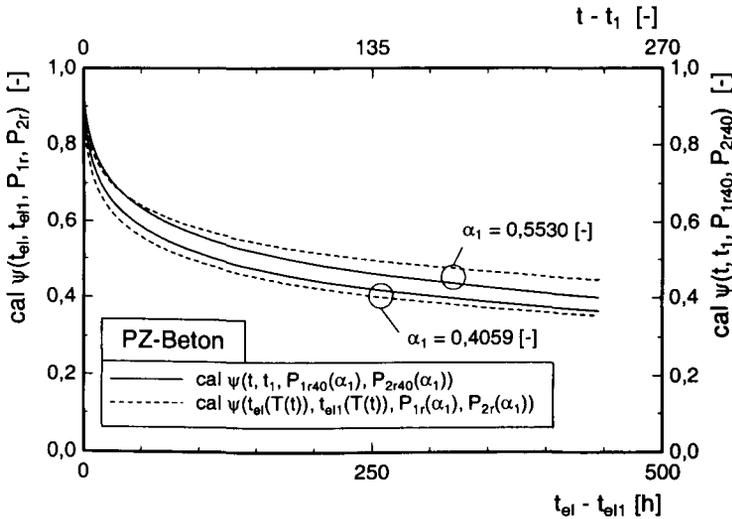


Bild 7.31: Vergleich von berechneten Relaxationsfunktionen zur Berücksichtigung erhöhter Lagerungstemperatur $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) während der Beanspruchungsdauer

Die Anwendbarkeit der wirksamen Beanspruchungsdauer wurde auch anhand der berechneten Relaxationfunktionen geprüft. In Bild 7.31 sind die mit Gl. (7.16) berechneten Relaxationsfunktionen

$$cal \psi(t, t_1, P_{1r40}(\alpha_1), P_{2r40}(\alpha_1))$$

mit $t - t_1$, $P_{1r40}(\alpha_1)$ und $P_{2r40}(\alpha_1)$, Gln. (7.25) - (7.26), den nach Gl. (7.40) berechneten Relaxationsfunktionen

$$cal \psi(t_{ei}(T(t)), t_{ei1}(T(t)), P_{1r}(\alpha_1), P_{2r}(\alpha_1))$$

mit $t_{ei} - t_{ei1}$, $P_{1r}(\alpha_1)$ und $P_{2r}(\alpha_1)$, Gln. (7.19) - Gl.(7.20), gegenübergestellt.

Die berechneten Relaxationsfunktionen sind - analog zu den Kriechfunktionen - für unterschiedliche Hydratationsgrade α_1 nahezu deckungsgleich.

7.7 Klärung der Anwendbarkeit des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips

Temperaturspannungen bauen sich in gezwängten Betonbauteilen während der Erhärtung allmählich auf und können schließlich sogar die Zugfestigkeit erreichen. Für das Abschätzen der Temperaturspannung interessiert, ob das BOLTZMANN'sche Superpositionsprinzip unter Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens auch für $\sigma/f_{ct} > 0,5$ gilt. Dies setzt die Gültigkeit von linearer Viskoelastizität voraus. Zur Klärung dieser Frage dienen die Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche bei unterschiedlichen Belastungsgraden σ/f_{ct} sowie die Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuche im ansteigenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie.

Beim Druckkriechen wird davon ausgegangen, daß Linearität zwischen Kriechdehnung und Kriechspannung bis zu einem Spannungsverhältnis von $0,3 \leq \sigma/f_c \leq 0,5$ besteht. Spannungs-nichtlinearitäten treten offenbar nur bei gleichzeitiger Austrocknung auf [112]. Beim Zugkriechen wird meist Linearität zwischen Kriechdehnung und Kriechspannung bis etwa $\sigma/f_{ct} = 0,5$ unterstellt [57], [116]. In [96] wird davon ausgegangen, daß auch bei $\sigma/f_{ct} > 0,5$ lineare Viskoelastizitätstheorie gilt. Voraussetzung dafür ist, daß die Kriechdehnung, verursacht durch eine Spannung $\sigma > 0,5 f_{ct}$ gemäß Gl. (7.1), auf die elastische Dehnung $\varepsilon_{el}(t_1)$ und nicht auf die spontane Gesamtdéhnung $\varepsilon(t_1)$ infolge des Spannungsinkrementes $\Delta\sigma(t_1)$ bezogen wird. Die elastische Dehnung muß unter Berücksichtigung der Rißdehnung $\varepsilon_{r1}(t_1)$ von der Gesamtdéhnung $\varepsilon(t_1)$ separiert werden:

$$\varepsilon_{el}(t_1) = \varepsilon(t_1) - \varepsilon_{r1}(t_1) . \quad (7.44)$$

In Kap. 5 wurde gezeigt, daß eine inelastische Rißdehnung - verursacht durch Mikrorißbildung - bei $\sigma > 0,5 f_{ct}$ auftritt und es wurde eine entsprechende Modellierung der Zugspannung-Dehnungslinie vorgeschlagen.

In Bild 7.32 sind gemessene Zug-Kriechdehnungen nach unterschiedlicher Beanspruchungsdauer $t - t_1$ für verschiedene Belastungsgrade unter Zugbeanspruchung σ_1/f_{ct} aufgetragen (versiegelte Lagerung). Das Bild belegt, daß die Kriechdehnung für Zugbelastungsgrade bis $\sigma_1/f_{ct} = 0,9$ linear mit der Kriechspannung zunimmt. Unter Berücksichtigung der

inelastischen Rißdehnung bei Zugspannungen $\sigma/f_{ct} > 0,5$ nach Gl.(7.44) ist damit die Gültigkeit der linearen Viskoelastizitätstheorie und Gl. (7.1) bei jungem Beton gezeigt.

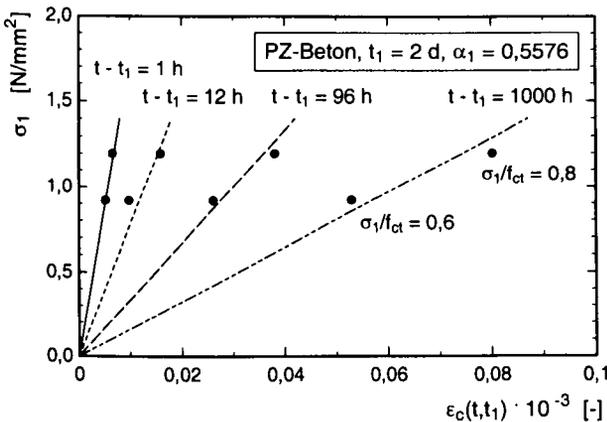
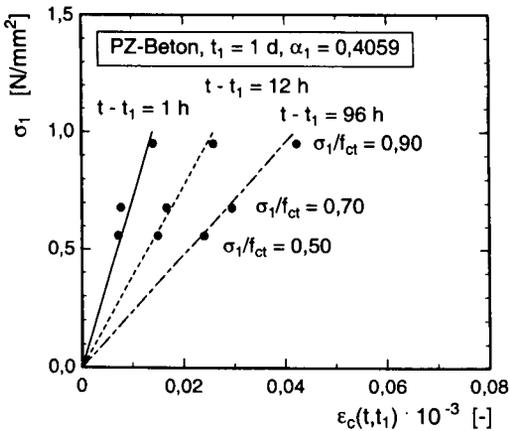


Bild 7.32: Versuchsergebnisse zum Einfluß der bezogenen Kriechspannung σ_1/f_{ct} auf die Kriechdehnung

Spannungs- oder Dehnungsinkremente bzw. Spannungs- oder Dehnungsgeschichten können deswegen mit dem BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzip unter Berücksichtigung des viskoelastischen Verhaltens jungen Betons superponiert werden. Die Dehnungsantwort auf eine zeitabhängige Spannungsgeschichte $\sigma(t)$ kann unter Berücksichtigung der inelastischen Rißdehnung mit

$$\varepsilon(t, t_1) = \int_{t_1}^t \frac{d\sigma(t_i)}{dt_i} \cdot \frac{1}{E(t_i)} \left[1 + \varphi(t, t_i, \alpha_i, T(t, t_i)) \right] dt_i + \varepsilon_{r1} \left(t, \frac{\sigma(t_i)}{f_{ct}(\alpha_i)} \right) \quad (7.45)$$

und mit der Kriechfunktion nach Gl.(7.39) zur Berücksichtigung einer gleichzeitig einwirkenden Temperaturgeschichte $T(t, t_i)$ bestimmt werden.

Die Spannungsantwort auf eine Dehngeschichte

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el}(t) + \varepsilon_{r1} \left(t, \frac{\sigma}{f_{ct}} \right) \quad (7.46)$$

ergibt sich unter Abspaltung der inelastischen Reißdehnung ε_{r1} aus dem zeitlichen Verlauf der elastischen Dehnung zu

$$\sigma(t, t_1) = \int_{t_1}^t \frac{d\varepsilon_{el}(t_i)}{dt_i} \cdot E(t_i) \cdot \psi(t, t_i, \alpha_i, T(t, t_i)) dt_i \quad (7.47)$$

Mit Gl. (7.47) kann unter Verwendung der Relaxationsfunktion nach Gl. (7.40) der Einfluß einer Temperaturgeschichte $T(t, t_i)$ auf die Relaxation berücksichtigt werden.

Die Anwendbarkeit des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips unter Einbeziehung des viskoelastischen Verhaltens wurde mit den Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuchen überprüft. Die aufgebrachten Spannungsinkremente und die gemessenen Dehnungsantworten sind exemplarisch in Bild 7.33 dargestellt. Daneben wurde die Dehnungsantwort durch Überlagerung der Spannungsinkremente mit dem BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips und unter Verwendung der Kriechfunktion nach Gl. (7.2) berechnet. Bei der Ermittlung der Gesamtdehnung wurde die inelastische Reißdehnung ε_{r1} einbezogen. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung von Meß- und Rechenwerten.

Die rechnerische Überprüfung von Stufenrelaxationsversuchen erfolgte ebenfalls durch Anwendung des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips mit der Relaxationsfunktion Gl. (7.16). In Bild 7.34 sind die aufgebrachten Pfade der Dehninkremente und die gemessene Spannungsantwort dargestellt. Die Spannungsantwort wurde durch inkrementelle Überlagerung der elastischen Dehnanteile berechnet. Die elastischen Dehninkremente wurden aus der Differenz der aufgebrachten Dehnunginkremente und der inelastischen Reißdehnung in der Prozeßzone bestimmt. Die gemessene Spannungsantwort stimmt mit der berechneten Spannungsantwort gut überein.

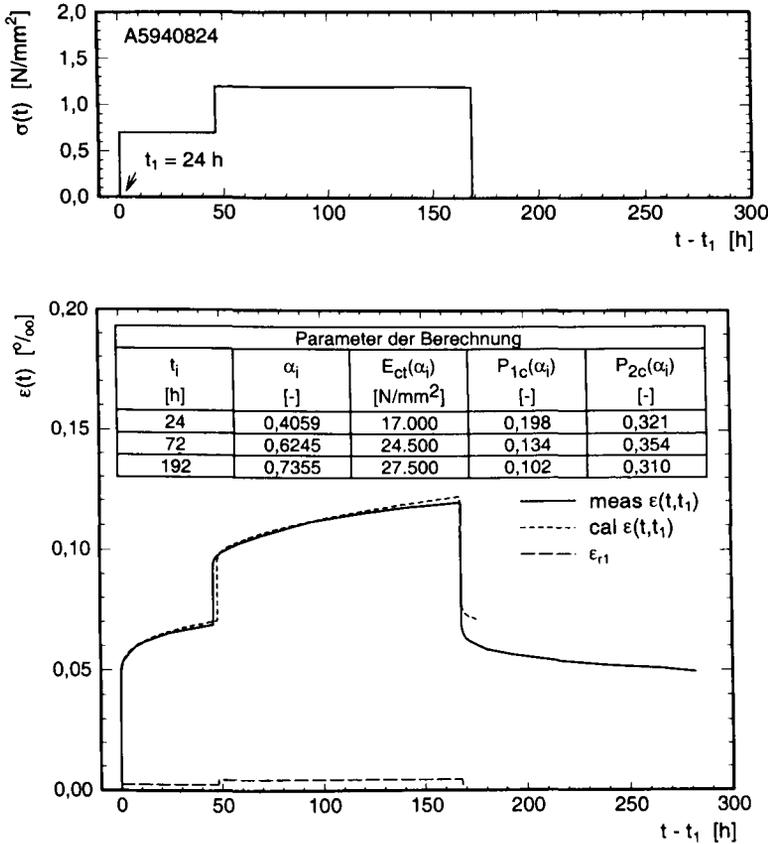


Bild 7.33: Superposition von Spannungsinkrementen und zugehörige Dehnungsantwort (Versuche und Modell)

Der Vergleich von Meß- und Rechenwerten belegt, daß die Ergebnisse aus Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuchen unter Anwendung des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips und mit den vorgestellten Kriech- und Relaxationsansätzen zutreffend beschrieben werden können. Dabei wird oberhalb von $\sigma > 0,5 f_{ct}$ von einer entstehenden inelastischen Reißdehnung ausgegangen, die additiv zur elastischen Dehnung berücksichtigt wird. Ein nichtlinearer Kriechansatz ist deswegen nicht erforderlich, vgl. dazu u.a. [5], [7], [61]. Stattdessen besteht Linearität zwischen der Spannung und der daraus resultierenden Kriechdehnung. Entsprechendes gilt für die Relaxation. Die in [153] vertretene These, daß das BOLTZMANN'sche Superpositionsprinzip bei nichtlinearen Zeitfunktionen zur Beschreibung der Kriechdehnung nicht angewendet werden darf, wurde in [10] widerlegt.

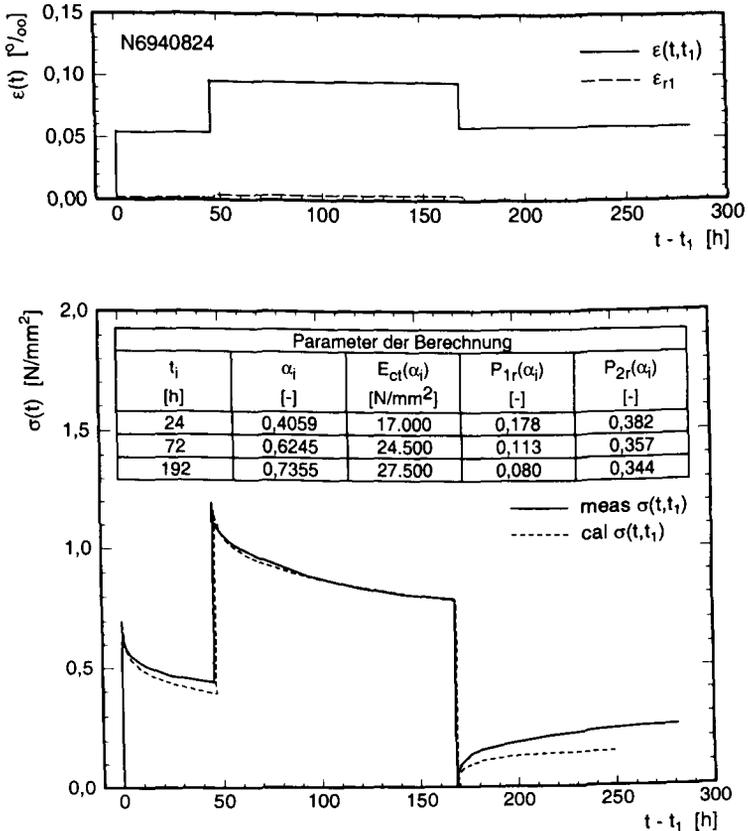


Bild 7.34: Superposition von Dehnungszinkrementen und zugehörige Spannungsantwort (Versuche und Modelle)

7.8 Viskoelastisches Verhalten jungen Betons im Post-Peak Bereich

Anhand von Zugkriech- (KE) und Zugrelaxationsversuchen (RE) im Post-Peak Bereich ist zu klären, ob eine Spannungsübertragung auch nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit über einen längeren Zeitraum möglich ist. In diesem Zusammenhang kann man nicht von Viskoelastizität im üblichen Sinn sprechen, weil im Post-Peak Bereich Spannungsnichtlinearität und Rißbildung eine wichtige Rolle spielen.

Hier wurden überwiegend Zugrelaxationsversuche bei einem Erstbelastungsalter von $t_{e1} = 18$ h und 1 d ausgeführt (Lagerung: $T = 20$ °C, isotherm). Ein exemplarisches Ergebnis mit zwei Relaxationszeiträumen ist in Bild 7.35 dargestellt. Zum Zeitpunkt der Erstbelastung ($t_1 = 18$ h) betrug die Zugfestigkeit $f_{ct} = 0,24$ N/mm². Der Belastungsgrad im Post-Peak-Bereich betrug für die Erstbelastung $\sigma_p(t_1)/f_{ct} = 0,85$. Bei der Zweitbelastung ($t_2 = 64$ h) betrug die Zugfestigkeit $f_{ct} = 0,86$ N/mm² und der Belastungsgrad für die zweite Relaxation $\sigma_p(t_2)/f_{ct} = 0,80$. Der Anstieg des Zugelastizitätsmoduls ist zwischen Erst- und Zweitbelastung deutlich zu erkennen (weitere Ergebnisse: Anlage A-5.8).

Der Anstieg von Zugfestigkeit und Zugelastizitätsmodul ist auf den Hydratationsfortschritt zurückzuführen. Die Relaxationsversuche im Post-Peak Bereich belegen, daß eine zur Festigkeitsbildung beitragende Strukturbildung auch nach Überschreiten der Zugfestigkeit stattfindet. Im Rahmen dieser Versuche wurde sogar ein Festigkeitsanstieg festgestellt, nachdem zum Zeitpunkt $t_1 = 10$ h ein Riß mit einer Breite von $w = 0,1$ mm aufgefahren, dieser anschließend wieder geschlossen und schließlich zum Zeitpunkt $t_2 = 48$ h eine Zweitbelastung vorgenommen wurde. Eine hydratationsgradbedingte Heilung früh eingeleiteter Risse ist offenbar möglich.

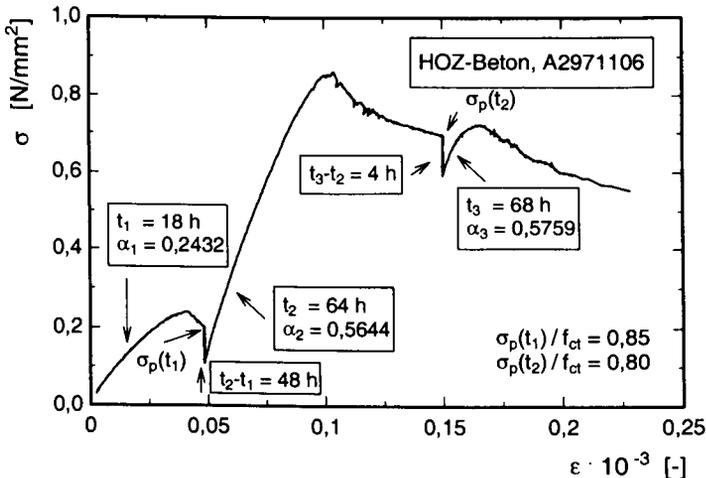


Bild 7.35: Vollständige Spannungs-Dehnungslinie mit zweimaliger Relaxation im Post-Peak-Bereich

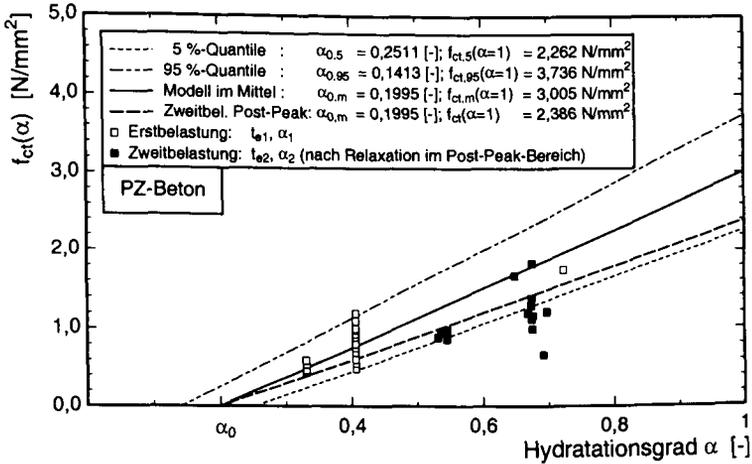


Bild 7.36: Zentrische Zugfestigkeit in Abhängigkeit des Hydratationsgrads bei Erst- und Zweitbelastung nach Relaxation im Post-Peak-Bereich

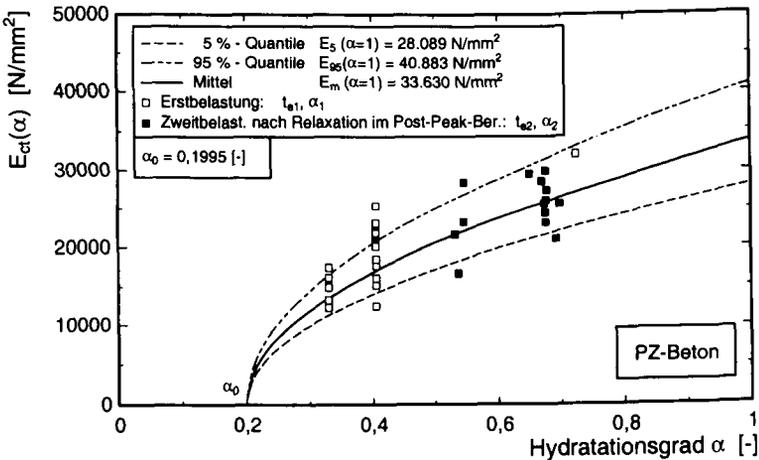


Bild 7.37: Zugelastizitätsmodul in Abhängigkeit des Hydratationsgrads bei Erst- und Zweitbelastung nach Relaxation im Post-Peak-Bereich

Zugfestigkeit und Zugelastizitätsmodul sind für Erst- und Zweitbelastung nach der Relaxation im Post-Peak-Bereich in Bild 7.36 und Bild 7.37 in Abhängigkeit des Hydratationsgrads zum Belastungszeitpunkt t_{ei} aufgetragen. Vergleichend sind die Mittelwertlinien sowie die

Quantilen der Ergebnisse angegeben, die sich bei einmaliger Belastung bis zum Bruch ergeben, vgl. Kap. 4. Bild 7.36 belegt, daß die Zugfestigkeit bei einer Zweitbelastung und vorangegangener Relaxation im Post-Peak-Bereich bei gleichem Hydratationsgrad kleiner ist als bei einer Erstbelastung. Die hydratationsgradabhängige Festigkeitsentwicklung wird also durch eine frühe Belastung bis in den Post-Peak Bereich beeinträchtigt. Der Zugelastizitätsmodul liegt bei der Zweitbelastung jedoch innerhalb des Streubandes von erstbelasteten Proben, Bild 7.37. Dieses weist darauf hin, daß entweder bis zu der Dehnung, bei der mit der Relaxation begonnen wurde, keine nennenswerten, den Querschnitt vermindernde Rißbildung stattgefunden hat oder daß die bis dahin entstandenen Risse durch den Hydratationsfortschritt wieder verheilt sind.

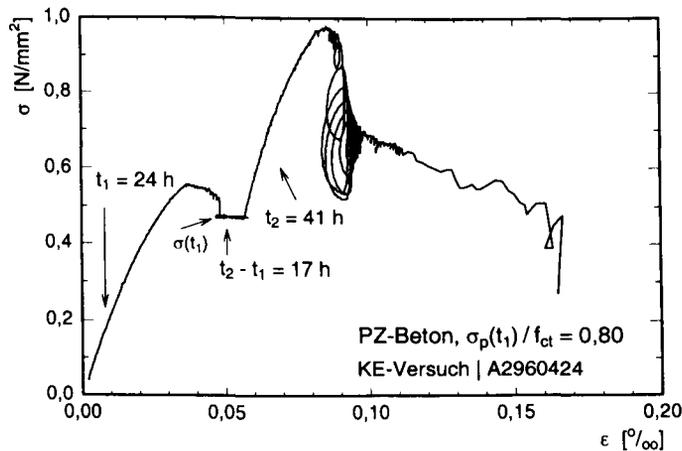


Bild 7.38: Vollständige Zugspannung-Dehnungslinie mit Zugkriechen im Post-Peak-Bereich

Das Ergebnis eines Zugkriechversuches im Post-Peak-Bereich mit einer Kriechdauer von $t_2 - t_1 = 17$ h ist in Bild 7.38 dargestellt. Durch den Hydratationsfortschritt wurde bei der zweiten Belastung zum Zeitpunkt $t_2 = 41$ h eine größere Zugfestigkeit erreicht und es lag ein größerer Zugelastizitätsmodul vor.

Die meisten Zugkriechversuche im Post-Peak-Bereich führten jedoch schon nach wenigen Minuten mit sekundärem und tertiärem Kriechen zum Kriechbruch, Bild 7.39. CARPINTERI et al. [35] berichten über Kriechversuche im Post-Peak-Bereich an erhärtetem Beton, bei denen ebenfalls stets ein Kriechbruch aufgetreten ist. Bei diesen Versuchen wurde jedoch vor dem Aufbringen der Kriechspannung noch eine Entlastung im Post-Peak-Bereich vorge-

nommen. Anhand der Ergebnisse wurde ein Zusammenhang zwischen dem Belastungsgrad und der Zeit bis zum Bruch abgeleitet.

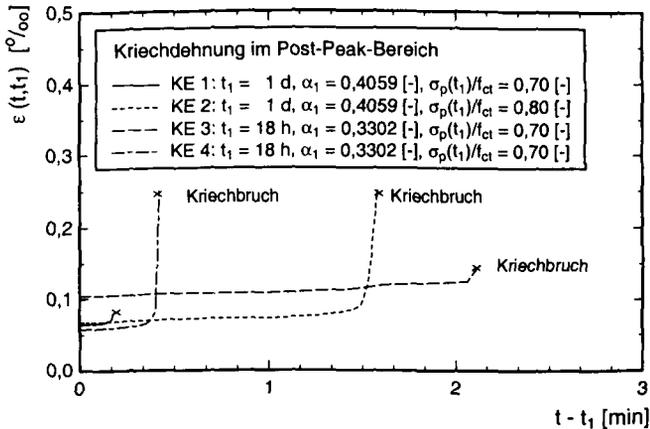


Bild 7.39: Kriechdehnung im Post-Peak-Bereich mit Eintreten von Kriechbrüchen

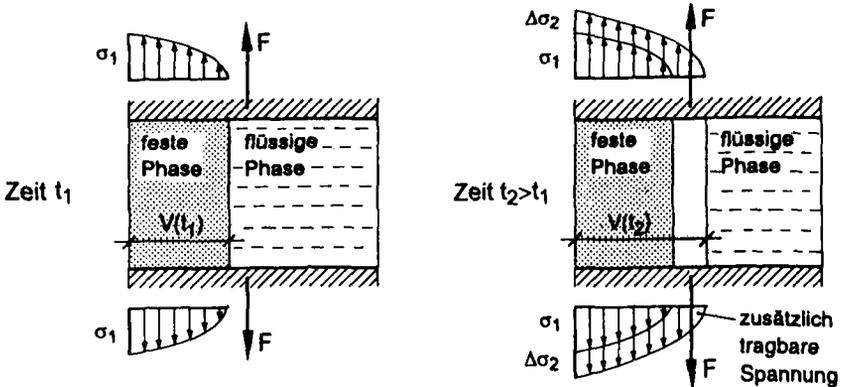


Bild 7.40: Modell für Strukturbildung und Spannungsübertragung bei voranschreitender Hydratation, [15]

Die Kriech- und Relaxationsversuche im Post-Peak-Bereich weisen darauf hin, daß dort eine länger andauernde Spannungsübertragung nur bei Relaxation, bei früher Erstbelastung und kleinem α_1 möglich ist. Dabei kann sogar die hydrationsgradabhängige Strukturbildung vor-

anschreiten, so daß bei einer späteren Belastung eine höhere Spannung übertragen werden kann, Bild 7.40. Dieses bestätigt den Grundgedanken der Solidification Theorie [15], [18].

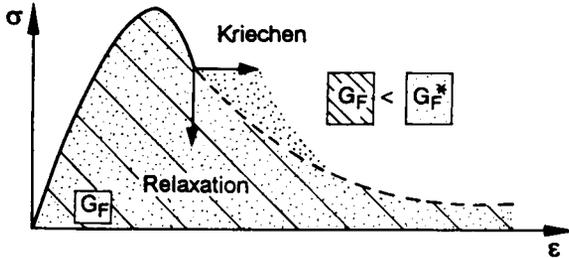


Bild 7.41: Vollständige Spannung-Dehnungslinie bei Kriechen und Relaxation im Post-Peak-Bereich sowie bei stetiger Dehngeschwindigkeit (schematisch)

Das Kriechen im Post-Peak-Bereich führt möglicherweise deswegen zum Kriechbruch, weil die Fläche unter der σ - ϵ -Linie G_F^* dann größer als die Bruchenergie G_F wird, Bild 7.41. Relaxation ist demgegenüber möglich, weil die Fläche unter der σ - ϵ -Linie kleiner als die Bruchenergie ist. Bei Hydratationsgraden $\alpha_1 > 0,7$ trat jedoch auch bei Relaxation nach wenigen Minuten ein Bruch auf.

In Bild 7.42 sind die bezogenen Restspannungen $\psi_p(t, t_1) = \sigma_p(t, t_1) / \sigma_{p1}$ bei der Relaxation im Post-Peak-Bereich durch Punkte aufgetragen. Innerhalb einer Beanspruchungsdauer von $t - t_1 = 50$ h nahm die Restspannung im Post-Peak-Bereich $\sigma_p(t, t_1)$ auf etwa 60 % der Anfangsspannung $\sigma_{p1}(t_1)$ ab.

Weil Relaxation im Post-Peak-Bereich bis zu Hydratationsgraden $\alpha_1 < 0,6$ offenbar möglich ist, wird sie durch den analogen Relaxationsansatz wie beim ansteigenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie, Gl. (7.16), modelliert

$$\psi_p(t, t_1, \alpha_1) = \frac{\sigma_p(t - t_1)}{\sigma_{p1}(t_1)} = \frac{1}{1 + P_{1p}(\alpha_1) \left[\frac{t - t_1}{t_c} \right]^{P_{2p}(\alpha_1)}} \quad (7.48)$$

mit $t_c = 1$ h.

Die Regressionsparameter $P_{1p}(\alpha_1)$ und $P_{2p}(\alpha_1)$ sind in Bild 7.42 angegeben. Eine hydrata-tionsgradabhängige Formulierung ist anhand des Datenmaterials nicht möglich. Trotz Anwendung von Gl. (7.48) ist zu bezweifeln, daß bei der Relaxation im Post-Peak-Bereich

lineare Viskoelastizität vorliegt. Dieses wird durch das Auftreten von Kriechbrüchen unterstützt. Die Beschreibung der Relaxation im Post-Peak-Bereich mit Gl. (7.48) ist also in erster Linie eine phänomenologischer Art und ist in Zukunft intensiver zu untersuchen.

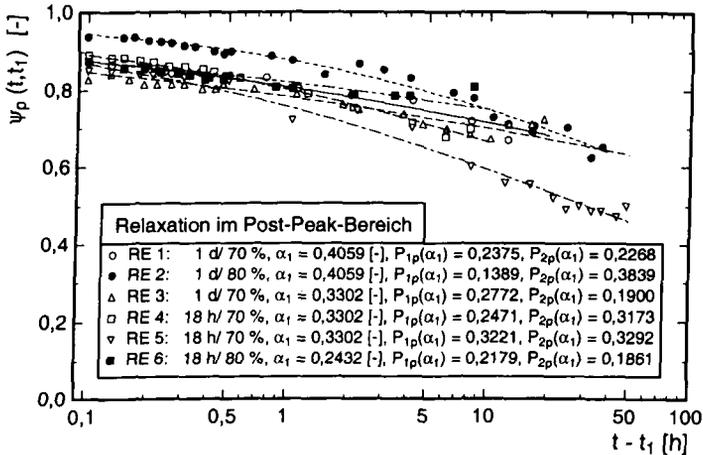


Bild 7.42: Relaxation im Post-Peak-Bereich im Versuch und Modell

7.9 Zusammenfassung

Die Viskoelastizität jungen Betons wurde in umfangreichen Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen im ansteigenden und abfallenden Ast der Spannung-Dehnungslinie untersucht. Es wurde gezeigt, daß das viskoelastische Verhalten bei früher Erstbelastung besonders ausgeprägt ist. Zur Modellierung des Grundkriechens unter Zugspannung wurde ein Produktansatz vorgestellt und anhand von Versuchsergebnissen kalibriert. Exemplarisch wurde gezeigt, daß die Kriechdehnung bei gleichzeitiger Austrocknung deutlich größer wird.

Weiterhin wurde die Zugrelaxation experimentell untersucht. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde geprüft, welche Relaxationsansätze zur Modellierung geeignet sind. Es hat sich herausgestellt, daß der Relaxationsansatz basierend auf linearer Viskoelastizitätstheorie ohne Alterung als Näherungslösung besser geeignet ist als der von LAUBE vorgeschlagene Relaxationsansatz, der darüber hinaus auch mathematisch unstimmtig ist, vgl. Kap. 6. Die Beschreibungsgüte des Ansatzes nach linearer Viskoelastizitätstheorie ohne Alterung kann durch die Einführung eines vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung ab-

hängigen Relaxationskennwert verbessert werden. Letzterer wurde anhand von Versuchsergebnissen kalibriert.

In einer inkrementellen Temperaturspannungsberechnung wird die vom Erstbelastungsalter abhängige Kriech- und Relaxationsfähigkeit durch die Parameter $P_{1c}(\alpha_i)$ und $P_{1c}(\alpha_i)$ bzw. $P_{1r}(\alpha_i)$ $P_{2r}(\alpha_i)$ berücksichtigt. Dabei bezeichnet α_i den Hydratationsgrad, der zu dem Zeitpunkt vorliegt, bei dem das Spannungsinkrement σ_i bzw. das Dehninkrement ϵ_i aufgebracht wird.

Durch Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche bei verschiedenen Lagerungstemperaturen wurde gezeigt, daß das Zugkriechen und die Zugrelaxation bei erhöhten Lagerungstemperaturen deutlich zunimmt. Die temperaturbedingte Alterung des Betons und die damit verbundene Abnahme seines viskoelastischen Verhaltens übt demgegenüber geringeren Einfluß auf das Kriechen und die Relaxation aus. Für die Modellierung des Temperatureinflusses auf die Viskoelastizität des Betons wurde zunächst eine einfache Modellierung unter Anwendung der realen Beanspruchungsdauer speziell für die Lagerung bei $T = 40\text{ °C}$ (isotherm) vorgestellt. Weil diese Formulierung bei der Temperaturspannungsberechnung während der Erhärtung unbefriedigend ist, wurde eine allgemeingültige Modellierung zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf das viskoelastische Verhalten jungen Betons vorgestellt. Dabei wird die reale Beanspruchungsdauer unter Anwendung der Reaktionskinetik in eine wirksame Beanspruchungsdauer transformiert. Die dafür notwendige Aktivierungsenergie wurde anhand der Versuche bestimmt. Es konnte gezeigt werden, daß das infolge erhöhter Temperatur ausgeprägtere Kriech- und Relaxationsverhalten jungen Betons mit diesem Ansatz auch für variable Temperaturgeschichten modelliert werden kann. Kriech- und Relaxationsfunktionen bei erhöhten Temperaturen können also durch den reaktionskinetischen Ansatz auf die entsprechenden Funktionen bei $T = 20\text{ °C}$ (isotherm) zurückgeführt werden.

Die Anwendbarkeit des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips wurden experimentell untersucht. Es stellte sich heraus, daß lineare Viskoelastizität für $\sigma > 0,5 f_{ct}$ gilt, wenn die inelastische Reißdehnung in der Reißprozeßzone separiert wird. Es wurde gezeigt, daß Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuche im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungslinie mit den Modellen unter Anwendung des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips gut abgebildet werden können. Außerdem wurde gezeigt, daß die wirksame Zugfestigkeit durch eine länger einwirkende Vorbelastung (in Form von Kriechen oder Relaxation) um etwa 15 % kleiner ist als die von nicht vorbelasteten Proben, vgl. Kap. 4.

Schließlich wurde in Kriech- und Relaxationsversuchen im abfallenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie gezeigt, daß bei einer Erstbelastung im jungen Betonalter und einer konstant gehaltenen Dehnung Relaxation auftritt. Eine konstante Spannung führt demgegenüber jedoch meist zum Kriechbruch. Für die phänomenologische Modellierung der Relaxation im Post-Peak Bereich wurde das Relaxationsmodell des Pre-Peak-Bereiches übernommen. Die Versuche zeigen darüber hinaus, daß die Erhärtung nach Überfahren der Zugfestigkeit voranschreitet, wenn zum Zeitpunkt der Erstbelastung ein geringer Hydratationsgrad vorgelegen hat. Dieses belegt, daß eine hydrationsgradbedingte Heilung von Rissen im jungen Beton möglich ist.

8 LASTUNABHÄNGIGE VERFORMUNG

8.1 Vorbemerkungen

Spannungen werden in verformungsbehinderten Betonbauteilen während der Hydratation entscheidend von den lastunabhängigen Verformungen (u.a. der Temperatur) bestimmt. Das Trocknungsschwinden spielt in der frühen Erhärtungsphase keine entscheidende Rolle. Wichtig sind hingegen die mit der Wärmefreisetzung verbundene Temperaturdehnung sowie die mit der Hydratation und mit der Strukturbildung einhergehende Schrumpf- und Schwindverformung. Die hierzu aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse werden nachfolgend vorgestellt.

8.2 Schrumpfen und chemisches Schwinden

8.2.1 Bisherige Kenntnisse

Es ist bekannt, daß die Hydratation von Zement und Wasser mit einer Volumenabnahme von etwa 25 % verbunden ist, weil die Hydratationsprodukte ein geringeres Volumen einnehmen als die Ausgangsstoffe [72]. Dies ist auf den Einbau des chemisch gebundenen Wassers in die Hydratphasen zurückzuführen, vgl. Kap. 2. Dabei wird kein Wasser an die Umgebung abgegeben. Dieser Prozeß wird als (chemisches) **Schrumpfen** bezeichnet, [72], [92], [118]. Das Schrumpfen ist mit einer kaum meßbaren äußeren Verkürzung verbunden, sondern äußert sich i.w. durch die Veränderung der inneren Porenstruktur. Das Schrumpfen wird deswegen volumetrisch bestimmt.

An versiegeltem Zementstein und Beton werden jedoch trotz Verhinderung des Wasserverlustes auch äußere Verformungen festgestellt. In den ersten Stunden der Erhärtung tritt zunächst eine Anfangsverkürzung ein, danach eine kurzzeitige Rückverlängerung und anschließend eine länger andauernde Verkürzung [118], [149], Bild 8.1. Dieses wird durch die eigenen Versuche, vgl. Kap. 4.5 bestätigt. SETTER/ROY [152] führen die frühe Anfangsverkürzung auf eine hohe Reaktionsgeschwindigkeit von Zement und Wasser zurück. Die kurzzeitige Rückverlängerung ist überwiegend auf die frühe Reaktion des Sulfates mit dem C_3A zurückzuführen [149], [152]. Sie wird deswegen chemisches Quellen genannt. Es wird hier nicht weiter behandelt, zumal es nach wenigen Stunden abgeschlossen ist.

Die daran anschließende Verkürzung erstreckt sich trotz Versiegelung des Betons über die gesamte Hydratationsdauer. Weil sie nicht auf einen Wasserverlust an die Umgebung,

sondern auf die Hydratation und die chemische Reaktion zurückzuführen ist, wird sie als **chemisches Schwinden** oder **autogenous shrinkage** bezeichnet. Das chemische Schwinden kann bei Verformungsbehinderung eine Spannung verursachen.

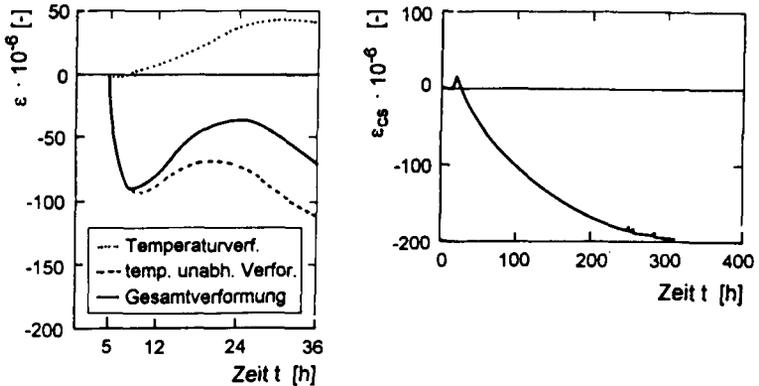


Bild 8.1: Lastunabhängige Verformung in den ersten Stunden der Erhärtung, aus [92] und [118]

DAVIS [49] erkannte schon sehr früh einen Zusammenhang zwischen der Zementhydratation und autogenen Verformungen. Inzwischen wird davon ausgegangen, daß chemisches Schwinden auf eine durch die Hydratation abnehmende relative Feuchtigkeit im Porensystem des Zementsteins zurückzuführen ist [72], [92]. Das in den Poren zunächst noch vorliegende Wasser wird im Verlauf der Hydratation in den Hydratphasen eingebaut, und es kommt zu einer Abnahme der relativen Feuchtigkeit im Porenraum (Selbstaustrocknung oder self desiccation). Dadurch nehmen die Oberflächenzugkräfte des adsorbierten Wassers zu und verursachen die als chemisches Schwinden bezeichnete Volumenkontraktion. Weil das chemische Schwinden direkt mit der Hydratation verknüpft ist, kann ein Zusammenhang zum Hydratationsgrad hergestellt werden [92]. GRUBE [72] geht davon aus, daß das chemische Schwinden bei schneller Hydratationswärmeabfuhr beschleunigt wird.

Versuche ergaben, daß das chemische Schwinden mit abnehmendem W/Z-Wert zunimmt [72], [92], [151]. Es wird i.a. davon ausgegangen, daß das chemische Schwinden bei $W/Z \approx 0,6$ vernachlässigbar gering wird, weil bei einem großen Kapillarporenraum kein Wassermangel durch Selbstaustrocknung auftritt. Dennoch hat GRUBE [72] an Zementstein mit HOZ- und PZ 45 F Zementen und $W/Z = 0,6$ chemische Schwindverformungen von $\epsilon_{cs} = 0,5$ ‰ festgestellt. Seine Versuchsergebnisse weisen ferner darauf hin, daß das

chemische Schwinden mit zunehmender Mahlfineinheit des Zementes, sowie dessen Gehalt an C_3A , C_4AF und Alkalien zunimmt.

Das chemische Schwinden nimmt auch bei Zugabe von Silika-Staub zu, weil ein dichteres Zementsteingefüge mit sehr kleinen Porendurchmessern entsteht [92]. Die Selbstaustrocknung der Poren wird dadurch begünstigt.

KOENDERS [92] hat ein mikrostrukturelles Modell zur Beschreibung des chemischen Schwindens von Zementstein vorgestellt und gezeigt, daß damit auch die chemische Schwindverformung von Beton abgeschätzt werden kann. In [83] wird das chemische Schwinden auf makroskopischer Ebene modelliert.

8.2.2 Versuchsergebnisse zum chemischen Schwinden

Die Untersuchung des chemischen Schwindens stand bei den eigenen Versuchen nicht im Vordergrund. Die Versuche an jungem Beton haben jedoch ergeben, daß die lastunabhängige Dehnung infolge chemischen Schwindens, gemessen an versiegelten Proben, nicht vernachlässigt werden kann.

Bei den eigenen Versuchen wurde die lastunabhängige Verformung direkt nach dem Beton-einbau in die Schalungen gemessen, vgl. Bild 4.29. Bis zum Zeitpunkt $t_1 = 24$ h, der dem Erstbelastungsalter der Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche entsprach, war eine Aufspaltung der lastunabhängigen Dehnung in die Komponenten chemisches Schwinden, Temperaturdehnung und Dehnung aus Ankoppelung des Meßsystems an den Beton jedoch nicht möglich, s. Kap. 4.5. Deswegen erfolgt die Betrachtung des chemischen Schwindens im Rahmen dieser Arbeit erst ab einem Betonalter von $t_1 = 24$ h.

In Bild 8.2 sind die am Kompensationskörper gemessene lastunabhängige Dehnung infolge chemischen Schwindens ab dem Meßbeginn im Alter von $t_1 = 24$ h aufgetragen. Die Punkte markieren jeweils die Mittelwertkurve, die sich aus der an fünf Kompensationskörpern gemessenen chemischen Schwinddehnung ergibt. Bei der Lagerung bei $T = 20$ °C (isotherm) betrug das chemische Schwinden nach $t - t_1 = 200$ h rd. $\epsilon_{cs}(t-t_1 = 200 \text{ h}) = 0,0380$ ‰. Dies ist deutlich kleiner als die von KOENDERS [92] bei einem Beton mit $W/Z = 0,40$ gemessene Dehnung infolge chemischen Schwindens von $\epsilon_{cs}(t-t_1 = 200 \text{ h}) = 0,180$ ‰. Bei den eigenen Versuchen betrug nach $t - t_1 = 2.450$ h $\epsilon_{cs}(t-t_1 = 2.450 \text{ h}) = 0,120$ ‰, Bild 8.2. GRUBE [72] hat an einem Beton mit 273 kg/m^3 PZ 35 F, $W/Z = 0,60$ und versiegelter

Lagerung demgegenüber nach rd. $t - t_1 = 2.800 \text{ h}$ nur $\epsilon_{cs}(t-t_1 = 2.800 \text{ h}) = 0,060 \text{ ‰}$ gemessen, Bild 2.20.

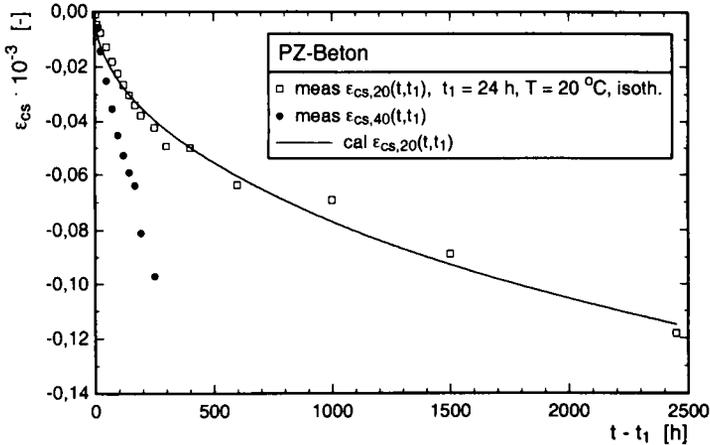


Bild 8.2: Gemessene Dehnung infolge chemischen Schwindens und Modell in Abhängigkeit des realen Alters, $t_1 = 24 \text{ h}$

Die eigenen Versuche zeigen deutlich, daß das chemische Schwinden bei erhöhter Lagerungstemperatur $T = 40 \text{ °C}$ (isotherm) größer ist als bei $T = 20 \text{ °C}$ (isotherm), Bild 8.2. Das Verhältnis beträgt

$$\frac{\text{meas } \epsilon_{cs,40}(t, t_1, T = 40 \text{ °C})}{\text{meas } \epsilon_{cs,20}(t, t_1, T = 20 \text{ °C})} \approx 2,0 \quad (8.1)$$

und ist nahezu unabhängig vom Meßzeitpunkt $t - t_1$. Dies deutet auf eine temperaturbedingte Beschleunigung des chemischen Schwindens und auf einen Zusammenhang zwischen dem chemischen Schwinden und dem Hydratationsgrad hin.

8.2.3 Modellierung des chemischen Schwindens

Aufgrund der vorliegenden Daten wird ein einfacher phänomenologischer Ansatz zur Modellierung der Dehnung infolge chemischen Schwindens jungen Betons vorgestellt. Das Modell kann möglicherweise eine Basis für ein detaillierteres Modell darstellen, wenn es in Zukunft gelingt, den Einfluß von W/Z-Wert, chemisch-physikalischen Zementeigenschaften sowie

den Einfluß der miterhärtenden Stoffe wie Hüttensand, Flugasche und Mikrosilika-Staub genauer zu quantifizieren.

Zur Modellierung des Trocknungsschwindens wird in [8] und [45] eine Hyperbelfunktion vorgeschlagen. Dieser Ansatz wird zur Modellierung des chemischen Schwindens aufgegriffen

$$\epsilon_{cs}(t, t_1) = \epsilon_{cs0} \left[\frac{t - t_1}{t_{cs} + t - t_1} \right]^{0,5} \quad (8.2)$$

mit:

ϵ_{cs0} : Grundwert des chemischen Schwindens, [-],

t_{cs} : Bezugszeit beim chemischen Schwinden, [h].

Der Grundwert des chemischen Schwindens ϵ_{cs0} und der Parameter t_{cs} wurden anhand der in Bild 8.2 gezeigten chemischen Schwinddehnung bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ durch Regression nach der Methode der kleinsten Fehlerquadrate bestimmt. Für den PZ-Beton ergeben sich

$$\epsilon_{cs0} = 2,9712 \cdot 10^{-4} \text{ [-]},$$

$$t_{cs} = 13.880 \text{ [h]}.$$

Das mit dem Modell berechnete chemische Schwinden stimmt mit den Meßwerten gut überein.

Darüber hinaus muß der Temperatureinfluß auf das chemische Schwinden berücksichtigt werden. Weil ein Vergrößerungsfaktor wie beim Temperatureinfluß auf das viskoelastische Verhalten die tatsächlichen Verhältnisse nicht vollständig beschreiben kann, wird hier ebenfalls ein reaktionskinetischer Ansatz vorgeschlagen. Dazu wird das chemische Schwinden nicht in Abhängigkeit des realen Alters t (bzw. der realen Meßdauer $t - t_1$), sondern in Abhängigkeit des wirksamen Alters (bzw. der wirksamen Meßdauer $t_e - t_{e1}$) aufgetragen, Bild 8.2. Das wirksame Alter wird mit dem ARRHENIUS-Ansatz bestimmt

$$t_e(T(t_i)) = \int_0^t \exp \left[\frac{E}{R} \left[\frac{1}{293} - \frac{1}{273 + T(t_i)} \right] \right] dt_i \quad (8.3)$$

mit:

$T(t)$, Betontemperatur in $^\circ\text{C}$,

R , Gaskonstante, $R = 8,315 \text{ [J/mol K]}$,

E , Aktivierungsenergie, $T > 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $E(T) = 33,5 \text{ [kJ/mol]}$,

$T \leq 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $E(T) = 33,5 + 1,47 \cdot (20 - T) \text{ [kJ/mol]}$.

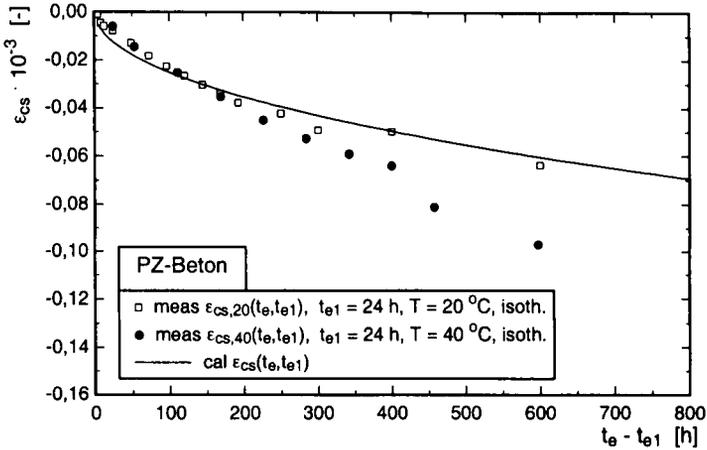


Bild 8.3: Gemessene Dehnung infolge chemischen Schwindens und Modell in Abhängigkeit des realen wirksamen Alters

Bild 8.3 zeigt, daß die in Bild 8.2 dargestellte Dehnung infolge chemischen Schwindens bei $T = 40$ °C (isotherm) durch Einführung des wirksamen Alters mit derjenigen bei $T = 20$ °C (isotherm) bis $t_e - t_{e1} = 300$ h zur Deckung gebracht werden kann. Danach treten jedoch Unterschiede auf. Mit der Berücksichtigung des Temperatureinflusses nach Gl. (8.3) wird aus Gl. (8.2)

$$\epsilon_{cs}(t_e, t_{e1}, T(t)) = \epsilon_{cs0} \left[\frac{t_e - t_{e1}}{t_{cs} + t_e - t_{e1}} \right]^{0,5} \quad (8.4)$$

mit

$$\epsilon_{cs0} = 2,9712 \cdot 10^{-4} [-] \text{ und}$$

$$t_{cs} = 13.880 [\text{h}].$$

Diese Formulierung ist durch zukünftige Forschungsarbeit zu überprüfen. Grundsätzlich berücksichtigt sie jedoch, daß das chemische Schwinden mit dem Hydratationsgrad und damit verbunden auch mit der Temperaturgeschichte während der Erhärtung eng verbunden ist. Ferner ist in der Zukunft zu klären, ob das chemische Grundschwindmaß ϵ_{cs0} in Abhängigkeit der bisher nur vage aufgezeigten Parameter formuliert werden kann:

$$\epsilon_{cs0} = f(W/Z, C_3A, C_4AF, \text{Alkalien, Blaine, SF, FA}).$$

8.3 Wärmedehnzahl

Die Temperaturdehnung infolge der Hydratationswärmeabfuhr wird entscheidend von der Wärmedehnzahl des Betons geprägt. Dementsprechend hängt auch die Temperaturspannung bei einer Verformungsbehinderung von der Wärmedehnzahl ab.

Die Wärmedehnzahl von Festbeton liegt in Abhängigkeit des Zuschlages zwischen $0,6 \cdot 10^{-5} \leq \alpha_T \leq 1,4 \cdot 10^{-5} [1/K]$, vgl. Kap. 2. Im allgemeinen wird von $\alpha_T \approx 1,0 \cdot 10^{-5} [1/K]$ ausgegangen. Die Wärmedehnzahl von Frischbeton unterscheidet sich hiervon, solange noch kein festes Gefüge vorliegt, weil die Betonausgangsstoffe unterschiedliche Wärmedehnzahlen aufweisen, Tab. 8.1. Bei mehrphasigen Stoffen wie Beton, deren Ausgangsstoffe unterschiedliche thermische und mechanische Eigenschaften aufweisen, entstehen dadurch bei thermischer Beanspruchung Gefügespannungen.

Tab. 8.1: Wärmedehnzahlen verschiedener Betonausgangsstoffe

	Quarzit	Sandstein	Granit	Kalkstein	Hochofenschlacke	Zement	Wasser
$\alpha_T \cdot 10^{-5} [1/K]$	1,1	1,0	0,6	0,5	0,8	1,0	6,0

Die Wärmedehnzahl von Frischbeton kann nach [118] anhand der Wärmedehnzahl der Betonausgangsstoffe entsprechend ihrer Volumenanteile bestimmt werden

$$\alpha_T(t=0) = \sum_i^n \alpha_{T,i} \cdot V_i \tag{8.5}$$

mit:

- $\alpha_{T,i}$ Wärmedehnzahl der Komponente i, [1/K]
- V_i Volumenanteil der Komponente i, [m³/m³ Beton].

Für Normalbeton ergibt sich am Mischende $t = 0$ h rd. $\alpha_T(t = 0 \text{ h}) = 2,0 \cdot 10^{-5} [1/K]$. Untersuchungen von NOLTING [118] ergaben, daß sich die Wärmedehnzahl während der Betonhärtung ausgehend von diesem Wert nicht linear zu $\alpha_T \approx 1,0 \cdot 10^{-5} [1/K]$ entwickelt, Bild 8.4. In den ersten Stunden, die etwa der Erstarrungszeit entspricht, nimmt die Wärmedehnzahl zunächst sehr schnell ab. Danach nimmt sie langsamer ab und nimmt im Alter zwischen drei und 30 Tagen sogar noch einmal geringfügig zu.

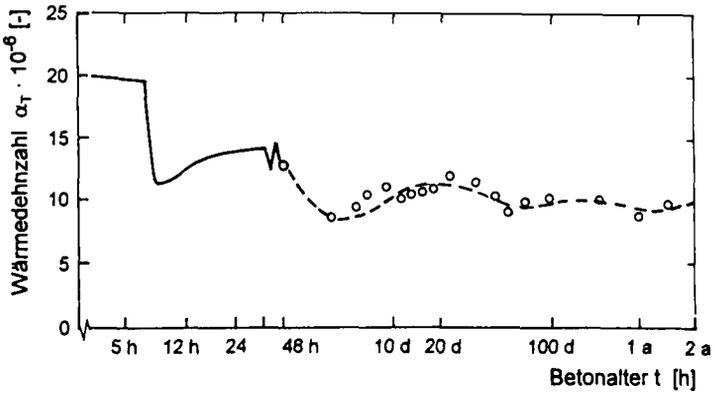


Bild 8.4: Entwicklung der Wärmedehnzahl von Beton während der Erhärtung, aus [118]

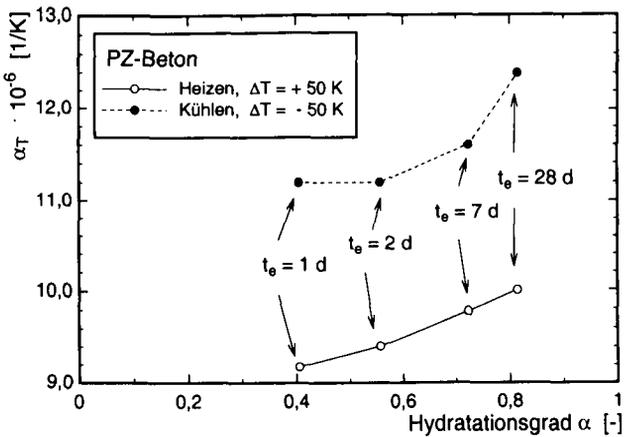


Bild 8.5: Wärmedehnzahl in Abhängigkeit des Hydratationsgrads

Die Wärmedehnzahl wurde im Rahmen der eigenen Versuche nur begleitend bestimmt. Die im Dilatometerversuch während einer Aufheizung und einer anschließenden Abkühlung ($\Delta T = \pm 50 \text{ K}$) bestimmten Wärmedehnzahlen sind für den PZ-Beton in Bild 8.5 in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad aufgetragen. Die Wärmedehnzahl war beim Aufheizen kleiner als beim anschließenden Abkühlen. Sie nahm in beiden Fällen mit dem Hydratationsgrad zu. Dies bestätigt qualitativ die in Bild 8.4 dargestellten Ergebnisse von NOLTING [118].

8.4 Zusammenfassung

Die lastunabhängigen Dehnungen spielen bei der Entstehung von Spannungen im jungen Betonalter eine wichtige Rolle. Obwohl i.a. davon ausgegangen wird, daß das chemische Schwinden in erster Linie bei Betonen mit $W/Z \approx 0,4$ auftritt, wurde an dem PZ-Beton mit $W/Z = 0,65$ auch nennenswertes chemisches Schwinden gemessen. Darüber hinaus zeigen die Versuche, daß das chemische Schwinden bei erhöhter Lagerungstemperatur $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$ (isotherm) etwa um den Faktor 2,0 im Vergleich zur Lagerung bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ zunimmt. Basierend auf den Versuchsergebnissen wurde ein einfaches phänomenologisches Modell zur Beschreibung des chemischen Schwindens vorgeschlagen, bei dem der Temperatureinfluß durch das wirksame Betonalter, bestimmt mit dem ARRHENIUS-Ansatz, berücksichtigt wird.

Die Wärmedehnzahl des jungen Betons wurde exemplarisch untersucht. Dabei stellte sich heraus, daß die Wärmedehnzahl mit dem Hydratationsgrad leicht zunimmt. Sie war während des Aufheizens etwas größer als beim anschließenden Abkühlen.

Es empfiehlt sich, das chemische Schwinden in Zukunft insbesondere im Hinblick auf den Einsatz von hochfesten Betonen mit niedrigen W/Z -Werten, bei denen das chemische Schwinden eine wichtige Rolle spielt und die zunehmend auch bei massigen Betonbauteilen eingesetzt werden, intensiver zu untersuchen.

9 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die Abschätzung von Zwangsspannungen in erhärtenden Betonbauteilen erfordert eingehende Kenntnisse über die thermischen und mechanischen Eigenschaften jungen Betons. Diese ändern sich während der Erhärtung erheblich. Die Beschreibung der Werkstoffeigenschaften durch Modelle ist für das Berechnen von Zwangsspannungen während der Erhärtung entscheidend.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden die thermischen und mechanischen Stoffeigenschaften des jungen Betons experimentell untersucht. Aufbauend darauf wurden bestehende Werkstoffmodelle für jungen Beton überprüft, kalibriert und erweitert. Neuentwicklungen wurden vorgenommen. Im einzelnen ging es hierbei um die adiabatische Wärmefreisetzung, die Hydratationsgradentwicklung, die mechanischen Kurzzeiteigenschaften, die Mikrorißbildung und -ausbreitung unter Zugbeanspruchung, das viskoelastische Verhalten unter Zugspannung im gesamten Bereich der Beanspruchbarkeit und bei unterschiedlicher Temperatur sowie um das chemische Schwinden und die Wärmedehnzahl von PZ- und HOZ-Beton bestimmter Zusammensetzung.

Die Versuche zeigten, daß die adiabatische Wärmefreisetzung betonspezifisch ist und daß der Hydratationsgrad des Betons anhand der adiabatischen Wärmefreisetzung bestimmt werden kann. Weil die Wärmefreisetzung und damit verbunden auch der Hydratationsgrad von der Prozeßtemperatur während der Erhärtung abhängt, muß das reale Betonalter in das wirksame Betonalter transformiert werden. Dafür hat sich hier der reaktionskinetische ARRHENIUS-Ansatz bewährt. Außerdem wurde gezeigt, daß der Hydratationsgrad mit dem deterministischen Modell nach JONASSON für unterschiedliche Betone gut beschrieben werden kann. Die darin enthaltenen Parameter wurden in Abhängigkeit von der Betonrezeptur und der Frischbetontemperatur formuliert.

Darüber hinaus wurde bestätigt, daß sich die mechanischen Kurzzeiteigenschaften (zentrische Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Zugelastizitätsmodul) voneinander unterschiedlich entwickeln. Diese Werkstoffeigenschaften können in Abhängigkeit des Hydratationsgrads formuliert und durch deterministische Modelle im Mittel gut beschrieben werden. Der Hydratationsgrad wird damit zur universellen Zustandsgröße der Erhärtung. Die Modelle wurden für die untersuchten Betone kalibriert. Die Versuche zeigten jedoch, daß die bisherigen Modelle den Übergang von der flüssigen in die feste Phase nicht zutreffend beschreiben. Sie unterstellen ab einem diskreten Hydratationsgrad α_0 Festkörpereigenschaften. Der tatsäch-

liche Übergang von der flüssigen in die feste Phase erfolgt jedoch deutlich früher - hier mit α_{0i} bezeichnet.

Weil eine deterministische Beschreibung von Werkstoffeigenschaften allein für eine zuverlässigkeitsorientierte Betrachtung von Temperaturspannungen nicht ausreicht, wurden die Meßwerte und die daran kalibrierten Modelle auch unter statistischen Aspekten betrachtet. Exemplarisch wurden die Meßwerte und die mit den Modellen berechneten Werte für den Hydratationsgrad, die zentrische Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit untersucht. Dabei stellte sich heraus, daß die Meßwerte als normalverteilt angenommen werden können. Der Vergleich von Meß- und Modellwerten hat ergeben, daß die Modellunschärfe gering ist. Anhand des Datenmaterials wurden einige statistische Parameter bestimmt, um Meßwertstreuung und Modellunschärfen für zuverlässigkeitsorientierte Berechnungen ansatzweise quantifizieren zu können.

Für die frühe Rißentstehung und -ausbreitung ist das Zugtragverhalten des jungen Betons von Bedeutung. Auf Basis der Versuche konnten u.a. die Zugbruchdehnung und die Bruchenergie in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad formuliert werden. Außerdem wurde ein Modell für die hydratationsgradabhängige Zugspannung-Dehnungslinie vorgeschlagen. Dabei wird ab $\sigma > 0,5 f_{ct}$ von einer entstehenden inelastischen Rißdehnung ausgegangen. Für den Verlauf des abfallenden Astes der Zugspannung-Dehnungslinie konnte gezeigt werden, daß dieser im Rahmen der Streuung nahezu unabhängig vom Hydratationsgrad ist. Zur Beschreibung des abfallenden Astes der Zugspannung-Dehnungslinie wurde das von DUDA vorgestellte bruchmechanische Modell modifiziert. Die gute Übereinstimmung der gemessenen Zugspannung-Dehnungslinien mit dem Modell wurde für unterschiedliche Hydratationsgrade gezeigt.

Das viskoelastische Verhalten jungen Betons wurde in umfangreichen Zugkriech- und Zugrelaxationsversuchen im ansteigenden und abfallenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie untersucht. Es stellte sich heraus, daß das viskoelastische Verhalten des jungen Betons entscheidend vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung abhängt. Der Belastungsgrad im ansteigenden Ast der Spannung-Dehnungslinie übte zwischen $\sigma_1/f_{ct} = 0,5$ und $0,9$ dagegen keinen signifikanten Einfluß aus. Eine Vorbeanspruchung in Form von Zugkriechen oder Zugrelaxation führte zu einer Verringerung der Zugfestigkeit von rd. 15 %.

Weil das ausgeprägte Kriechen jungen Betons mit den Kriechansätzen nach Regelwerken nicht zutreffend beschrieben werden kann, wurde für die Modellierung des Zugkriechens (basic creep) ein Produktansatz vorgeschlagen und anhand von Versuchsergebnissen kalii-

briert. Das Trocknungskriechen jungen Betons unter Zugspannung wurde nur exemplarisch untersucht, weil es bei massigen Betonbauteilen eine untergeordnete Rolle spielt.

Für die Modellierung der Zugrelaxation wurden unterschiedliche Relaxationsansätze untersucht. Dabei stellte sich heraus, daß die Restspannung mit dem von LAUBE vorgeschlagenen Relaxationsansatz für jungen Beton unterschätzt wird. Daher wurde ein einfacher Relaxationsansatz basierend auf linearer Viskoelastizitätstheorie vorgeschlagen und anhand von Versuchsergebnissen kalibriert. Darüber hinaus wurde der Relaxationsbeiwert basierend auf Versuchsergebnissen in Abhängigkeit des Hydratationsgrads formuliert.

Die Experimente zeigen, daß Kriechen und Relaxation bei einer erhöhten Lagerungstemperatur während der Beanspruchungsdauer größer werden. Der Alterungseinfluß durch eine erhöhte Lagerungstemperatur vor der Erstbelastung spielt demgegenüber eine untergeordnete Rolle. Für die Modellierung des Einflusses einer erhöhten Lagerungstemperatur auf das Kriechen und die Relaxation wurden zwei verschiedene Wege aufgezeigt. Von denen ist derjenige zu bevorzugen, bei dem der Temperatureinfluß über die neu eingeführte wirksame Beanspruchungsdauer berücksichtigt wird. Die wirksame Beanspruchungsdauer ist eine Funktion der Temperatur während der Beanspruchungsdauer und wird mit dem reaktionskinetischen ARRHENIUS-Ansatz bestimmt. Kriech- und Relaxationsfunktion können dadurch auch bei Einwirkung einer anisothermen Temperaturgeschichte während der Beanspruchungsdauer auf die entsprechende Funktion bei isothermer Lagerung bei $T = 20\text{ °C}$ zurückgeführt werden. Die für die Transformation erforderliche Aktivierungsenergie wurde anhand der Versuchsergebnisse bestimmt. Eine zutreffende Beschreibung für Kriech- und Relaxationsfunktion bei gleichzeitiger Einwirkung einer Temperatur $T > 20\text{ °C}$ wurde entwickelt.

Weil Zwangsspannungen während der Hydratation langsam entstehen, war zu klären, ob das BOLTZMANN'sche Superpositionsprinzip gilt. Es konnte gezeigt werden, daß im ansteigenden Ast der Zugspannung-Dehnungslinie die lineare Viskoelastizitätstheorie gilt und daß der Belastungsgrad keinen signifikanten Einfluß auf Kriechen und Relaxation ausübt. Die inelastische Reißdehnung ist jedoch oberhalb $\sigma/f_{ct} = 0,5$ von der spontanen Dehnung zu separieren. Ferner wurde belegt, daß die Ergebnisse aus Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuchen unter Anwendung des BOLTZMANN'schen Superpositionsprinzips und mit den vorgestellten Kriech- und Relaxationsansätzen rechnerisch zutreffend beschrieben werden können.

Die Untersuchung des viskoelastischen Verhaltens im Post-Peak Bereich der Zugspannungs-Dehnungslinie ergab, daß das Kriechen hierbei meist zu einem frühen Kriechbruch führt. Demgegenüber wurde bei der Relaxation ein Spannungsabfall festgestellt. Bei einer Zeitbelastung zum späteren Zeitpunkt wurde nach einer Relaxation im Post-Peak Bereich sogar eine Zunahme der zentrischen Zugfestigkeit und des Zugelastizitätsmoduls festgestellt, wenn die Erstbelastung im jungen Betonalter aufgebracht worden war. Die Zugrelaxation im Post-Peak-Bereich wurde phänomenologisch modelliert.

Schließlich wurden das chemische Schwinden und der Wärmeausdehnungskoeffizient untersucht. Das chemische Schwinden sollte bei Zwangspannungsberechnungen in jedem Fall berücksichtigt werden, weil es eine nicht unerhebliche lastunabhängige Verformung ist. Für die Modellierung wurde ein einfacher phänomenologischer Ansatz vorgestellt, bei dem der Temperatureinfluß unter Anwendung der Reaktionskinetik berücksichtigt wird.

In Zukunft geht es darum, auch mit Hilfe der hier vorgestellten Werkstoffmodelle verfeinerte Planungswerkzeuge für die Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen zu erarbeiten und bereitzustellen. Dazu gehört auch eine zuverlässigkeitsorientierte Berechnung mit entsprechenden Datenbanken, in der die Werkstoffparameter des jungen Betons für unterschiedliche Rezepturen bereit stehen müssen.

Aus werkstoffkundlicher Sicht bleiben erwartungsgemäß einige Fragen offen: Der Übergang von der flüssigen in die feste Phase wurde bisher unzureichend untersucht und kann durch die bisherigen Werkstoffmodelle noch nicht zutreffend beschrieben werden. Daher sind verfeinerte Modelle - unterstützt durch Versuche - zu entwickeln. Außerdem wäre es wünschenswert, den Einfluß erhöhter Temperatur auf das viskoelastische Verhalten bei unterschiedlichen Temperaturgeschichten und mit weiteren Betonen zu bestätigen. Dieses gilt insbesondere im Hinblick auf die vorgeschlagene Modellierung mit der wirksamen Beanspruchungsdauer und die Aktivierungsenergie. Auch dem viskoelastischen Verhalten im Post-Peak Bereich sollte noch nachgegangen werden, wenn bei Temperaturspannungsberechnungen von erhärtenden Betonbauteilen eine Spannungsübertragung nach dem Überschreiten der Zugfestigkeit angesetzt werden soll. Außerdem erscheint es besonders wichtig, dem chemischen Schwinden in Zukunft mehr Aufmerksamkeit zu schenken, weil es bei Betonen mit niedrigen Wasserbindemittelwerten eine beträchtliche Größe erreicht. Insgesamt weiß man über das chemische Schwinden derzeit zu wenig; eine ausreichende Quantifizierung und eine zutreffende Modellierung sind noch nicht möglich.

10 LITERATUR

- [1] Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton, Diss. TU Braunschweig, 1978.
- [2] Bažant, Z.P., Chern, J.-C.: Triple power law for concrete creep, *Journal of Eng. Mechanics*, Vol. 111, No.1, pp. 63 - 83, 1985.
- [3] Bažant, Z.P., Prasannan, S.: Solidification theory for concrete creep, *Journal of Eng. Mechanics*, Vol. 115, No. 8, pp. 1691 - 1725, 1989.
- [4] Bažant, Z.P., Kim, S. S.: Can creep curves for different loading ages diverge, *Cement and Concrete Research*, Vol. 8, No. 5, pp. 601 - 612, 1978.
- [5] Bažant, Z.P., Kim, S. S.: Nonlinear creep of concrete - adaption and flow, *Journal of Eng. Mechanics*, Vol. 105, pp. 429 - 446, 1979.
- [6] Bažant, Z. P. Kim, J. K.: Improved prediction model for time-dependent deformations of concrete, Part 1 - 7, *Materials and Structures*, Vol. 24, pp. 323 -326, Vol. 24, pp. 327 - 345, 1991, Vol. 24, pp. 409 - 421, 1991, Vol. 25, pp. 21 - 28, 1992, Vol. 25, pp. 84 - 94, 1992, Vol. 25, pp. 163 - 169, 1992, Vol. 25, pp. 219 - 223, Vol. 26, pp. 567 - 574, 1993.
- [7] Bažant, Z.P., Asghari, A. A.: Constructive law for nonlinear creep of concrete, *Journal of Eng. Mechanics*, Vol. 103, pp. 113 - 124, 1977.
- [8] Bažant, Z. P., Panula, L.: Practical prediction of time-dependent deformations of concrete, Part I - VI, *Materials and Structures*, Vol. 11, No. 65, pp. 307 - 328, 1978, Vol. 11, No. 66, pp. 415 - 434, 1978, Vol. 12, No. 69, pp. 169 - 183, 1979.
- [9] Bažant, Z.P., Carol, I.: Creep and shrinkage of concrete, RILEM Proceedings 22, Barcelona (Spanien), Sept. 1993.
- [10] Bažant, Z.P., Huet, C., Müller, H.S.: Comment on recent analysis of concrete creep linearity and applicability of principle of superposition, *Materials and Structures*, Vol. 27, pp. 359-361, 1994.
- [11] Bažant, Z.P., Oh, B.H., Crack band theory for fracture of concrete, *Materials and Structures*, Vol. 16, No. 93, pp. 155-177, 1983.
- [12] Bažant, Z.P., Wittmann, F.H.: Creep and shrinkage in concrete structures, Lausanne, 1980.
- [13] Bažant, Z. P., Najjar, L. J.: Comparison of approximate linear methods for concrete creep, *Journal of the structural division*, Sept. 1973.
- [14] Bažant, Z. P., Xi, Y.: Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms, *Materials and Structures*, Vol. 27, pp. 3 - 14, 1994.
- [15] Bažant, Z. P., Prasannan, S.: Solidification Theory for concrete creep, part I and II, *Journal of Eng. Mechanics*, Vol. 115, No. 8, pp. 1691 - 1725, 1989.
- [16] Bažant, Z. P.: Thermodynamics of solidifying of melting viscoelastic material, *Journal of Eng. Mechanics*, Vol. 105, pp. 933 - 952, 1979.
- [17] Bažant, Z. P.: Guidelines for characterizing concrete creep and shrinkage on structural design codes or recommendations, *Materials and Structures*, Vol. 28, pp. 52 - 55, 1995.
- [18] Bažant, Z.P.: Mathematical Modeling of creep and shrinkage of concrete, John Wiley & Sons, 1988.
- [19] Bažant, Z.P.: Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method, *ACI Journal*, pp. 212-217, April 1972.
- [20] Bastgen, K.J.: Relaxationsverhalten des Betons Teil I, RWTH Aachen, Fachgruppe Bau/Steine/Erden Nr. 2694, 1977 und Teil II Nr. 2805, 1979.

- [21] Bissonnette, B., Pigeon, M.: Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25, No. 5, pp. 1075 - 1085, 1995.
- [22] Boltzmann, Z.: Zur Theorie der elastischen Nachwirkung, *Sitzber. Akad. Wiss., Wiener Bericht* 70, *Wiss. Abh.*, S. 279-306, 1874, und *Pogg. Ann. Phys.* 7, S. 624, 1874.
- [23] Brameshuber, W.: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton, *Diss. TH Karlsruhe*, 1988.
- [24] Breitenbücher, R.: *Zwangspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme*, *Diss. TU München*, 1989.
- [25] Breugel van, K.: Artificial cooling of hardening concrete, *Research rep. 5-80-9*, TU Delft, 1980.
- [26] Breugel van, K.: Relaxation of young concrete, *Rep. 5-80-D8*, TU Delft, 1980.
- [27] Breugel van, K.: Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials, *Diss. TU Delft*, 1991.
- [28] Brooks, J.J., Bennett, E.W., Owens, P.L.: Influence of lightweight aggregates on thermal strain capacity on concrete, *Mag. of Concrete Research*, pp 60-72, 1987.
- [29] Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten, *Diss. TU Braunschweig*, 1987.
- [30] Byfors, J.: Plain concrete at early ages, *Swedish Cement and Concrete Institute, Stockholm*, 1980.
- [31] Carino, N.J., Slate, F.O.: Limiting tensile strain criterion for failure of concrete, *ACI Journal*, pp 160-165, March 1976
- [32] Carino, N.J.: The Maturity Method: Theory and Application, *Cement, Concrete and Aggregates*, ASTM, pp. 61-73, 1984.
- [33] Carino, N.J., Tank, R.C.: Rate constant functions for strength development of concrete, *ACI Materials Journal*, pp 74-82, January-February 1991.
- [34] Carino, N.J., Tank, R.C.: Maturity functions for concretes made with various cements and admixtures, *ACI Materials Journal*, pp 188-196, March-April 1992.
- [35] Carpinteri, A., Valente, S., Zhou, F.P., Ferrara, G., Melchiorri, G.: Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens, *Materials and Structures*, Vol. 30, pp. 269 - 276, 1997.
- [36] Catharin, P.: Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung, *Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut des Vereins der Österreichischen Zementfabrikanten*, Heft 31, 1978.
- [37] Chiorino, M.A., Lacidogna, G.: Design Aids for Creep analysis of concrete structures (part I, part II), Vol. 30, Turin, 1991.
- [38] Chiorino, M.A., Lacidogna, G.: Approximate values of the aging coefficient for the age-adjusted effective modulus method in linear analysis of concrete structures (CEB model 1990 for creep), Vol. 31, Turin, 1991.
- [39] Chiorino, M.A., Lacidogna, G.: Approximate values of the relaxation function in linear creep analysis of concrete structures (CEB model 1990 for creep), Vol. 34, Turin, 1991.
- [40] Chiorino, M.A., Lacidogna, G.: Design Aids for Creep analysis of concrete structures (part III), Vol. 40, Turin, 1992.
- [41] v. Cramon-Taubadel, W.: Beitrag zur Untersuchung von Verbundbeanspruchungen in der Erhärtungsphase des Betons, *VDI Forschungsberichte*, *Diss. TU Hannover*, 1992.
- [42] CEB-Bulletin No. 136, Structural effects of time-dependent behaviour of concrete, Juni 1980.

- [43] CEB-Bulletin No. 142/142 Bis, Structural effects of time-dependent behaviour of concrete, März 1984.
- [44] CEB-Bulletin No. 199, Evaluation of time dependent behaviour of concrete, Paris, Sep. 1990.
- [45] CEB Bulletin No. 203, CEB-FIP Model Code 1990, 1991.
- [46] CEB-Bulletin No. 210, Behavior and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions inducing inelastic response, Vol. 1, 1991.
- [47] *Cornelissen, H.A.W., Reinhardt, H.W., Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading, Mag. of Concrete Research, Vol. 36, No. 129, pp. 216-226, 1984.*
- [48] DAfStb-Richtlinie zur Wärmebehandlung von Beton, Sept. 1989.
- [49] Davis, H.E. Autogenous volume change of concrete, Proc. ASTM, 40, pp. 1103 - 1112, 1940.
- [50] DBV E.V.: Merkblatt - Begrenzung der Rißbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau, September 1996.
- [51] DBV E.V.: Merkblatt - Beschränkung von Temperaturrissen im Beton, Sachstandsbericht, Oktober 1996.
- [52] DIN 4227, T.1, Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Juli 1988.
- [53] De Schutter, G., Taerwe, L.: Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete, Materials and Structures, Vol. 19, pp 335 - 344, 1996.
- [54] De Schutter, G., Taerwe, L.: Fracture energy of concrete at early ages, Materials and Structures, Vol. 30, pp 67 -71, 1997.
- [55] Dischinger, F.: Untersuchung über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken, Der Bauingenieur 18, Heft 35/36, S.539-552, Heft 39/40, S.595-621, 1937.
- [56] Dischinger, F.: Plastische und elastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken, Der Bauingenieur 20, Heft 21/22, S.286-294, Heft 31/32, S.426-437, Heft 47/48, S.563-572, 1939.
- [57] Domone, P.L.: Uniaxial tensile creep and failure of concrete, Mag. of Concrete Research, pp. 144 - 152.
- [58] Duda, H.: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung, Heft 419 DAfStb, 1991.
- [59] Eifgren, L.: Fracture Mechanics of Concrete Structures, Chapman and Hall, 1989.
- [60] Eligehausen, R., Sawade, G.: Verhalten von Beton auf Zug bei hohen Dehngradienten, in: Werkstoff und Konstruktion, Gallus Rehm zum 60. Geburtstag aus Forschung und Ingenieur Tätigkeit, 1984.
- [61] Emborg, M.: Thermal stresses in concrete structures at early ages, Doctoral Thesis, Lulea University of Technology, Sweden, 1989.
- [62] Emborg, M., Bernander, S.: Assessment of risk of thermal cracking in hardening concrete, Journal of Structural Eng., Vol. 120, No. 10, pp. 2893 - 2912, 1994.
- [63] Engelke, H.: Beitrag zur Spannungsrelaxation von Beton, Diss. Univ. Stuttgart, 1972.
- [64] Eurocode 2, (EC 2), Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1, Juni 1992.
- [65] Fahmi, H. M., Bresler, B., Polivka, M.: Prediction of creep of concrete at variable temperatures, ACI-Journal, pp. 709 - 713, Oct. 1973.

- [66] Feldmann, R.F., Sereda, P.J.: A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties, *Materials and Structures*, Vol. 1, No. 6., pp. 509 - 519, 1968.
- [67] Fleischer, W.: Einfluß des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton, *Berichte aus dem Baustoffinstitut*, Baustoffinstitut München, Januar 1992.
- [68] Fluck, P.G., Washa, G.W.: Creep of plain and reinforced concrete, *ACI Part 2*, pp. 879 ff., Dez. 1958.
- [69] Freiesleben, H., Hansen, P., Pedersen, E.J.: Maleinstrument til kontrol af betons haerding, *Nordisk Beton*, No1., pp 21-25, Stockholm, 1977.
- [70] Freudenthal, A.M., Roll, F.: Creep and creep recovery of concrete under high compressive stress, *ACI*, pp. 1111-1142, Juni 1958.
- [71] Gopalaratnam, V.S., Shah, S. P.: Softening response of plain concrete in direct tension, *ACI-Journal*, Vol. 82, No 3, pp. 310 - 323, 1985.
- [72] Grube, H.: Ursachen des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteile, *Habilitation*, Beton-Verlag, 1991.
- [73] Gutsch, A., Rostásy, F. S.: Young concrete under high tensile stresses - creep, relaxation, and cracking, in: *Thermal cracking in concrete at early ages*, Chapman & Hall, RILEM Proceedings 25, Munich, 1994.
- [74] Gutsch, A.-W., Sprenger, K.-H.: Versuche zum Werkstoffverhalten jungen Betons, *Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig*, in *iBMB Heft 128*, 1997
- [75] Hanson, J. A.: A 10-year study of creep properties of concrete, *U.S. Dep. of the Interior Bureau of Reclamation, Dever, Colorado*, 1953.
- [76] Hariri, K., Krauß, M., Onken, P.: Ultraschallmessung an jungem Beton, in *Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy*, *Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung*, Heft *iBMB 128*, TU Braunschweig, 1997.
- [77] Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons, *Beton*, S. 68 - 71, 1969.
- [78] Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.E.: Analysis of crack formation and crack growth by means of fracture mechanics and finite elements, *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, pp. 773 - 782, 1976.
- [79] Hiilsdorf, H.K., Müller, H.S.: Stoffgesetze für das Kriechen und Schwinden von Dischinger bis heute, *Spannweite der Gedanken*, Hrsg. M. Specht, Springer Verlag, Berlin, 1987.
- [80] Hiilsdorf, H. K., Rottler, S.: Kriechen von hochbelastetem jungen Beton, *Abschlußbericht zum Forschungsauftrag 346.1, DafStb*, Juli 1994.
- [81] Hordijk, D.A.: Local approach to fatigue of concrete, *Diss. TU Delft*, 1991.
- [82] Houghton, D.L.: Determining tensile strain capacity of mass concrete, *ACI-Journal*, pp 691-700, 1976.
- [83] Hua, C., Acker, P., Ehrlicher, A.: Analysis and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste, *Cement and Concrete Research*, Vol. 25. pp. 1457 - 1468, 1995.
- [84] Huckfeld, J.: Thermomechanik hydratisierenden Betons - Theorie, Numerik und Anwendung, *Diss. TU Braunschweig, Institut für Statik*, 1993.
- [85] Illston, J.M.: Components of creep in mature concrete, *ACI*, pp. 219-227, März 1968.
- [86] Illston, J.M.: The components of strain in concrete under sustained compressive stress, *Magazine of concrete research*, Vol. 17, No. 50, pp. 21-28, März 1965.

- [87] Jonasson, J.E.: Slip form construction - calculation for assessing protection against early freezing, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, No. 4, 1984.
- [88] Jordaan, J., Bažant, Z. P.: Discussion - Viscoelasticity of solidifying porous materials - concrete, Journal of Eng. Mechanics, Vol. 105, pp. 725 - 728, 1979.
- [89] Kaplan, M.F.: Strains and stresses of concrete at initiation of cracking and near failure, ACI-Journal, pp 853-880, 1963.
- [90] Keller, H.: EFA-Füller, Betonzusatzstoff nach DIN 1045, Sicher bauen mit EFA-Füller, 1990.
- [91] Knoblauch, H., Schneider, U.: Bauchemie, Werner-Verlag, 1992.
- [92] Koenders, E.: Simulation of volume changes in hardening cement-based materials, Diss. TU Delft, 1997.
- [93] Kolb, H.: Ermittlung der Sohreibung von Gründungskörpern unter horizontalem klimatischen Zwang, Diss. Universität Stuttgart, Grundbauinstitut, 1988.
- [94] Kral, S. Becker, F.: Zur Entwicklung mechanischer Betoneigenschaften im Frühstadium der Erhärtung, beton 9/76, S. 315-320, 1976.
- [95] Lacidogna, G.: Improvements to the approximate expressions for the aging coefficient of the age-adjusted effective modulus and for the relaxation function in linear creep analysis of concrete structures (CEB model 1990 for creep), No. 35, Turin, 1992.
- [96] Laube, M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Betonalter, Diss. TU Braunschweig, 1990.
- [97] Lea, F.M.: The Chemistry of Cement and Concrete, Edward Arnold Ltd., 1970.
- [98] Leonhardt, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften, Beton und Stahlbeton, S. 179-184, S. 209-215, 1985
- [99] Locher, F.W.: Erstarren und Anfangsfestigkeit von Zement, Zement-Kalk-Gips, Nr. 2, S. 53-62, 1973.
- [100] Locher, F.W., Richartz, W., Sprung, S.: Erstarren von Zement, Teil I: Zement-Kalk-Gips, S. 435-442, 10/1976, Teil II: Zement-Kalk-Gips, S. 271-277, 6/1980
- [101] Locher, F.W.: Chemie des Zementes und der Hydratationsprodukte, Zement-Taschenbuch, 1984.
- [102] Lokhorst, S. J., v. Breugel, K.: From microstructural deformation development towards prediction of macro stresses in hardening concrete, in RILEM Proceedings No. 25, 1994.
- [103] Lokhorst, S. J., v. Breugel, K.: The effect of microstructural development on creep and relaxation of hardening concrete, in RILEM Proceedings No. 22, 1993.
- [104] Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation, Berichte aus dem Baustoffinstitut, Baustoffinstitut München, Jan. 1994.
- [105] Marx, W.: Berechnung von Temperatur und Spannungen in Massenbeton infolge Hydratation, Dissertation, Universität Stuttgart, 1987.
- [106] Maslov, G.N.: Thermal stress states in concrete masses, with account of concrete creep, Izvestia Nauchno-Issledovatel skogo Instituta Gidrotekhniki, Gosenergoizdat, 28, 1940.
- [107] Matsui, K., Nishida, N., Dobashi, Y., Ushioda, K.,: Sensitivity analysis and reliability evaluations of thermal cracking in mass concrete, in: Thermal cracking in concrete at early ages, Chapman & Hall, RILEM Proceedings 25, Munich, 1994
- [108] McHenry, D.: A new aspect of creep in concrete and its application to design, Proceedings ASTM, Vol, 43, pp. 1069-1089, 1943.

- [109] Meyer, G.: Rißbreitenbeschränkung nach DIN 1045, Beton-Verlag, 1994.
- [110] Meyer, R.: Mehrachsiges Werkstoffmodell für Beton mit einheitlichem Konzept für Vor- und Nachbruchbereich, Diss. TU Braunschweig, Institut für Statik, 1991.
- [111] Mihashi, H., Takahashi, H., Wittmann, F.H.: Fracture Toughness and Fracture Energy - Test Methods for concrete and Rock, A. A. Balkema, Rotterdam, 1989.
- [112] Müller, H. S.: Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton, Diss. TH Karlsruhe, 1986.
- [113] Nagy, A., Thelandersson, S.: Material characterization of young concrete to predict thermal stresses, in: Thermal cracking in concrete at early ages, RILEM Proceedings No. 25, München 1994.
- [114] Nagy, A.: Cracking of concrete structures due to early thermal deformations, Doctoral Thesis, Lund Institute of Technology, Sweden, 1994.
- [115] Neck, U.: Auswirkungen der Wärmebehandlung auf Festigkeit und Dauerhaftigkeit von Beton, beton 12, S. 488 - 493, 1988
- [116] Neville, A.M.: Creep of concrete: Plain, reinforced and prestressed, North-Holland publishing company, Amsterdam, 1970.
- [117] Nielsen, L.F.: Kriechen und Relaxation des Betons, Beton- und Stahlbetonbau, S. 272-275, Nov. 1970.
- [118] Nolting, E.H.: Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und Wärmehdehnzahlen junger Betone, Diss. TU Hannover, 1989.
- [119] Nowacki, W.: Theorie des Kriechens - Lineare Viskoelastizität, Warschau, 1963.
- [120] Odler, I.: Strength of cement (final report), Materials and Structures, Vol. 24, pp 143-157, 1991.
- [121] Oluokun, F.A., Burdette, E.G., Deatherage, J.H.: Elastic modulus, poisson's ratio and compressive strength relationships at early ages, ACI Materials Journal, pp. 3-10, 1991.
- [122] Oluokun, F.A., Burdette, E.G., Deatherage, J.H.: Splitting tensile strength and compressive strength relationship at early ages, ACI Materials Journal, pp. 115-121, 1991.
- [123] Oluokun, F.A.: Prediction of concrete tensile strength from its compressive strength: Evaluation of existing Relations for normal weight concrete, ACI Materials Journal, pp. 302-309, 1991.
- [124] Petersson, P.E.: Fracture Energy of concrete - Method of determination, Cement and Concrete Research, Vol. 10, pp. 79 - 89, 1980.
- [125] Raiss, M.E., Dougill, J.W., Newmann, J.B., Development of fracture process zone in concrete, Mag. of Concrete Research, pp. 193 - 202, 1990.
- [126] Rastrup, E.: Heat of hydration in concrete, Magazine of Concrete Research, 1954.
- [127] Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.W.A.: Zeitstandzugversuche an Beton, Baustoffe 85, Bauverlag, Wiesbaden, S. 162-167, 1985.
- [128] Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W.: Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading, Cement and Concrete Research, Vol. 14, pp. 263-270, 1984.
- [129] Reinhardt, H.W.: Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete, Heron, Vol. 29, No. 2, TU Delft, 1984.
- [130] Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., Tensile tests and failure analysis of concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 11, pp. 2462-2477, 1986.
- [131] Ross, A.D.: Concrete creep data, The Structural Engineer, Vol. 15, No. 8, 1937.
- [132] Ross, A.D.: Creep of concrete under variable stress, ACI, pp. 739-758, März 1958.

- [133] Rostásy, F.S., Alda, W.: Untersuchung über das rheologische Verhalten von jungem Beton unter einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung, Stuttgart, 1976.
- [134] Rostásy, F.S., Gutsch, A.: Einfluß der Erhärtungsgeschichte und der Spannungen infolge Hydratationswärme auf die wirksame Zugfestigkeit und das Verformungsverhalten jungen Betons, Arbeitsberichte zum DFG-SPP "Bewehrte Betonbauteile unter Betriebsbedingungen", 1991, 1993 und 1995.
- [135] Rostásy, F.S., Henning, W.: Zwang und Rißbildung in Wänden auf Fundamenten, Heft 407 DAfStb, 1990.
- [136] Rostásy, F. S., Gutsch, A., Laube, M.: Creep and relaxation of concrete at early ages - experiments and mathematical modeling, in Creep and shrinkage of concrete, Chapman & Hall, RILEM Proceedings 22, Barcelona 1993.
- [137] Rostásy, F.S., Laube, M.: Verformungsverhalten und Eigenspannungsrißbildung von jungem Beton, Forschungsbericht zum DFG Vorhaben Ro 288/22-1, 1988.
- [138] Rostásy, F.S., Laube, M., Onken, P.: Zur Kontrolle früher Temperaturrisse in Betonbauteilen, Bauingenieur 68, S. 5 - 14, 1993.
- [139] Rostásy, F.S., Onken, P.: Konstruktives Stoffmodell für jungen Beton, Braunschweig, 1994.
- [140] Rostásy, F.S., Onken, P.: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang, Forschungsbericht, April 1992, oder Heft 449 DAStb, 1995.
- [141] Rostásy, F.S., Onken, P.: Neue Entwicklungen zur Kontrolle früher Temperaturrisse in massigen Betonbauteilen, Vorträge Betontag 1995, Hamburg, Deutscher Beton-Verein E.V., Wiesbaden, S. 360-377, 1995
- [142] Rostásy, F.S., Teichen, K.Th., Engelke, H.: Beitrag zur Klärung des Zusammenhanges von Kriechen und Relaxation bei Normalbeton, Stuttgart, 1971.
- [143] Rostásy, F.S.: Planungswerkzeug zur Beherrschung der Temperaturrißbildung in dicken Stahlbetonbauteilen - Ansätze für die Mindestbewehrung, Vorträge der DBV-Arbeitstagung "Forschung" am 07.11.1996 in Wiesbaden, Deutscher Beton-Verein, S. 44-51, 1996.
- [144] Rüschi, H., Jungwirth, D.: Stahlbeton-Spannbeton, Band 2, Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke, Werner-Verlag, Düsseldorf, 1976.
- [145] Rüschi, H.: Die Ableitung der charakteristischen Werte der Betonzugfestigkeit, Beton S. 55 - 58, 1975.
- [146] Saul, A.G.A.: Principles underlying the steam curing of concrete at atmospheric pressure, Magazine of Concrete Research, 1951.
- [147] Schade, D.: Einige eindimensionale Ansätze zur Berechnung des Kriechens und der Relaxation von Betontragwerken, Beton- und Stahlbetonbau, S.63-67, März 1972.
- [148] Schießl, P: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite, in Heft 400, DAStb, 1989.
- [149] Schöppel, K., Springenschmid, R.: The effect of thermal deformation, chemical shrinkage and swelling on restraint stresses in concrete at early ages, in: Thermal cracking in concrete at early ages, RILEM Proceedings 25, München, Okt. 1994.
- [150] Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, Dissertation TU Braunschweig, iBMB, 1997.
- [151] Sellevold, E., Bjoentegaard, O., Justness, H., Dahl, P.A.: High performance concrete: early volume change and cracking tendency, RILEM Proceedings 25, München, Okt. 1994.
- [152] Setter, N., Roy, D.M.: Mechanical features of chemical shrinkage of cement paste, Cement and Concrete Research, Vol. 8, 623 - 634, 1978.

- [153] Shen, J.-H.: Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung, Heft 432 DAfStb, 1992.
- [154] Springenschmid, R.: Avoidance of thermal cracking in concrete at early ages, RILEM TC - 119 TCE, General reports, Technical recommendations (Drafts), State of the art reports (Drafts), München, Okt. 1994.
- [155] Springenschmid, R.: Thermal cracking in concrete at early ages, RILEM Proceedings 25, München, Okt. 1994.
- [156] Smith, D. M., Hammons, M. I.: Creep of mass concrete at early ages, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 5., No. 3, 1993.
- [157] Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton, Dissertation, Universität-Gesamthochschule-Essen, 1993.
- [158] Stolte, A.: Die Bedeutung des Hydratationsgrades für den Baustoff Beton und seine experimentelle Ermittlung, Diplomarbeit, iBMB, TU Braunschweig, 1993.
- [159] Straub, L.G.: Plastic flow in concrete arches, Proceedings ASCE, 1931.
- [160] Shank, J.R.: The plastic flow on concrete, Ohio State University, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 91, 1935.
- [161] Sylla, H.-M.: Reaktionen im Zementstein durch Wärmebehandlung, beton 11, S. 440 - 454, 1988.
- [162] Taylor, H.F.W.: Modification of the Bogue calculation, Advances in Cement Research, No. 6, pp. 73-77, 1989.
- [163] Taylor, H.F.W.: Cement Chemistry, Academic Press Ltd., 1990.
- [164] Tasdemir, M.A., Lydon, F.D., Barr, B.I.G.: The tensile strain capacity of concrete, Mag. of Concrete Research, Vol. 48, pp. 211-218, 1996.
- [165] Thielen, G., Grube, H.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen im Beton, Beton- und Stahlbetonbau, S. 161-167, 1990.
- [166] Thielen, G., Hintzen, W.: Maßnahmen zur Vermeidung von Rissen in Tunnelinnenschalen aus Ortbeton, beton, S. 522-526, S. 600-606, 1994.
- [167] Trost, H., Cordes, H., Abele, G.: Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton, DAfStb, Heft 295, 1978.
- [168] Trost, H.: Auswirkungen des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Spannbeton, Beton- und Stahlbetonbau, S.261-269, Nov. 1967.
- [169] Trost, H.: Spannungs-Dehnungs-Gesetz eines viskoelastischen Festkörpers wie Beton und Folgerungen für Stabtragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Beton, Juni 1966.
- [170] Tsubaki, T.: Sensitivity of factors in relation to prediction of creep and shrinkage of concrete, in: Creep and shrinkage of concrete, RILEM Proceedings 22, Barcelona (Spanien), Sept. 1993.
- [171] Tsubaki, T.: Uncertainty of prediction, in: Creep and shrinkage of concrete, RILEM Proceedings 22, Barcelona (Spanien), Sept. 1993.
- [172] Volterra, V.: Lecons sur les Fonctions de Ligne, Gauthier-Villars, Paris, 1913, and Theory of functionals and of integral and intergro-differential equations, Dover, New York, 1959.
- [173] Wagner, O.: Das Kriechen unbewehrten Betons, Heft 131, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Berlin, 1958.
- [174] Weigler, H., Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchung-Festigkeit-Verformung, Betonwerk+Fertigteil-Technik, Teil 1, S. 392-401 und Teil 2, S.481-484, 1974.

- [175] Weigler, H., Karl, S.: Kriechen des Betons bei frühzeitiger Belastung, Creep of concrete under early loading - influence of the rate of hardening of the cement, Betonteil + Fertigwerk-Technik, S.519-522, Sept. 1981.
- [176] Weigler, H, Bielak, E.: Das Tragverhalten von Beton - Einfluß der Festigkeit und der Erhärtingsbedingungen, DAFStb Heft 386, 1987.
- [177] Wierig, H.-J.: Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften von "grünen" und "jungem" Betonen und denen des Festbetons, beton, 1971, S.445-448,487-490.
- [178] Wierig, H.-J.: Kriechen und Relaxation - Verhalten von jungem Beton, beton, 1988, S. 17-20.
- [179] Wierig, H.-J., Gollasch, E.: Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton, Institut für Baustoffkunde, Universität Hannover, Heft 47, 1982.
- [180] Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen, Betontechnische Berichte, S. 21-58, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1964.
- [181] Wischers, G., Dahms, J.: Untersuchungen zur Beherrschung von Temperaturrissen in Brückenwiderlagern durch Raum- und Scheinfugen, Betontechnische Berichte, S. 145-175, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1968.
- [182] Wittmann, F. H.: Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins, Heft 232 DAFStb, 1974.
- [183] Wittmann, F. H.: Über den Zusammenhang von Kriechverformung und Spannungsrelaxation des Betons, Beton- und Stahlbetonbau, S.63-65, März 1971.
- [184] Wittmann, F. H., Setzer, M.: Vergleich einiger Kriechfunktionen mit Versuchsergebnissen, Cement and Concrete Research, Vol. 1, pp. 679 - 690, 1971.
- [185] Wolinski, S, Hordijk, D.A., Reinhardt, H.W., Cornelissen, H.A.W.: Influence of aggregate size on fracture mechanics parameters of concrete, The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 9, No. 2, pp. 95 - 103, 1987.
- [186] Yamazaki, M., Miyashita T., Morikawa, H.: Creep analysis on thermal stress of mass concrete, KaTRI Report, No. 101, Tokyo, 1994.
- [187] Yankelevsky, D.Z., Reinhardt, H.W.: Response of plain concrete to cyclic tension, ACI Materials Journal, pp. 365-373, 1987.
- [188] Yue, L. L.: Creep recovery of plain concrete under uniaxial compression, Diss. Universität Gent, 1992.
- [189] Zerna, W., Trost, H.: Rheologische Beschreibungen des Werkstoffes Beton, Beton- und Stahlbetonbau, S.165-171, Juli 1967.

ANLAGEN

Anlagenverzeichnis

Anlage A-1

- A-1.1 Tab.: Chemische Zementanalyse
A-1.2 Bilder: Lasergrannulometrische Korngrößenanalyse der Zemente

Anlage A-2

- A-2.1 Tab.: Adiabatische Kalorimeterversuche
A-2.2 Bilder: Gemessene adiabatische Temperaturerhöhungen über der Zeit
A-2.3 Bilder: Hydratationsgrad über dem wirksamen Betonalter, HOZ- und GB-Beton

Anlage A-3

- A-3.1 Tab.: Versuchsserien zur Bestimmung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften und zugehörige Regressionsparameter
A-3.2 Bilder: Entwicklung der zentrischen Zug- und Druckfestigkeit in Abhängigkeit des Hydratationsgrads
A-3.3 Bilder: Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit in Abhängigkeit des Hydratationsgrads der Grundgesamtheit beim HOZ-Beton
A-3.4.1 Bilder: Vergleich von gemessener und berechneter zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeiten beim HOZ-Beton
A-3.4.2 Bilder: Entwicklung von zentrischer Zugfestigkeit und Druckfestigkeit im Modell sowie Standardabweichung bei Ansatz der Regressionsparameter des HOZ-Betons
A-3.4.3 Bilder: Vergleich der Variationskoeffizienten von Meß- und Rechenwerten der zentrischen Zug- und Druckfestigkeit mit dem HOZ-Beton
A-3.5.1 Bilder: Häufigkeitsverteilungen von gemessenen Hydratationsgraden
A-3.5.2 Bilder: Häufigkeitsverteilungen von gemessenen zentrischen Zugfestigkeiten
A-3.5.3 Bilder: Häufigkeitsverteilungen von gemessenen Druckfestigkeiten
A-3.6 Bilder: Elastizitätsmodul in Abhängigkeit des Hydratationsgrads HOZ- und GB-Beton

Anlage A-4

- A-4.1 Tab.: **Ergebnisse der Kerbzugversuche**
- A-4.2 Bilder: **Vollständige Zugspannung-Dehnungslinien der Kerbzugversuche**
- A-4.3 Bilder: **Bruchenergie in Abhängigkeit des Hydratationsgrads beim HOZ-Beton**
- A-4.4 Bilder: **Gemessene bezogene Spannung in Abhängigkeit der Rißöffnung**
- A-4.5 Bilder: **Vollständige Zugspannung- Dehnungslinien in Versuch (Punkte) und Modell (Linien); Länge der Rißprozeßzohne $l_{pr} = 30 \text{ mm}$**

Anlage A-5

- A-5.1 Tab.: **Übersicht über die Zugkriech- und Zugrelaxationsversuche**
- A-5.2 Bilder: **Zugkriechversuche bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, isotherm, PZ-Beton**
- A-5.3 Bilder: **Zugrelaxationsversuche bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, isotherm, PZ-Beton**
- A-5.4 Bilder: **Zugkriechversuche bei $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$, isotherm, PZ-Beton**
- A-5.5 Bilder: **Zugrelaxationsversuche bei $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$, isotherm, PZ-Beton**
- A-5.6 a Bilder: **Gemessene Kriechfunktionen des PZ-Betons bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, (isoth.) mit unterschiedlichem Hydratationsgrad bei Erstbelastung α_1**
- A-5.6 b Bilder: **Gemessene Relaxationsfunktionen des PZ-Betons bei $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, (isoth.) mit unterschiedlichem Hydratationsgrad bei Erstbelastung α_1**
- A-5.6 c Bilder: **Gemessene Kriechfunktionen des PZ-Betons bei $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$, (isoth.) mit unterschiedlichem Hydratationsgrad bei Erstbelastung α_1**
- A-5.6 d Bilder: **Gemessene Relaxationsfunktionen des PZ-Betons bei $T = 40 \text{ }^\circ\text{C}$, (isoth.) mit unterschiedlichem Hydratationsgrad bei Erstbelastung α_1**
- A-5.7 Bilder: **Zugkriechversuche im Post-Peak-Bereich**
- A-5.8 Bilder: **Zugrelaxationsversuche im Post-Peak-Bereich**
- A-5.9 Bilder: **Stufenkriech- und Stufenrelaxationsversuche - Versuchsergebnisse und Modell**

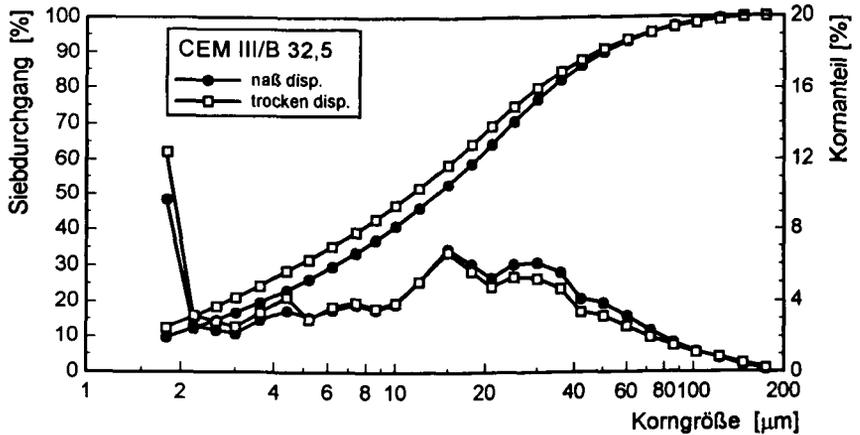
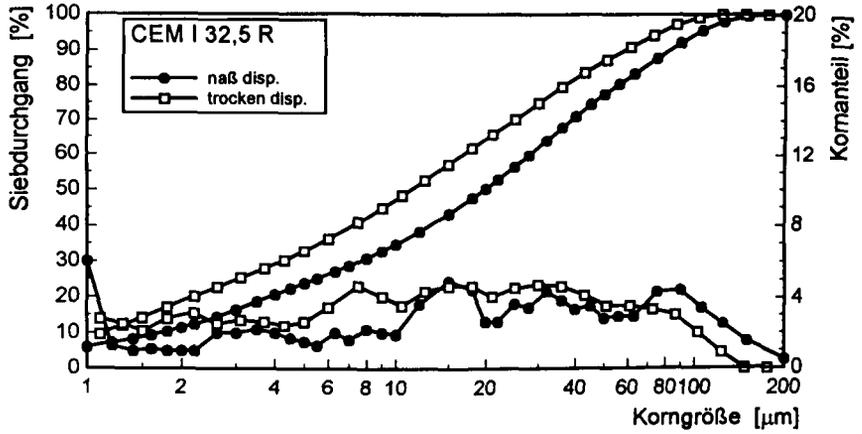
PZ-Beton		Glühver	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Freikalk
		%												
naß-chem/11.91			63.85	22.52	4.84	2.74	2.74	0.67	0.23	44.48	31.02	8.19	8.34	0.95
4.91		1.74	64.59	20.49	5.51	1.86	3.37	0.85	0.23	57.88	15.09	11.46	5.66	0.95
naß-chem/11.91		2.45	63.16	22.11	4.63	1.68	3.26	0.71	0.25	46.23	28.53	9.43	5.11	0.95
8.92		1.68	65.65	21.07	4.92	1.56	3.09	0.73	0.29	62.98	12.91	10.40	4.75	0.95
RFA/4.94		0	63.36	22.60	5.23	1.58	2.72	0.80	0.21	40.97	33.90	11.19	4.81	0.95
naß-chem/4.94		1.97	65.85	22.52	4.84	2.74	2.74	0.67	0.23	52.62	24.88	8.19	8.34	0.95
naß-chem/8.96		1.96	65.19	21.01	4.80	1.79	2.85	1.07	0.28	62.72	12.93	9.69	5.45	0.95
1/94		1.6	64.47	20.98	5.50	1.77	2.87	0.80	0.26	55.29	18.45	11.58	5.39	0.95
2/94		1.65	64.74	20.85	5.50	1.75	2.78	0.81	0.19	57.66	16.29	11.62	5.33	0.95
3/94		1.96	64.48	20.88	5.49	1.81	2.88	0.81	0.18	56.07	17.57	11.49	5.51	0.95
4/94		2.01	64.63	20.82	5.34	1.75	2.94	0.77	0.17	58.06	15.90	11.19	5.33	0.95
5/94		2.13	64.46	21.00	5.43	1.87	3.00	0.79	0.18	55.05	18.69	11.23	5.69	0.95
6/94		1.78	64.43	21.20	5.51	1.87	3.02	0.82	0.21	52.82	20.95	11.44	5.69	0.95
7/94		1.64	64.62	21.01	5.59	1.85	2.97	0.83	0.26	54.67	19.00	11.69	5.63	0.95
8/94		1.68	65.12	21.30	5.57	1.77	2.51	0.81	0.26	56.06	18.79	11.77	5.39	0.95
9/94		1.53	64.70	21.58	5.43	1.68	2.61	0.77	0.26	53.00	21.89	11.55	5.11	0.95
10/94		1.21	64.62	21.02	5.65	1.82	2.75	0.83	0.27	54.86	18.89	11.90	5.54	0.95
1/96		1.8	64.71	21.72	5.53	1.22	3.07	0.78	0.16	50.65	24.07	12.59	3.71	0.95
2/96		1.79	64.71	21.77	5.51	1.21	3.03	0.77	0.16	50.54	24.30	12.56	3.68	0.95
3/96		1.79	64.38	22.13	5.44	1.23	3.01	0.76	0.17	46.96	28.03	12.34	3.74	0.95
4/96		1.89	64.28	22.00	5.56	1.30	2.95	0.76	0.18	46.80	27.78	12.54	3.96	0.95
5/96		1.97	64.55	21.72	5.66	1.27	3.04	0.78	0.17	49.14	25.21	12.85	3.86	0.95
6/96		2.09	64.71	21.51	5.50	1.23	3.14	0.78	0.18	52.24	22.27	12.50	3.74	0.95
7/96		2.05	64.65	21.40	5.45	1.24	2.95	0.76	0.16	53.69	20.86	12.35	3.77	0.95
8/96		2.09	64.70	21.31	5.60	1.54	2.97	0.79	0.23	53.09	21.06	12.24	4.69	0.95
9/96		2.16	64.63	20.87	5.84	1.55	3.04	0.81	0.25	54.32	18.86	12.86	4.72	0.95
10/96		1.85	65.28	20.91	5.76	1.61	2.85	0.82	0.23	57.66	16.46	12.54	4.90	0.95
11/96		1.84	64.74	21.30	5.76	1.64	3.09	0.80	0.25	51.77	22.02	12.49	4.99	0.95

A-1.1

Tab. A-1.1: Chemische Analysen und Klinkerphasen der Zemente nach Bogue

HOZ-Beton															
				CaO	SiO2	Al2O3	Fe2O	SO3	K2O	Na2O	C3S	C2S	C3A	C4AF	HUS [%]
4/91											58.40	13.80	11.60	5.80	73.00
8/91				63.36	22.60	5.23	1.58	2.72	0.80	0.21	40.97	33.90	11.19	4.81	73.00
5/93				64.47	20.98	5.50	1.77	2.87	0.80	0.26	55.29	18.45	11.58	5.39	73.00
2/94				64.74	20.85	5.50	1.75	2.78	0.81	0.19	57.66	16.29	11.62	5.33	73.00
10/94				64.62	21.02	5.65	1.82	2.75	0.83	0.27	54.86	18.89	11.90	5.54	73.00
7/96				66.23	21.75	5.21	2.28	1.17	0.27	0.88	62.67	15.09	9.95	6.94	66.00
8/96				67.11	21.99	5.41	2.05	1.17	0.31	0.78	63.41	15.22	10.87	6.24	67.00
9/96				67.00	21.83	5.53	2.24	1.29	0.31	0.77	62.76	15.25	10.87	6.82	65.00
10/96				67.20	21.88	5.03	2.19	1.17	0.36	0.77	66.97	12.22	9.63	6.66	67.00
11/96				67.21	22.11	5.35	2.12	0.95	0.30	0.83	63.84	15.24	10.59	6.45	66.00
															HUS: Hüttensand
GB-Beton															
				CaO	SiO2	Al2O3	Fe2O	SO3	K2O	Na2O	C3S	C2S	C3A	C4AF	Freikalk
naß-chem				65.33	24.49	2.31	2.85	2.05	0.00	0.00	54.33	29.24	1.30	8.67	0.70
Werk				68.00	25.00	3.00	2.40	2.10	0.80	0.21	57.19	28.54	3.89	7.30	0.70
											57	25	4	7	0.70

A-1.1



Tab. A-2.1.1 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter der Modelle, PZ-Beton

Datum	T _{c0} [°C]	meas ΔT _{ad} [K]	meas ΔT _{ad} (120 h) [K]	max ΔT _{ad} [K]	t _k [h]	c ₁ [-]
01.06.92	20,0	42,3	42,0	50,89	13,18182	-1,12358
15.06.92	21,0	36,6	36,6	50,89	15,48128	-0,94720
22.06.92	19,8	42,4	41,4	50,89	13,98787	-1,09565
23.11.92	18,0	42,4	42,0	51,10	10,41223	-1,12467
15.01.93	18,2	47,4	47,2	51,10	12,39367	-1,56275
03.03.93	17,4	48,5	48,5	51,10	12,08654	-1,46118
10.03.93	18,5	43,5	43,5	51,10	9,95057	-1,22272
13.10.93	20,9	44,3	43,6	51,10	12,37602	-1,17793
13.12.93	20,8	39,3	39,2	51,10	12,53228	-0,94090
09.03.94	18,3	42,6	42,5	50,50	11,09954	-1,20452
28.03.94	17,8	43,9	43,4	50,50	12,47132	-1,24197
11.04.94	18,1	41,9	41,8	50,50	10,90063	-1,13923
25.04.94	19,1	43,6	43,2	50,50	11,24360	-1,22152
09.05.94	19,4	37,8	37,8	50,50	12,32010	-1,07936
06.06.94	20,7	43,3	43,3	50,50	10,89263	-1,13587
03.08.94	25,9	37,9	37,9	50,56	14,18051	-0,93663
24.08.94	21,6	38,0	37,7	50,56	11,53910	-0,94846
09.11.94	20,2	33,6	33,6	50,56	14,32693	-0,77556
25.03.96	19,0	40,1	39,9	50,17	12,33823	-1,10180
Mittelwert					12,3008	-1,1285
Standardabweichung					1,4471	0,18321

Tab. A-2.1.2 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter der Modelle, PZ-Beton mit Modifikation

Datum		T _{c0} [°C]	meas ΔT _{ad} [K]	meas ΔT _{ad} (120h) [K]	max ΔT _{ad} [K]	t _k [h]	c ₁ [-]
21.11.94	0,4 % VZ	19,5	36,8	36,8	50,86	17,59117	-1,03707
28.11.94	0,7 % VZ	21,0	39,6	39,5	50,86	23,84217	-1,34431
05.12.94	330 kg PZ	19,2	48,3	48,3	64,26	14,07301	-0,97812
12.12.94	400 kg PZ	20,4	54,1	54,1	81,27	15,67923	-0,76096
19.12.94	0,4 % VZ	20,8	36,7	36,6	50,86	20,38438	-1,06249

Tab. A-2.1.3 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter der Modelle, HOZ-Beton

Datum	T_{c0} [°C]	meas ΔT_{ad} [K]	meas ΔT_{ad} (120 h) [K]	max ΔT_{ad} [K]	t_k [h]	c_1 [-]
08.04.91	20,4	36,9	36,1	49,58	19,01712	-0,97439
22.04.91	20,6	38,0	32,9	49,58	16,91528	-1,08305
23.07.92	24,0	44,4	44,4	49,58	15,27093	-1,30797
28.07.92	22,3	46,3	43,5	49,58	16,26543	-1,33866
18.08.92	20,1	47,3	45,3	49,58	16,09752	-1,28926
07.06.93	22,1	39,8	39,7	49,35	16,19731	-1,18937
06.07.93	22,8	34,4	34,4	49,35	14,17613	-0,90747
Mittelwert					16,2771	-1,1529
Standardabweichung					1,49333	0,1685

Tab. A-2.1.4 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter der Modelle, GB-Beton

Datum	T_{c0} [°C]	meas ΔT_{ad} [K]	meas ΔT_{ad} (120 h) [K]	max ΔT_{ad} [K]	t_k [h]	c_1 [-]
25.01.93	20,0	41,5	-	51,09	9,22945	-1,56949
08.02.93	17,3	44,8	44,7	51,09	10,41248	-1,49718
17.02.93	18,2	41,6	41,2	51,09	8,75280	-1,42163

Tab. A-2.1.1 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter
der Modelle, PZ-Beton

Datum	T _{c0} [°C]	meas ΔT _{ad} [K]	meas ΔT _{ad} (120 h) [K]	max ΔT _{ad} [K]	t _k [h]	c ₁ [-]
01.06.92	20,0	42,3	42,0	50,89	13,18182	-1,12358
15.06.92	21,0	36,6	36,6	50,89	15,48128	-0,94720
22.06.92	19,8	42,4	41,4	50,89	13,98787	-1,09585
23.11.92	18,0	42,4	42,0	51,10	10,41223	-1,12467
15.01.93	18,2	47,4	47,2	51,10	12,39367	-1,56275
03.03.93	17,4	48,5	48,5	51,10	12,08654	-1,46118
10.03.93	18,5	43,5	43,5	51,10	9,95057	-1,22272
13.10.93	20,9	44,3	43,6	51,10	12,37602	-1,17793
13.12.93	20,8	39,3	39,2	51,10	12,53228	-0,94090
09.03.94	18,3	42,6	42,5	50,50	11,09954	-1,20452
28.03.94	17,6	43,9	43,4	50,50	12,47132	-1,24197
11.04.94	18,1	41,9	41,8	50,50	10,90063	-1,13923
25.04.94	19,1	43,6	43,2	50,50	11,24360	-1,22152
09.05.94	19,4	37,8	37,8	50,50	12,32010	-1,07936
06.06.94	20,7	43,3	43,3	50,50	10,89263	-1,13587
03.08.94	25,9	37,9	37,9	50,56	14,18051	-0,93663
24.08.94	21,6	38,0	37,7	50,56	11,53910	-0,94846
09.11.94	20,2	33,6	33,6	50,56	14,32693	-0,77556
25.03.96	19,0	40,1	39,9	50,17	12,33823	-1,10160
Mittelwert					12,3008	-1,1285
Standardabweichung					1,4471	0,16321

Tab. A-2.1.2 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter
der Modelle, PZ-Beton mit Modifikation

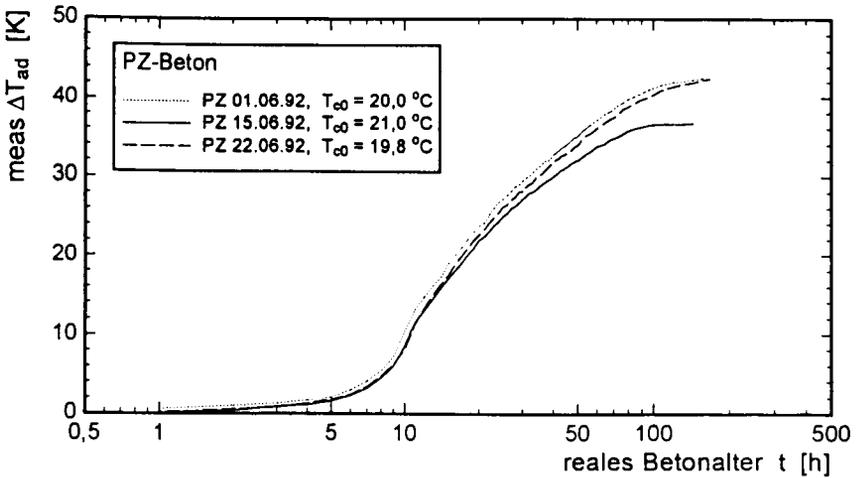
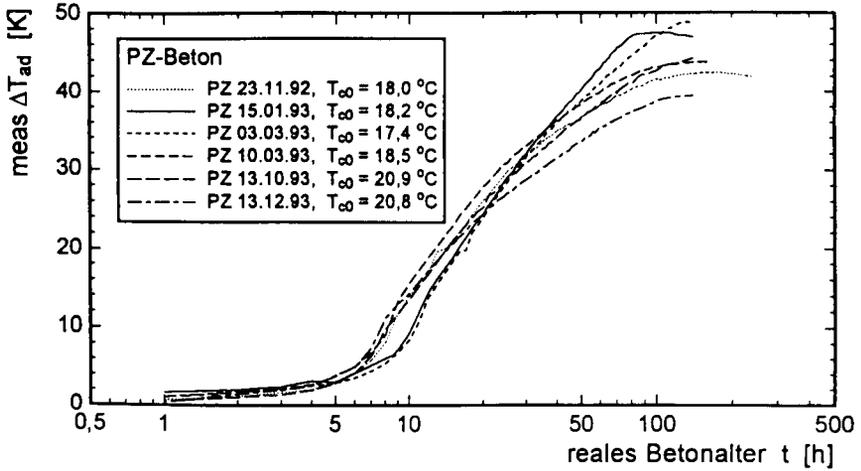
Datum		T _{c0} [°C]	meas ΔT _{ad} [K]	meas ΔT _{ad} (120h) [K]	max ΔT _{ad} [K]	t _k [h]	c ₁ [-]
21.11.94	0,4 % VZ	19,5	36,8	36,8	50,86	17,59117	-1,03707
28.11.94	0,7 % VZ	21,0	39,6	39,5	50,86	23,84217	-1,34431
05.12.94	330 kg PZ	19,2	48,3	48,3	64,26	14,07301	-0,97812
12.12.94	400 kg PZ	20,4	54,1	54,1	81,27	15,67923	-0,76096
19.12.94	0,4 % VZ	20,8	36,7	36,6	50,86	20,38438	-1,06249

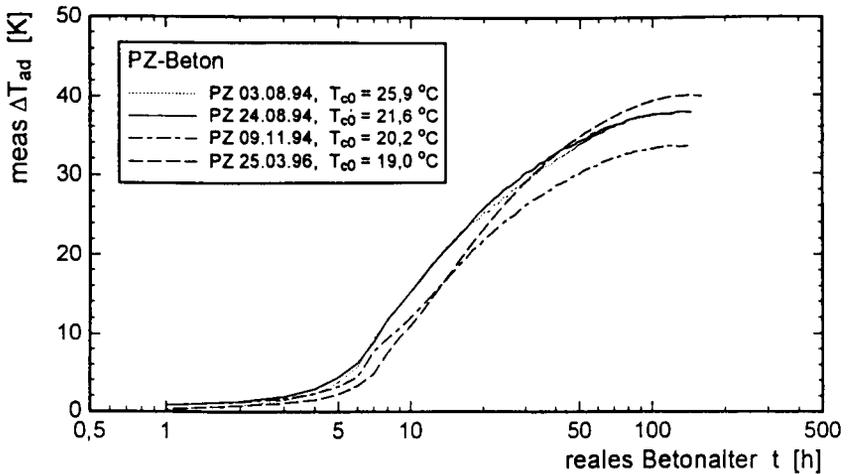
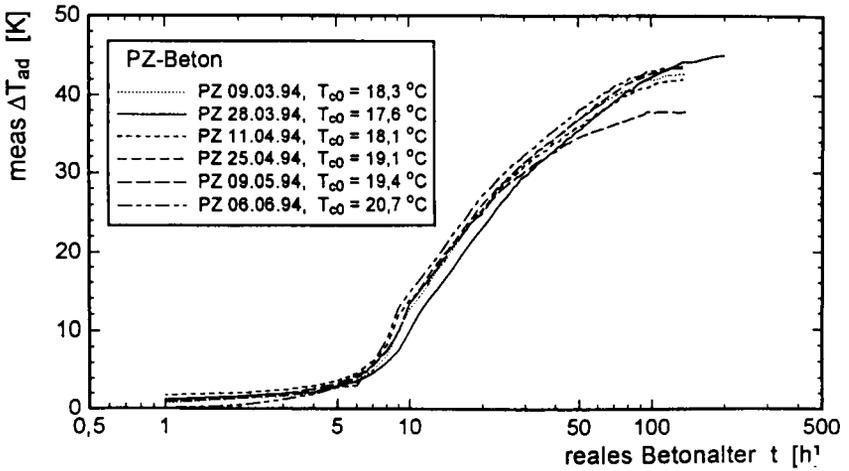
Tab. A-2.1.3 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter der Modelle, HOZ-Beton

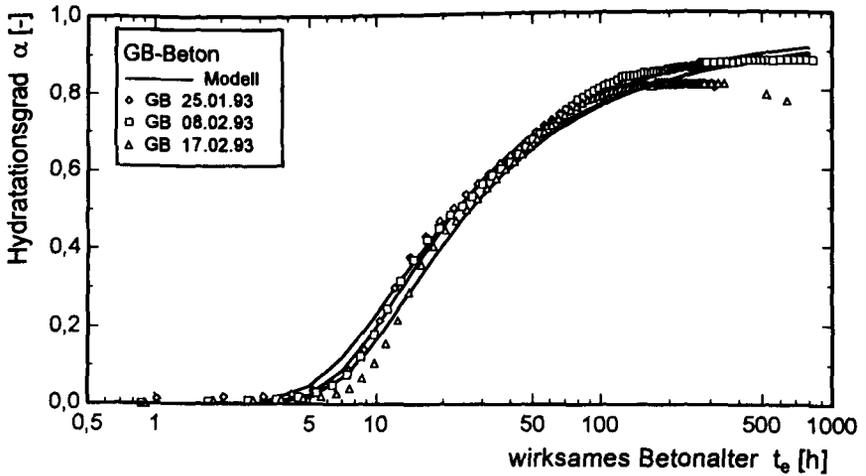
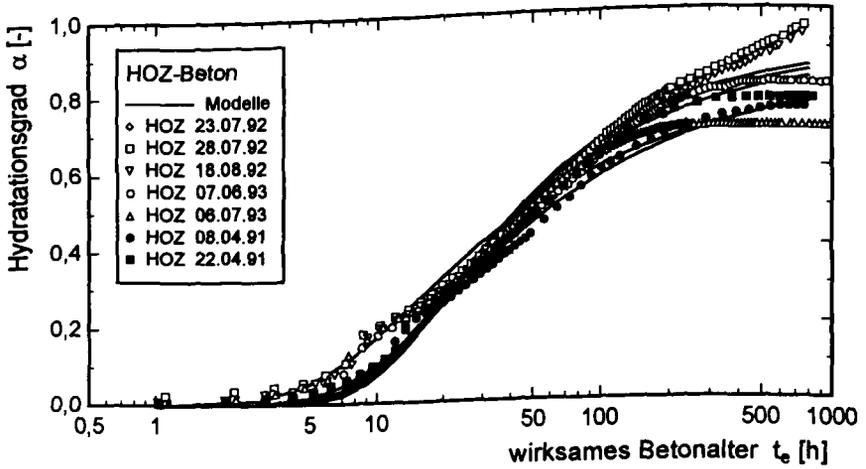
Datum	T_{c0} [°C]	meas ΔT_{ad} [K]	meas ΔT_{ad} (120 h) [K]	max ΔT_{ad} [K]	t_k [h]	c_1 [-]
08.04.91	20,4	36,9	36,1	49,58	19,01712	-0,97439
22.04.91	20,6	38,0	32,9	49,58	18,91528	-1,08305
23.07.92	24,0	44,4	44,4	49,58	15,27093	-1,30797
28.07.92	22,3	46,3	43,5	49,58	16,26543	-1,33868
18.08.92	20,1	47,3	45,3	49,58	16,09752	-1,28926
07.06.93	22,1	39,8	39,7	49,35	16,19731	-1,18937
06.07.93	22,8	34,4	34,4	49,35	14,17613	-0,90747
Mittelwert					16,2771	-1,1529
Standardabweichung					1,49333	0,1685

Tab. A-2.1.4 Adiabatische Kalorimeterversuche - Meßwerte und Regressionsparameter der Modelle, GB-Beton

Datum	T_{c0} [°C]	meas ΔT_{ad} [K]	meas ΔT_{ad} (120 h) [K]	max ΔT_{ad} [K]	t_k [h]	c_1 [-]
25.01.93	20,0	41,5	-	51,09	9,22945	-1,56949
08.02.93	17,3	44,8	44,7	51,09	10,41248	-1,49718
17.02.93	18,2	41,6	41,2	51,09	8,75260	-1,42163







Tab. A-3.1: Versuchsserien zur Bestimmung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften und zugehörige Regressionsparameter

Datum	adiab. Vers.	Lagerung	α_0 [-]	$f_{\alpha}(\alpha=1)$ [N/mm ²]	$f_c(\alpha=1)$ [N/mm ²]	Besonderheit
PZ-Beton						
11.11.91	-	TG 1	0,03527	3,3678	42,0002	-
24.02.93	-	TG 1 / TG 2	0,010463	2,4216	40,96128	-
25.10.93	-	TG 1	R. m. 22.11.93			-
08.11.93	-	TG 1	R. m. 22.11.93			-
22.11.93	-	TG 1	0,277811	3,48579	46,2836	-
13.12.93	ja	TG 1,	0,25269	3,48722	64,6254	$t_1 = 15 \text{ h}, 365 \text{ d}$
17.01.94	-	TG 1 / TG 2	0,26857	3,01432	53,3692	$t_1 = 365 \text{ d}$
27.01.94	-	TG 1 / TG 2	R. m. 17.01.94			
09.02.94	-	TG 1 / TG 2	R. m. 23.02.94			$t_1 = 365 \text{ d}$
23.02.94	-	TG 1 / TG 2	0,25248	3,3005	52,7700	-
09.03.94	ja	TG 1 / TG 2	0,17086	2,8208	41,3487	-
28.03.94	ja	TG 1 / TG 2	0,16026	2,6846	36,0239	-
11.04.94	ja	TG 1 / TG 2	0,23104	2,82146	49,4797	$t_1 = 365 \text{ d}$
09.05.94	ja	TG 1 / TG 2	0,24666	3,14085	45,2376	$t_1 = 365 \text{ d}$
Grundgesamt- heit		-				
5 %			0,1995	3,005	47,89	
95 %			0,1753	2,932	46,63	
			0,2238	3,076	49,15	
PZ- Modifikation						
19.12.94	ja	TG 1	0,02321	2,94255	47,5319	0,4 % VZ
28.11.94	ja	TG 1	0,08955	3,0001	40,7402	0,7 % VZ
05.12.94	ja	TG 1	0,25992	3,32162	60,4039	330 kg PZ
12.12.94	ja	TG 1	0,13777	4,67322	83,2537	400 kg PZ
HOZ-Beton						
08.04.91	-	TG 1	0,41058	3,65170	63,1491	-
22.04.91	-	TG 1	0,37705	4,20207	78,0109	-
07.06.93	ja	TG 1	0,32750	2,24920	47,3669	-
GB-Beton						
G25.01.93	ja	TG 1	0,094431	3,9422	66,00869	-

TG 1:

Temperaturgeschichte 1, s. Bild 3.9

TG 2:

Temperaturgeschichte 2, s. Bild 3.9

VZ:

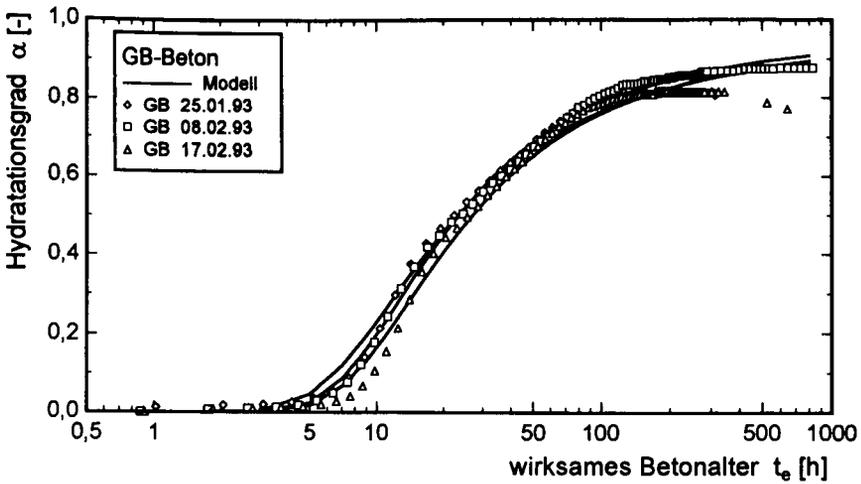
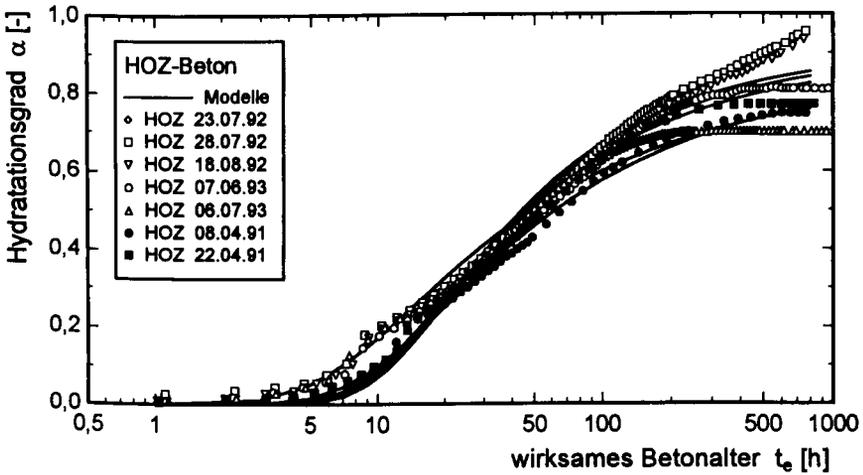
Verzögerer

 $t_1 = 365 \text{ d}$:

Kurzzeitversuche im Erstbelastungsalter von 365 Tagen

R. m. 17.01.94:

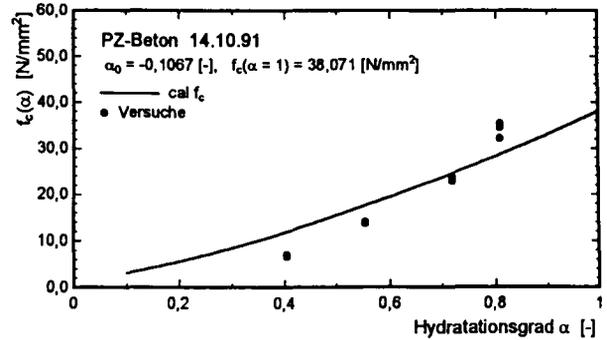
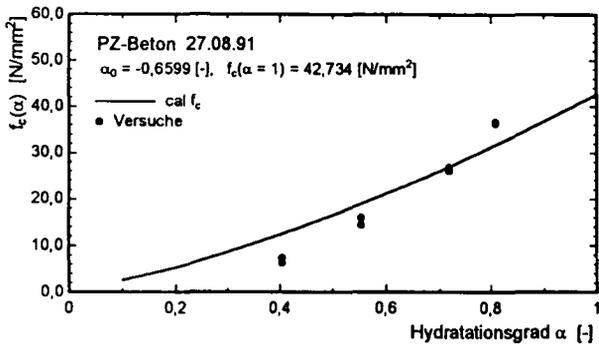
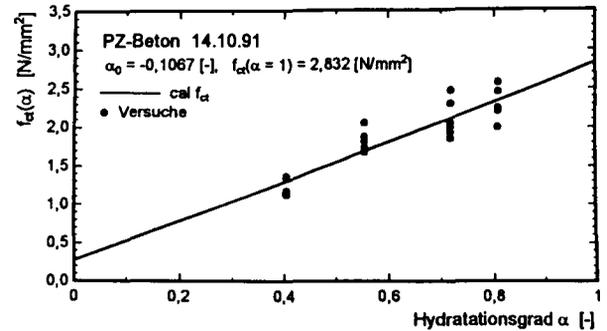
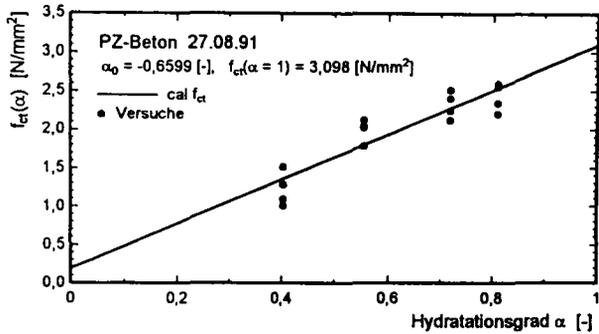
Meßwerte dieser Serie wurden bei der Regressionsanalyse der Serie v. 17.01.94 verwendet

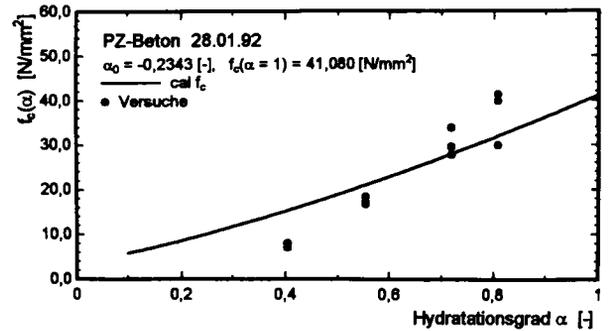
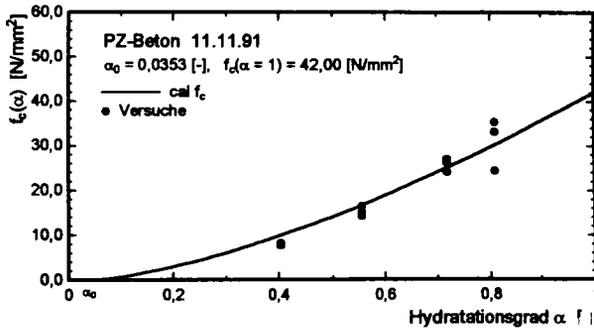
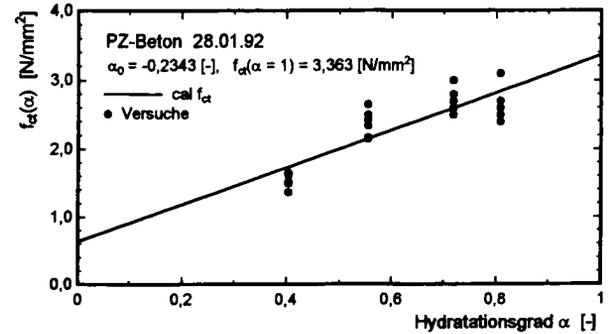
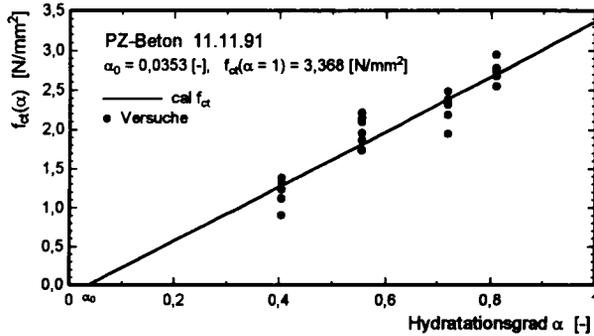


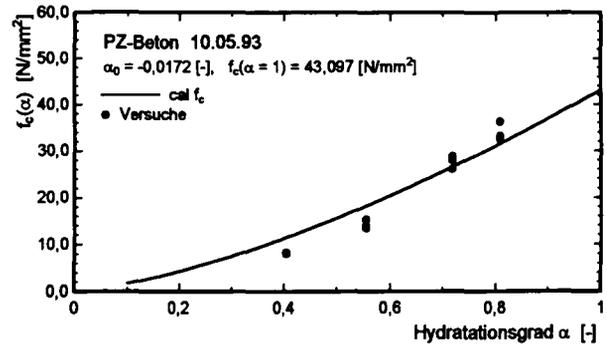
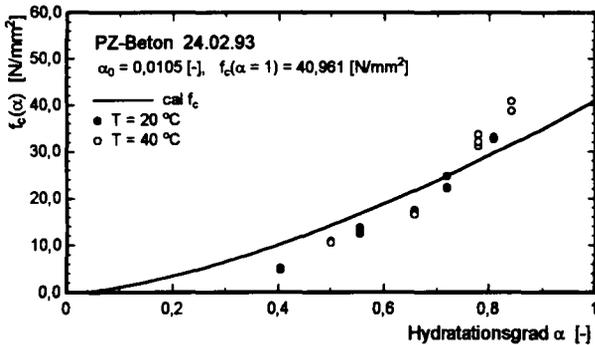
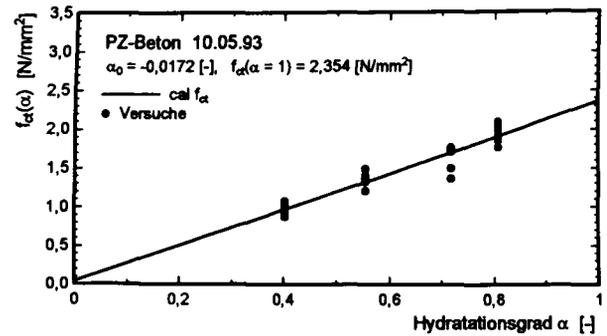
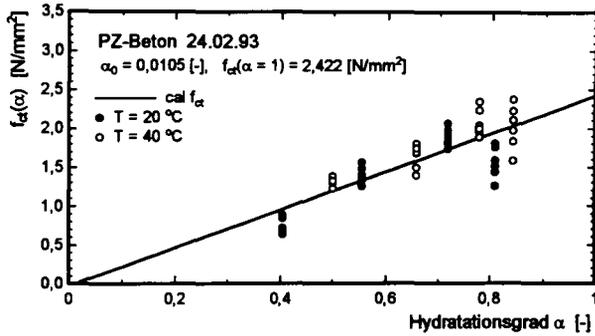
Tab. A-3.1: Versuchsserien zur Bestimmung der mechanischen Kurzzeiteigenschaften und zugehörige Regressionsparameter

Datum	adiab. Vers.	Lagerung	α_0 [-]	$f_{\alpha}(\alpha=1)$ [N/mm ²]	$f_c(\alpha=1)$ [N/mm ²]	Besonderheit
PZ-Beton						
11.11.91	-	TG 1	0,03527	3,3678	42,0002	-
24.02.93	-	TG 1 / TG 2	0,010463	2,4216	40,96128	-
25.10.93	-	TG 1	R. m. 22.11.93			-
08.11.93	-	TG 1	R. m. 22.11.93			-
22.11.93	-	TG 1	0,277811	3,48579	46,2836	-
13.12.93	ja	TG 1,	0,25289	3,48722	64,6254	$t_1=15$ h, 365 d
17.01.94	-	TG 1 / TG 2	0,26857	3,01432	53,3692	$t_1 = 365$ d
27.01.94	-	TG 1 / TG 2	R. m. 17.01.94			
09.02.94	-	TG 1 / TG 2	R. m. 23.02.94			$t_1 = 365$ d
23.02.94	-	TG 1 / TG 2	0,25248	3,3005	52,7700	-
09.03.94	ja	TG 1/ TG 2	0,17086	2,8208	41,3487	-
28.03.94	ja	TG 1/ TG 2	0,16026	2,6846	36,0239	-
11.04.94	ja	TG 1/ TG 2	0,23104	2,82146	49,4797	$t_1 = 365$ d
09.05.94	ja	TG 1/ TG 2	0,24666	3,14085	45,2376	$t_1 = 365$ d
Grundgesamtheit		-	0,1995	3,005	47,89	
5 %			0,1753	2,932	46,63	
95 %			0,2236	3,078	49,15	
PZ-Modifikation						
19.12.94	ja	TG 1	0,02321	2,94255	47,5319	0,4 % VZ
28.11.94	ja	TG 1	0,08955	3,0001	40,7402	0,7 % VZ
05.12.94	ja	TG 1	0,25992	3,32162	60,4039	330 kg PZ
12.12.94	ja	TG 1	0,13777	4,67322	83,2537	400 kg PZ
HOZ-Beton						
08.04.91	-	TG 1	0,41058	3,65170	63,1491	-
22.04.91	-	TG 1	0,37705	4,20207	78,0109	-
07.06.93	ja	TG 1	0,32750	2,24920	47,3669	-
GB-Beton						
G25.01.93	ja	TG 1	0,094431	3,9422	66,00669	-

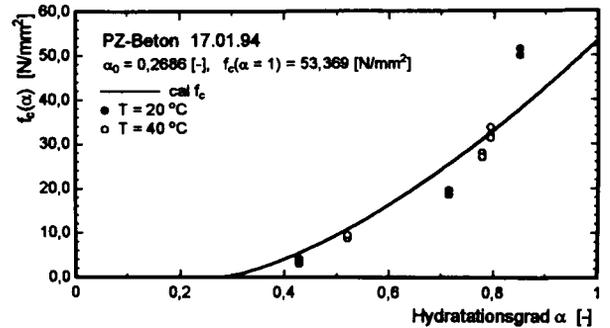
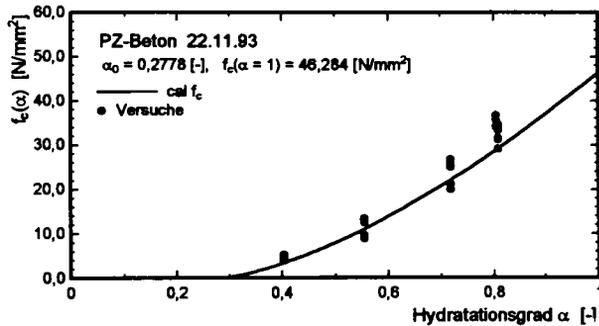
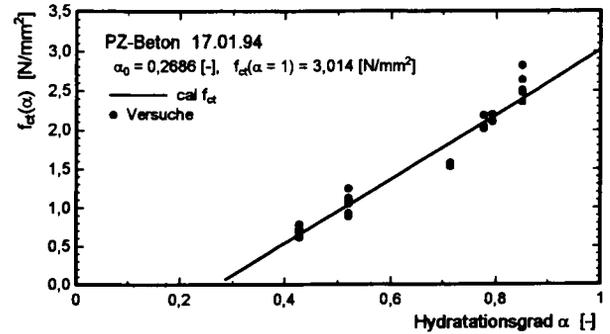
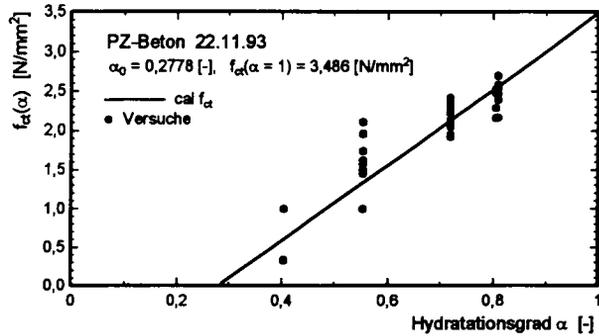
TG 1: Temperaturschichte 1, s. Bild 3.9
 TG 2: Temperaturschichte 2, s. Bild 3.9
 VZ: Verzögerer
 $t_1 = 365$ d: Kurzzeitversuche im Erstbelastungsalter von 365 Tagen
 R. m. 17.01.94: Meßwerte dieser Serie wurden bei der Regressionsanalyse der Serie v. 17.01.94 verwendet

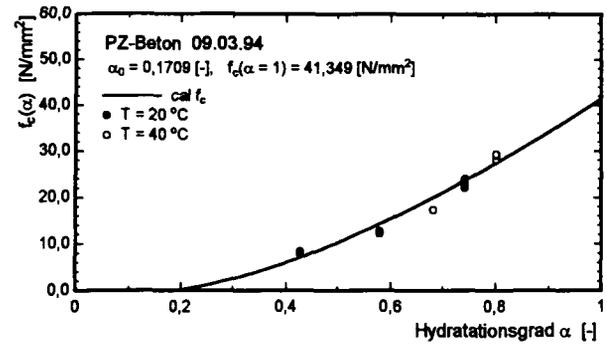
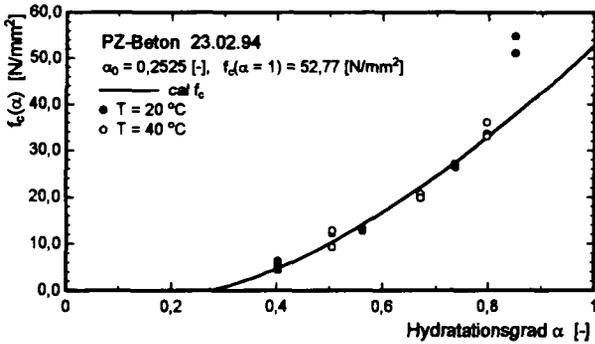
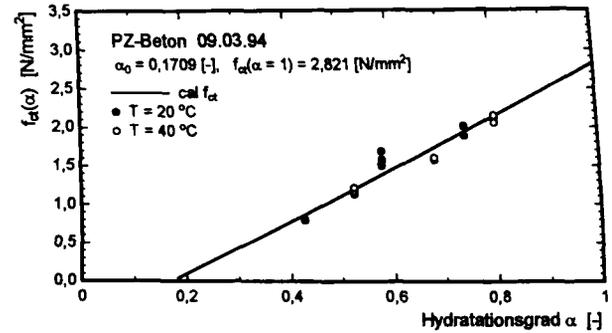
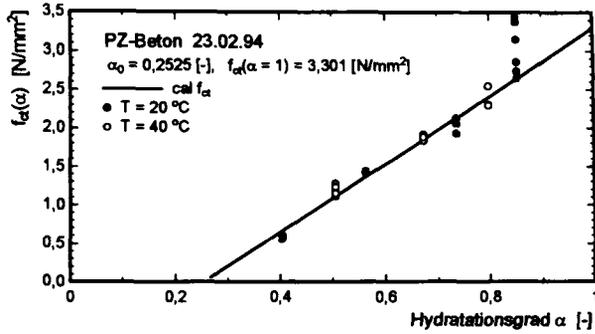


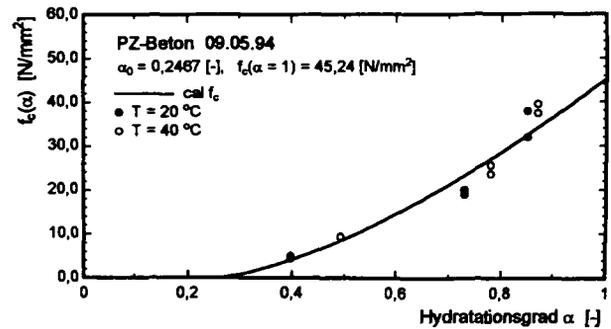
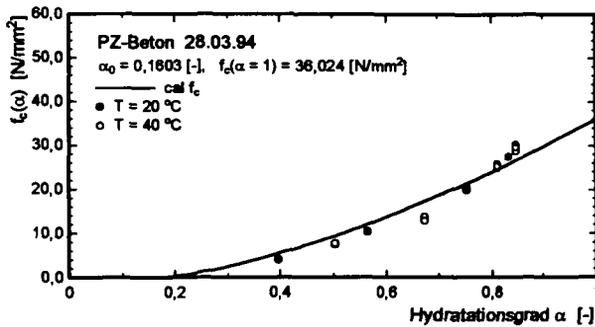
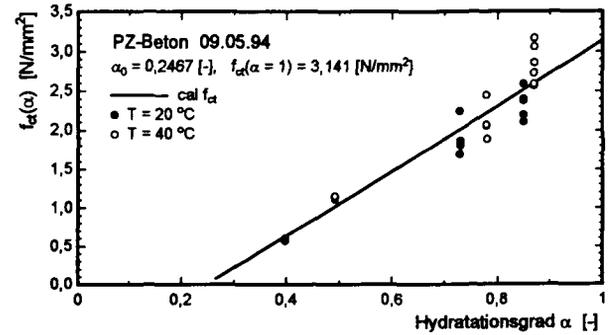
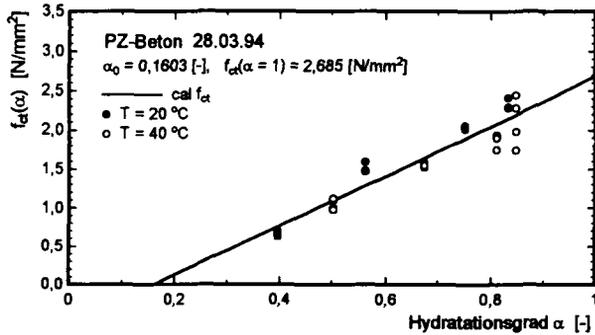




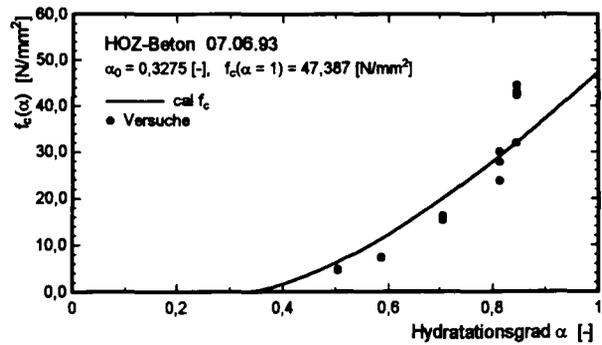
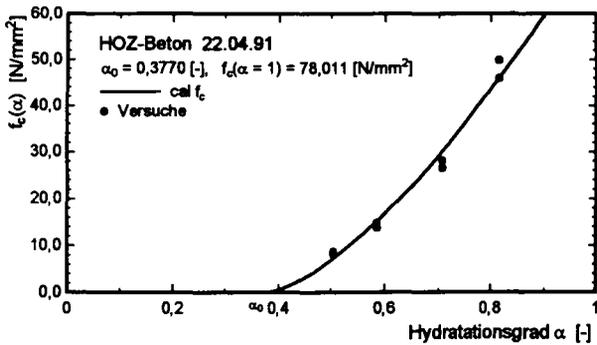
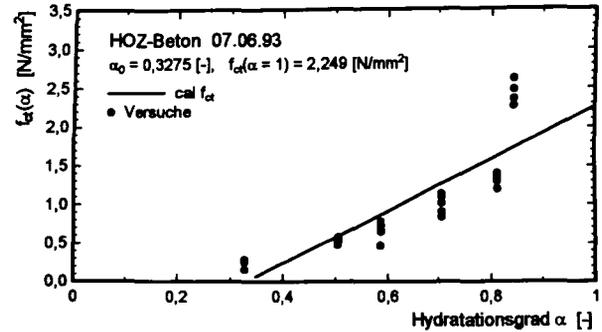
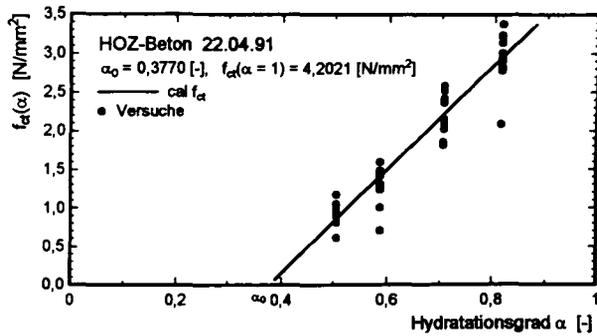
A-3.2 c

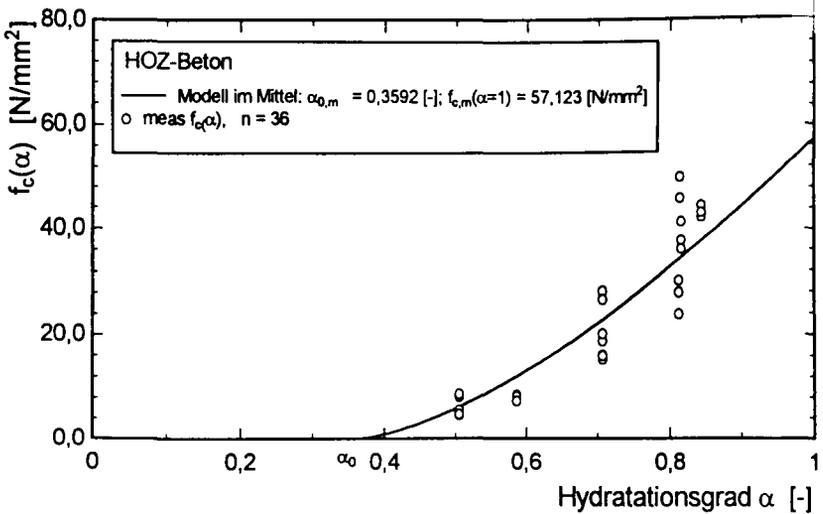
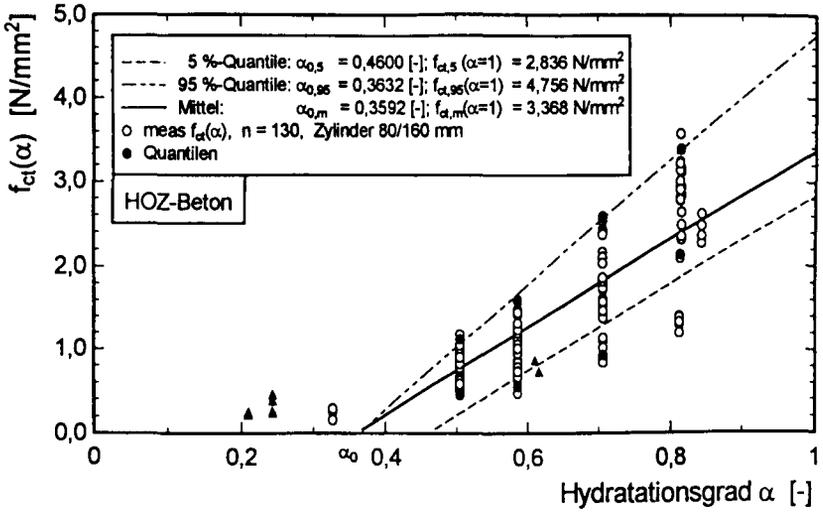


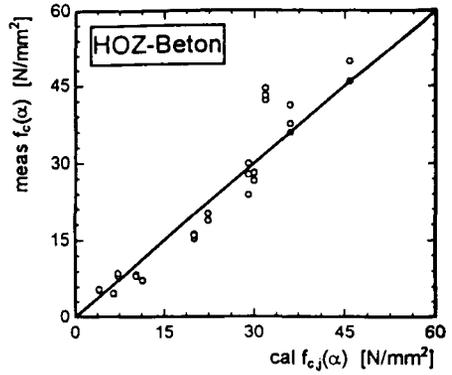
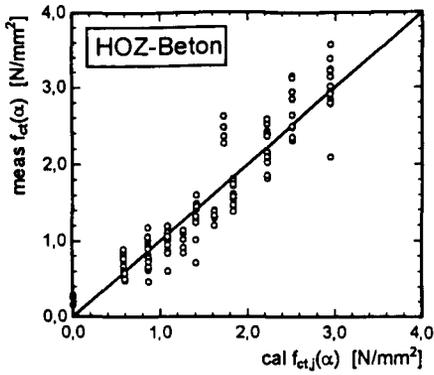




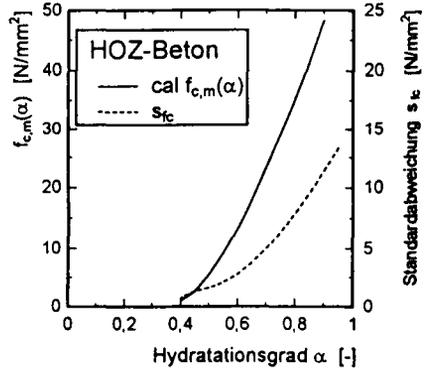
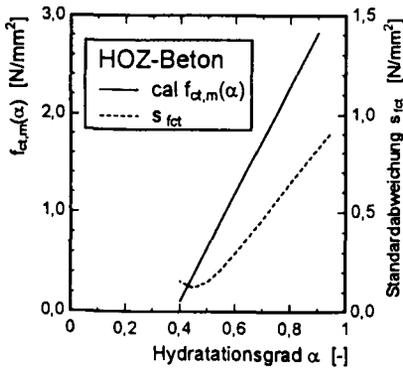
A.3.2 f



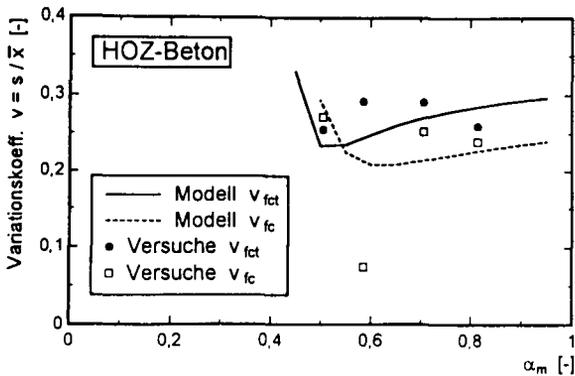




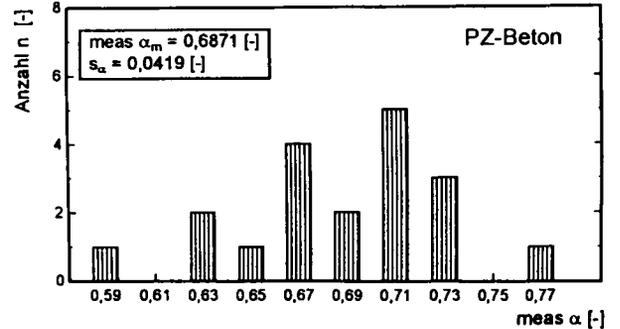
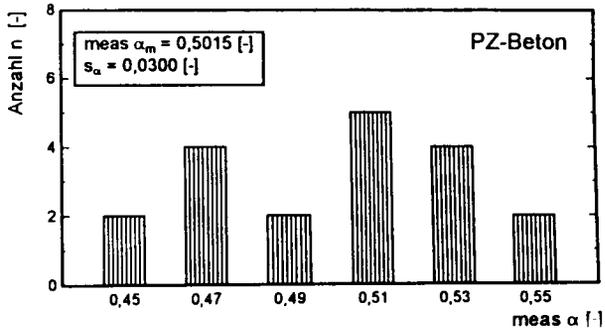
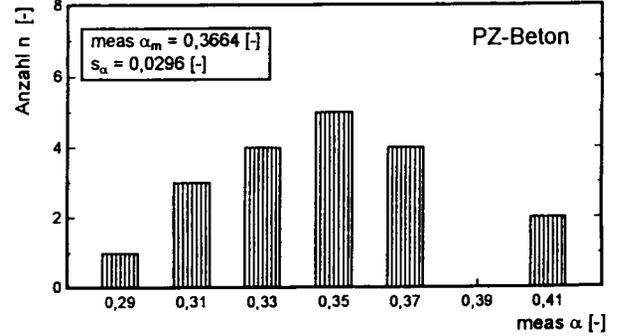
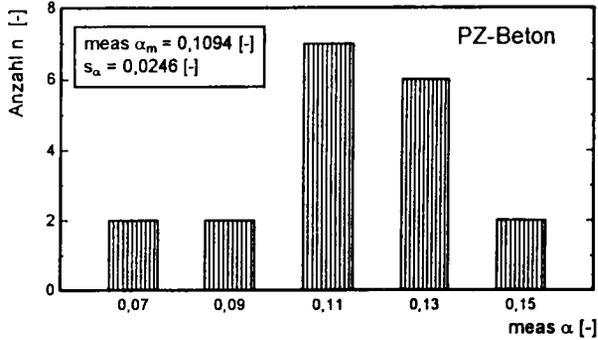
A-3.4.1

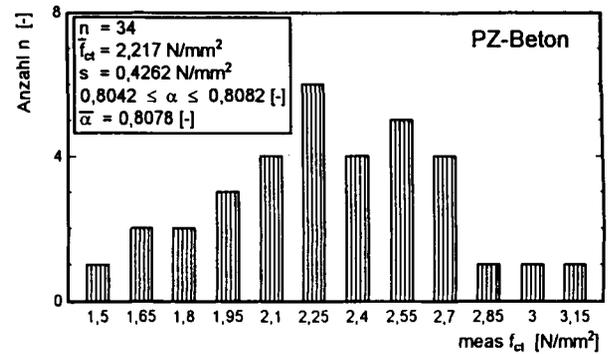
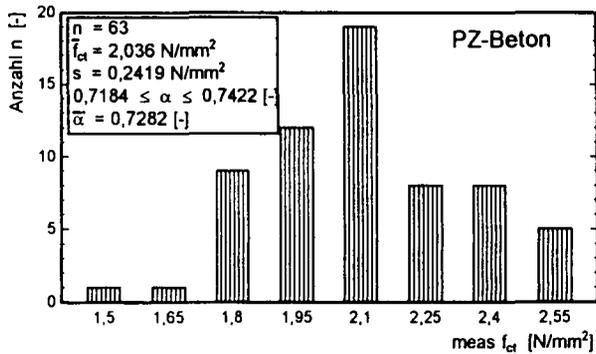
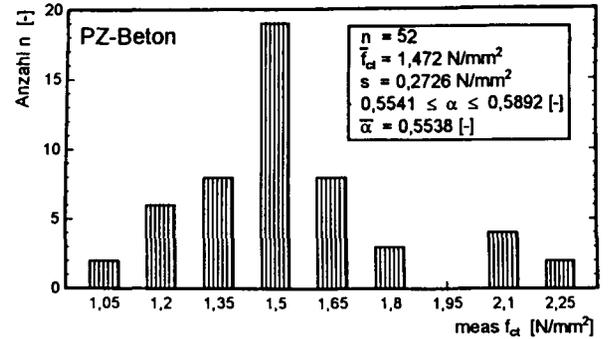
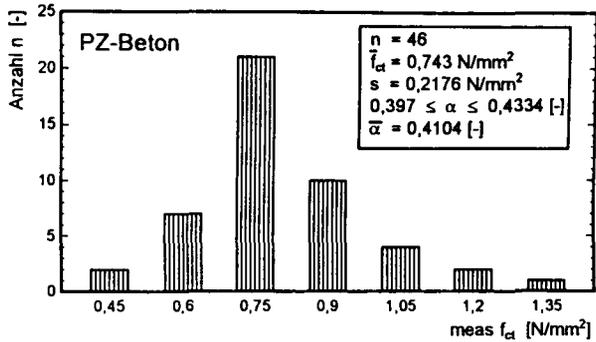


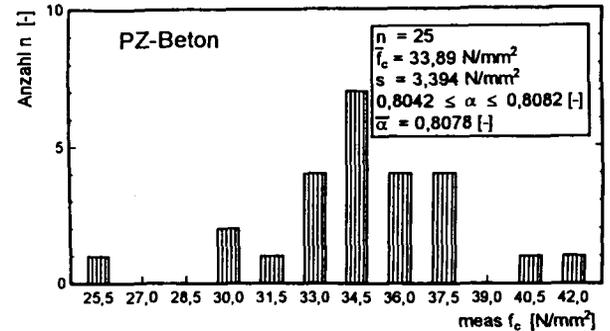
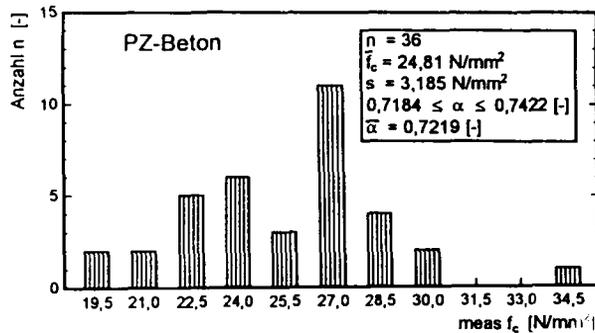
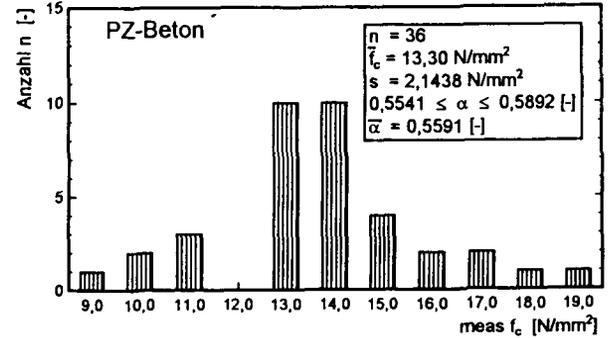
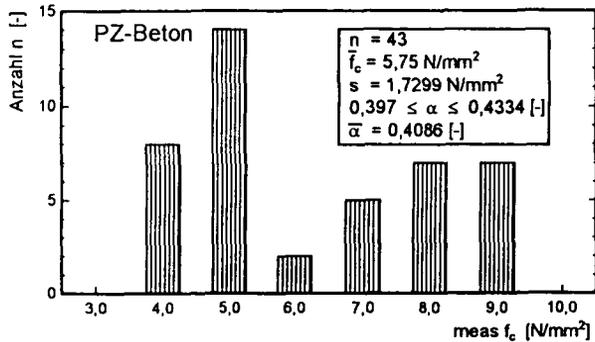
A-3.4.2

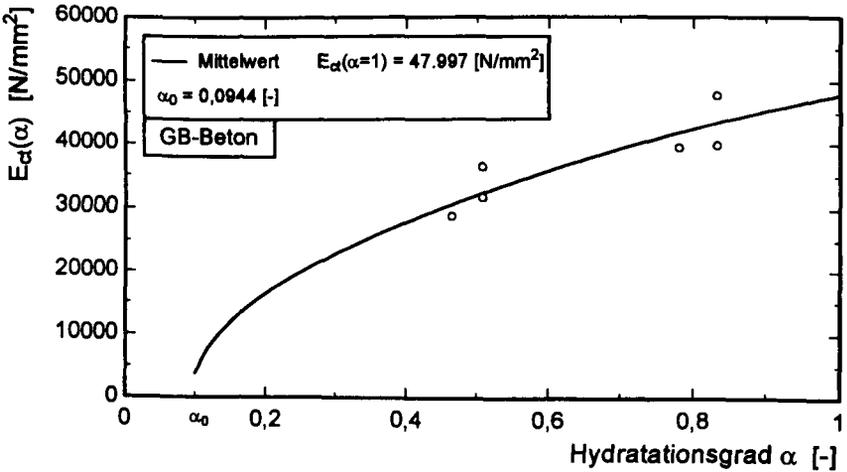
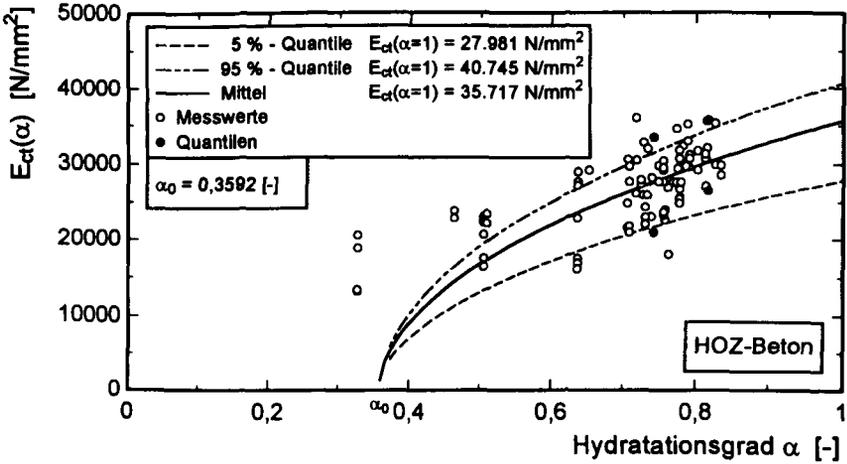


A-3.4.3









Tab. A-4.1: Übersicht über die Dehngeschwindigkeiten bei den Kerbzugversuchen

Belastungsalter t	Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ [°/oo/h]			
	1 d	2 d, 3d	7 d	≥ 28 d
Versuchserie				
HOZ-Beton	2,0	2,0	2,0	2,0
PZ-Beton 8/91	2,0	2,0	2,0	2,0
10/91	2,0	2,0	2,0	2,0
11/91	2,0	2,0	2,0	2,0
1/92	2,0	2,0	2,0	2,0
2/92	20,0	20,0	10,0	10,0

Tab. A-4.1: Ergebnisse der Kerbzugversuche

	t_0 [d]	α_1 [-]	f_{ct} [N/mm ²]	f_{cu} [°/oo]	$f_{cu, Mittel}$ [°/oo]	E_{ct} [N/mm ²]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]	w_a [10 ⁻⁶ m]	w_b [10 ⁻⁶ m]
HOZ-Beton										
2d-w	2d	0,5111	0,944	0,1470	0,1430	18.160	48,10	980,2	14,19	127,68
2d-s	2d	0,5111	0,800	0,0988	-	19.950	32,13	1001,6	11,18	100,65
2d-w/2	2d	0,5111	1,047	0,1741	0,1200	14.530	-	-	-	-
3d-w	3d	0,5918	1,377	0,1813	0,0700	22.840	-	-	-	-
3d-s	3d	0,5918	1,134	0,1238	-	22.500	55,45	970,1	13,62	122,58
7d-w	7d	0,7101	2,321	0,2117	0,1500	28.700	118,73	621,9	13,62	122,58
7d-w/2	7d	0,7101	2,370	0,2292	0,1080	24.800	108,13	621,9	12,71	114,35
7d-s	7d	0,7101	2,012	0,2612	0,1850	21.800	72,36	387,9	10,02	90,14
29d-s	29d	0,8114	2,434	0,1023	-	31.930	96,75	521,4	11,07	99,62
29d-w	29d	0,8114	2,351	0,0922	-	32.520	-	-	-	-
30d-w	30d	0,8129	3,363	0,1619	-	32.950	121,72	350,4	10,02	90,18
37d-s	37d	0,8220	3,198	0,2023	0,1300	30.940	-	-	-	-
37d-w	37d	0,8220	3,330	0,1629	0,1500	34.090	80,01	245,9	7,11	63,99
38d-w	38d	0,8230	2,829	0,1117	0,0830	30.200	85,38	322,2	8,40	75,64
38d-s	38d	0,8230	2,197	0,0889	-	31.200	130,20	841,6	16,50	148,53

	t_0 [d]	α_1 [-]	f_{ct} [N/mm ²]	f_{cu} [°/oo]	$f_{cu, Mittel}$ [°/oo]	E_{ct} [N/mm ²]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]	w_a [10 ⁻⁶ m]	w_b [10 ⁻⁶ m]
PZ-Beton 8/91										
1d-s	1d	0,4037	1,10	-	-	-	33,40	-	8,45	76,03
1d-w	1d	0,4037	1,10	-	0,0583	25.990	43,45	1242,2	11,00	99,04
2d-w	2d	0,5534	1,40	-	0,0767	36.450	-	-	-	-
7d-s	7d	0,7186	1,88	-	0,1500	37.040	64,77	888,4	12,53	112,77
7d-w	7d	0,7186	2,00	-	0,1150	31.790	46,48	369,4	12,81	115,33
27d-w	27d	0,8081	2,31	-	0,1150	39.200	106,49	782,2	12,84	115,59
28d-s	28d	0,8098	2,14	-	0,1000	35.600	69,79	542,5	9,06	81,57

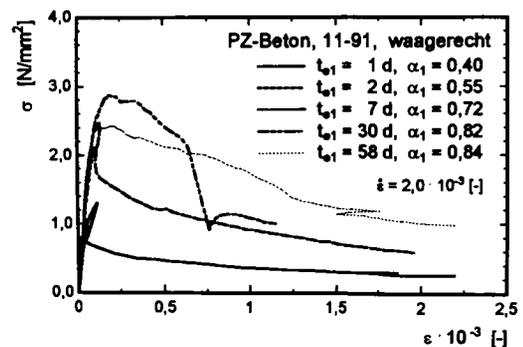
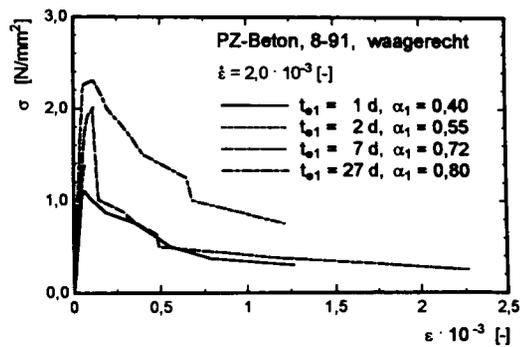
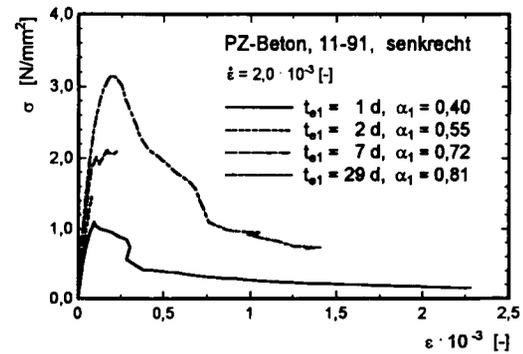
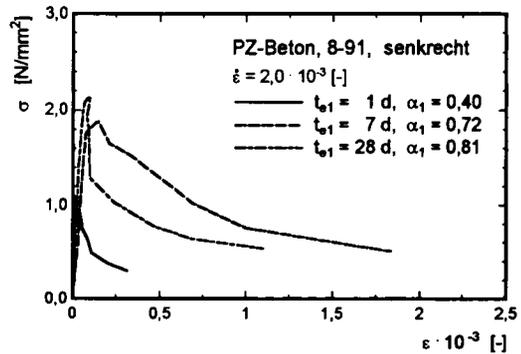
Tab. A-4.1: Ergebnisse der Kerbzugversuche

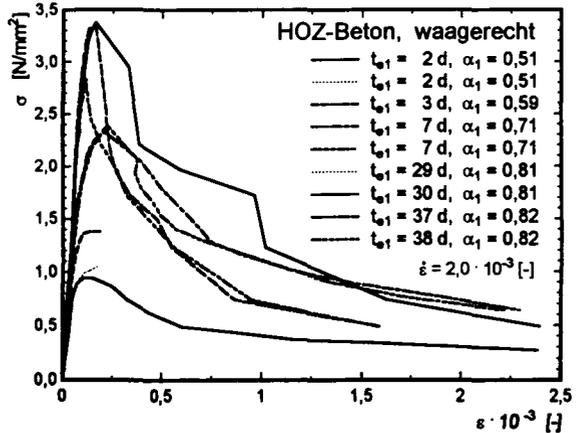
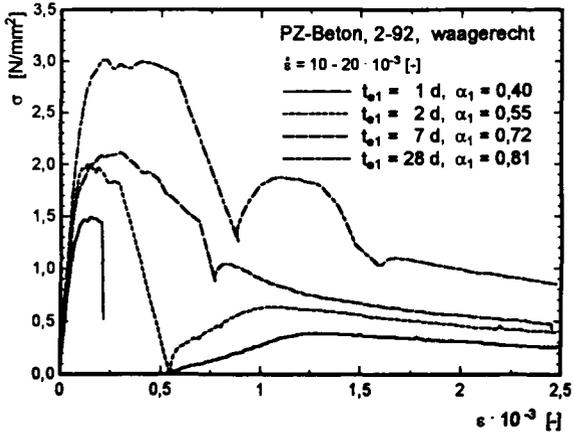
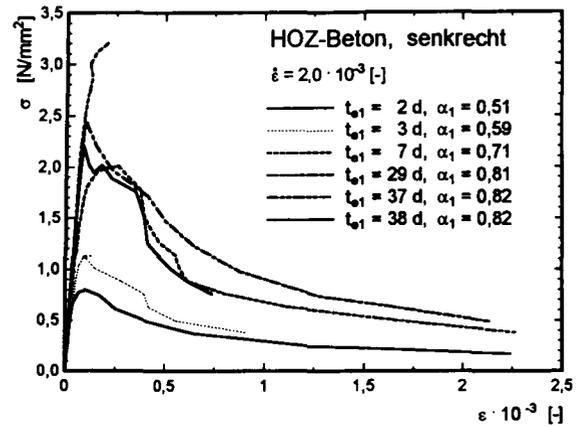
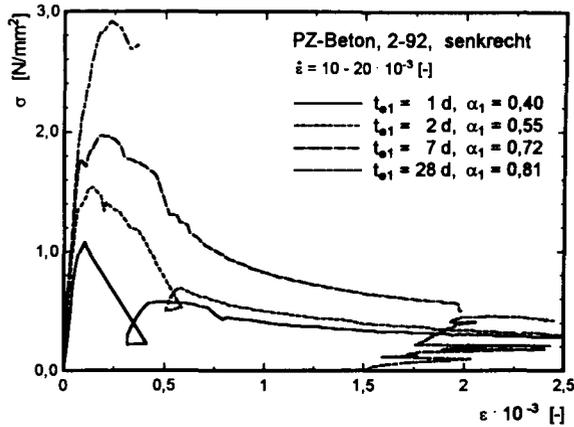
	t_b [d]	α_1 [-]	f_{ct} [N/mm ²]	ϵ_{cu} [‰]	$\epsilon_{cu,Mitte}$ [‰]	E_{ct} [N/mm ²]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]	w_a [10 ⁻⁶ m]	w_b [10 ⁻⁶ m]
PZ-Beton										
10/91										
1d-w	1d	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2d-s	2d	-	1,69	-	-	-	-	-	-	-
2d-w	2d	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7d-s	7d	-	1,85	-	-	-	-	-	-	-
7d-w	7d	-	2,01	-	-	-	-	-	-	-
58d-w	58d	0,8389	2,43	0,2126	0,1046	37.460	159,17	1009,8	18,25	164,29

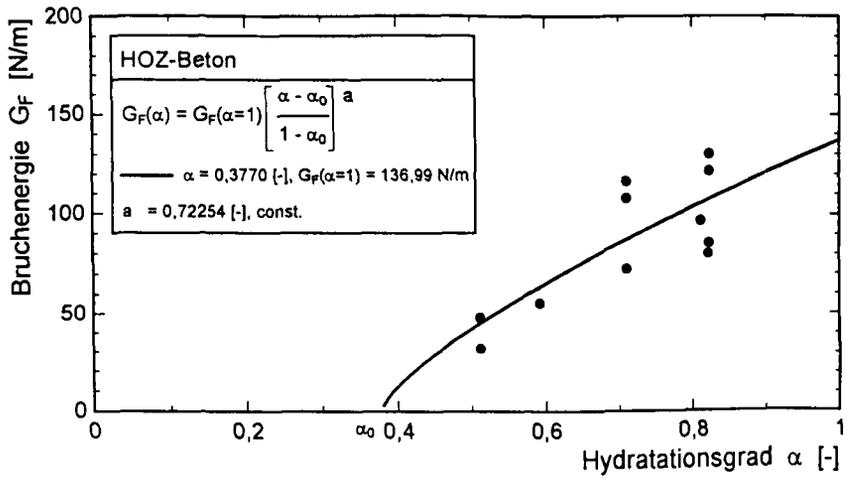
	t_b [d]	α_1 [-]	f_{ct} [N/mm ²]	ϵ_{cu} [‰]	$\epsilon_{cu,Mitte}$ [‰]	E_{ct} [N/mm ²]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]	w_a [10 ⁻⁶ m]	w_b [10 ⁻⁶ m]
PZ-Beton										
11/91										
1d-s	1d	0,4037	1,10	0,0942	0,0620	18.740	31,62	489,7	8,03	72,29
1d-w	1d	0,4037	1,30	0,1156	0,0712	19.200	39,90	453,0	8,55	76,96
2d-s	2d	-	1,45	0,0782	0,0782	22.390	-	-	-	-
2d-w	2d	-	2,11	0,1091	0,0731	25.930	-	-	-	-
7d-s	7d	-	2,11	0,1665	0,1466	29.670	-	-	-	-
7d-w	7d	0,7186	2,47	0,1387	0,0926	31.040	171,97	874,9	19,40	174,56
28d-s	28d	0,8114	3,14	0,1944	0,1344	35.020	106,83	385,8	9,64	86,72
30d-w	30d	0,8129	2,87	0,1874	0,1044	28.330	146,80	504,2	14,20	127,82

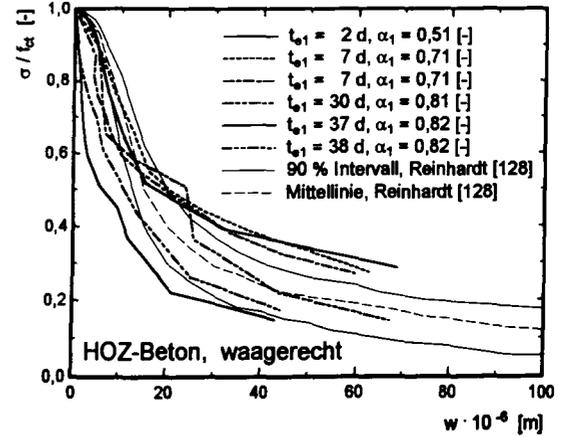
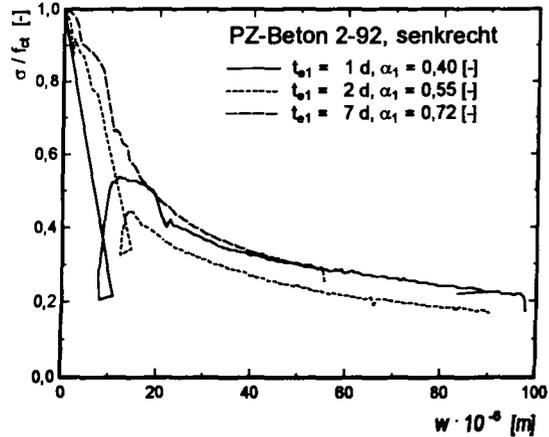
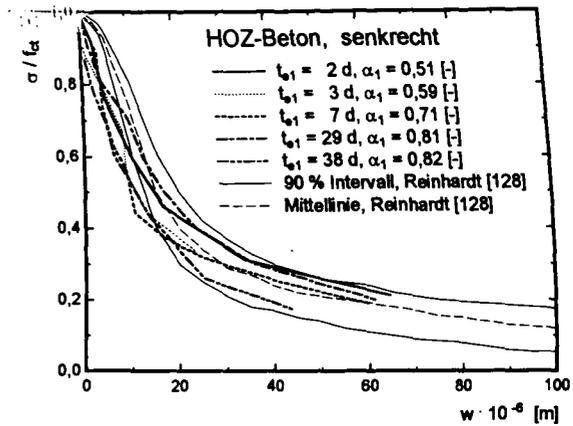
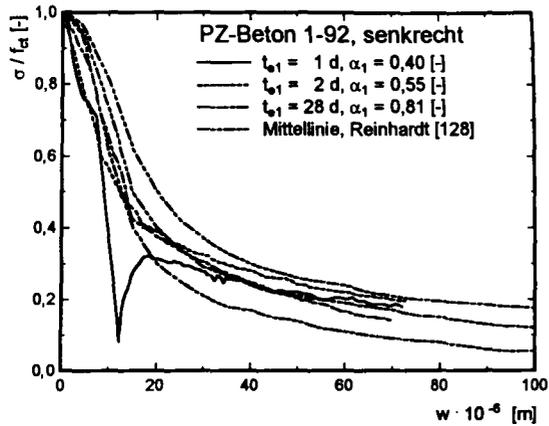
	t_b [d]	α_1 [-]	f_{ct} [N/mm ²]	ϵ_{cu} [‰]	$\epsilon_{cu,Mitte}$ [‰]	E_{ct} [N/mm ²]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]	w_a [10 ⁻⁶ m]	w_b [10 ⁻⁶ m]
PZ-Beton										
1/92										
1d-s	1d	0,4037	1,066	0,1065	0,0536	20.170	36,99	640,6	9,43	84,66
1d-w	1d	0,4037	1,58	0,1180	0,0662	22.440	91,37	821,3	16,06	144,57
2d-s	2d	0,553	1,88	0,1434	0,0600	22.040	72,75	453,7	10,78	115,30
2d-w	2d	0,553	2,23	0,1412	0,0623	27.000	-	-	-	-
7d-s	7d	0,7186	2,03	0,1213	0,0750	23.250	-	-	-	-
7d-w	7d	0,7186	2,01	0,1655	0,0909	22.780	99,06	556,7	13,71	125,35
28d-s	28d	0,809	2,83	0,2422	0,1596	33.580	95,99	402,3	9,45	85,07
28d-w	28d	0,809	2,92	0,2006	0,1195	31.530	150,53	556,0	14,36	129,42

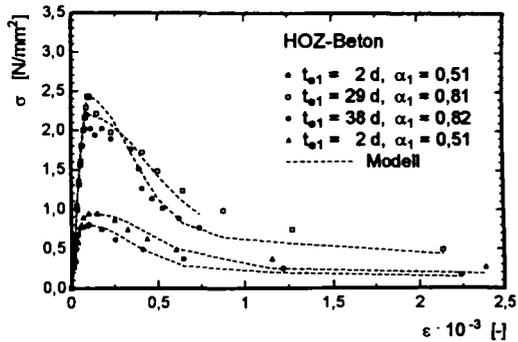
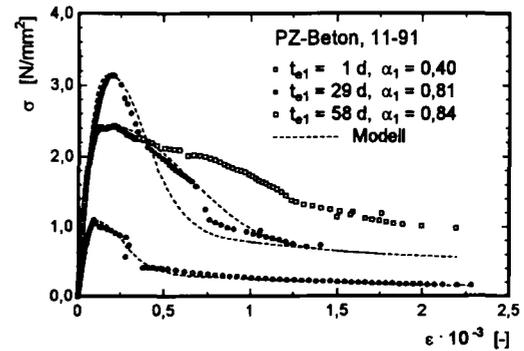
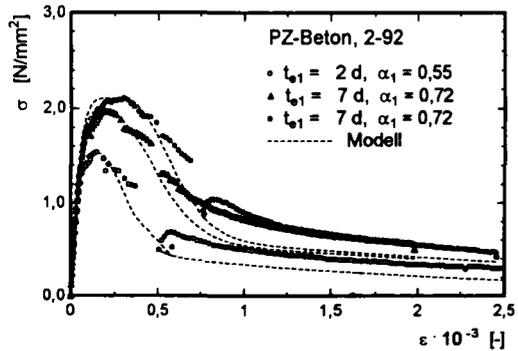
	t_b [d]	α_1 [-]	f_{ct} [N/mm ²]	ϵ_{cu} [‰]	$\epsilon_{cu,Mitte}$ [‰]	E_{ct} [N/mm ²]	G_F [N/m]	l_{ch} [mm]	w_a [10 ⁻⁶ m]	w_b [10 ⁻⁶ m]
PZ-Beton										
2/92										
1d-s	1d	0,4037	1,08	0,1010	0,0791	18.600	46,27	737,8	11,92	107,29
1d-w	1d	0,4037	1,49	0,1501	0,0971	22.200	34,45	344,5	6,44	57,99
2d-s	2d	0,5534	1,54	0,1427	0,0623	24.100	40,55	412,1	7,33	65,95
2d-w	2d	0,5534	1,995	0,1331	0,0629	27.610	66,62	462,2	9,30	83,69
7d-s	7d	0,7186	1,97	0,1980	0,1111	28.680	88,17	651,1	12,44	111,98
7d-w	7d	0,7186	2,11	0,2989	0,1452	30.190	85,28	578,3	11,27	101,44
28d-s	28d	0,8098	2,92	0,2317	0,1022	31.340	67,54	248,3	8,45	58,04
28d-w	28d	0,8098	3,01	0,2308	0,0949	31.120	121,53	417,4	11,24	101,17











Tab. 5.1: Kriech- und Relaxationsversuche in horizontalen und vertikalen Rahmen

"L.....", "R....." Versuche in vertikalen Rahmen

"A.....", "N....." Versuche in horizontalen Rahmen

PZ-Beton, Kriechen, T = 20 °C, isotherm

Typ	Datum	TG	t_i [h, d]	α_i [-]	σ_i [N/mm ²]	$P_1(\alpha_1)$	$P_2(\alpha_1)$	t_r [d]	$f_{ct,r}$ [N/mm ²]
KA	A960613	1	16 h	0,2979	0,24	0,3302	0,2366	6	1,73
KA	A960606	1	16 h	0,3302	0,35	0,3484	0,2130	6	1,62
KA	A930310	1	1 d	0,4059	0,68	0,1878	0,3350	11	2,46
KA	A960227	1	1 d	0,4059	0,56	0,2298	0,2427	7	2,07
KA	N960227	1	1 d	0,4059	0,56	0,1881	0,2643	7	1,97
KSt	A931025	1	1 d	0,4059	0,73	0,2375	0,3085	10	2,76
	"		3 d		1,28				
KSt	A931108	1	1 d	0,4059	0,54	0,1455	0,3319	10	2,37
KSt	A931122	1	1 d	0,4059	0,54	0,1886	0,3885	19	2,71
	"		3 d		0,94				
	"		7 d		1,80				
KSt	A940824	1	1 d	0,4059	0,89	0,1648	0,3252	12	2,11
	"		3 d		1,19				
KSt	N950918	1	1 d	0,4059	0,56	0,2261	0,2795	9	2,38
	"		2 d		1,01				
KA	L970526	1	1 d	0,4059	0,66	0,1676	0,3539	-	-
KA	R970526	1	1 d	0,4059	0,78	0,2631	0,2732	-	-
KA	A930224	1	2 d	0,5576	1,00	0,1087	0,4107	11	2,03
KSt	A940803	1	2 d	0,5576	1,05	0,1344	0,3465	19	2,41
	"		12 d		1,48				
KSt	A951031	1	2 d	0,5576	1,01	0,2064	0,2952	10	2,72
	"		3 d		1,22				
KA	L950925	1	2 d	0,5576	1,20	0,2508	0,2413	-	-
KA	R950925	1	2 d	0,5576	1,20	0,1944	0,3241	-	-
KA	L960325	1	2 d	0,5576	0,92	0,1630	0,2982	-	-
KA	R960325	1	2 d	0,5576	0,92	0,2123	0,2902	-	-
KA	L960529	1	2 d	0,5576	0,92	0,1831	0,2699	-	-
KA	R960529	1	2 d	0,5576	0,92	0,1136	0,3577	-	-

 t_r : Betonalter bei Bestimmung der Restzugfestigkeit $f_{ct,r}$

PZ-Beton, Kriechen, T = 20 °C, isotherm

Typ	Datum	TG	t_i [h, d]	α_i [-]	σ_i [N/mm ²]	$P_1(\alpha_1)$	$P_2(\alpha_1)$	t_r [d]	$f_{\alpha,r}$ [N/mm ²]
KA	A921214	1	7 d	0,7237	1,15	0,0828	0,4246	21	2,46
	"		17 d		0,0				
	"		19 d		1,15				
KA	A930407	1	7 d	0,7237	1,91	0,1252	0,3320	25	2,42
	"		17 d		0,0				
	"		20 d		1,91				
KA	A930510	1	7 d	0,7237	1,56	0,1015	0,3313	21	2,52
KA	N960429	1	7 d	0,7237	1,46	0,1177	0,3479	17	2,53
KA	L951214	1	7 d	0,7237	1,40	0,1219	0,3294	-	-
KA	R951214	1	7 d	0,7237	1,41	0,2181	0,2626	-	-
KA	L940824	1	7 d	0,7237	1,40	0,1517	0,3118	-	-
KA	R940824	1	7 d	0,7237	1,00	0,1341	0,3057	-	-
KA	L950502	1	7 d	0,7237	1,47	0,0856	0,3848	-	-
KA	R950502	1	7 d	0,7237	1,47	0,1054	0,3690	-	-
KA	L950720	1	7 d	0,7237	1,47	0,0909	0,3748	-	-
KA	R950720	1	7 d	0,7237	1,47	0,0827	0,4008	-	-
PZ-Beton, unversiegelte Lagerung T = 20 °C, RH = 65 %									
KA	L960730	1	2 d	0,5576	0,92	0,2313	0,3555	-	-
KA	R960730	1	2 d	0,5576	0,92	0,1917	0,3766	-	-
KA	L961030	1	2 d	0,5576	0,92	0,2373	0,3485	-	-
KA	R961030	1	2 d	0,5576	0,92	0,2253	0,3334	-	-

PZ-Beton, Kriechen, T = 40 °C

Typ	Datum	TG	t_i [h, d]	α_i [-]	σ_i [N/mm ²]	$P_1(\alpha_1)$	$P_2(\alpha_1)$	t_r [d]	$f_{\alpha,r}$ [N/mm ²]
KA	A940209	2	1 d	0,5025	0,91	0,2576	0,3504	12	2,63
KA	A940328	2	1 d	0,5025	0,86	0,2306	0,3679	10	2,31
KA	A940908	2	1 d	0,5025	1,11	0,2456	0,3234	12	2,60
KA	A960207	3	1 d	0,5231	0,81	0,2528	0,3524	6	2,08
KSt	A951204	3	1 d	0,5231	0,81	0,2575	0,3260	10	2,30
	"		2 d		1,18				
	"		5 d		1,45				
KSt	N951204	3	1 d	0,5231	0,81	0,1962	0,3712	10	2,11
	"		2 d		1,18				
	"		5 d		1,45				

PZ-Beton, Kriechen, T = 40 °C

Typ	Datum	TG	t _i [h, d]	α _i [-]	σ _i [N/mm ²]	P ₁ (α ₁)	P ₂ (α ₁)	t _r [-]	f _{ct,r} [N/mm ²]
KA	A950104	4	2 d	0,8177	0,78	0,1772	0,3072	15	1,87
KA	N950104	4	2 d	0,8177	0,78	0,1735	0,2854	15	2,63
KA	A950125	4	2 d	0,8177	0,78	0,2784	0,3005	15	2,09
KA	N950125	4	2 d	0,8177	0,78	0,3271	0,2648	15	1,87
KA	A950214	4	2 d	0,8177	0,78	0,2385	0,2787	14	2,21
KA	N950214	4	2 d	0,8177	0,78	0,2961	0,3170	14	2,17
KSt	A951219	3	2 d	0,6660	1,19	0,1322	0,4703	-	-
	"		3d		1,37				
KSt	N951219	3	2d	0,6660	1,19	0,1236	0,4813	-	-
	"		3 d		1,37				
KA	A940627	2	7 d	0,7850	1,53	0,0730	0,4897	-	-
KA	N980917	3	7 d	0,7850	1,54	0,0906	0,4957	14	2,29

PZ-Beton, Relaxation, T = 20 °C, isotherm

Typ	Datum	TG	t _i [h, d]	α _i [-]	σ _i [N/mm ²]	P ₁ (α ₁)	P ₂ (α ₁)	t _r [d]	f _{ct,r} [N/mm ²]
RA	A960221	1	1 d	0,4059	0,56	0,1949	0,4299	6	2,16
RA	N960221	1	1 d	0,4059	0,56	0,1501	0,4306	6	2,27
RSt	N931013	1	1 d	0,4059	0,57	0,1624	0,4609	7	2,03
	"		2 d		0,94				
RSt	N931025	1	1 d	0,4059	0,70	0,1284	0,4396	9	2,45
	"		3d		1,25				
RSt	N931108	1	1 d	0,4059	0,54	0,1310	0,3802	10	2,54
	"		3 d		1,32				
RSt	N931213	1	1 d	0,4059	0,54	0,1515	0,3515	-	-
	"		3 d		0,94				
	"		7 d		1,14				
	"		17 d		41,2				
RSt	A940720	1	1 d	0,4059	0,54	0,1922	0,3898	11	2,28
	"		4 d		0,82				
RSt	N940824	1	1 d	0,4059	0,69	0,1578	0,3523	12	2,19
	"		3 d		1,19				
RSt	N940803	1	2 d	0,5576	1,05	0,1012	0,4244	19	2,17
	"		12 d		1,48				
RA	N930407	1	7 d	0,7237	1,91	0,0920	0,4101	25	2,28
	"		17 d		0,0				
	"		20 d		1,91				
RA	N930510	1	7 d	0,7237	1,56	0,0842	0,4182	21	2,48
	"		14 d		0,0				
	"		16 d		1,56				
RSt	A931213	1	7 d	0,7237	1,15	0,0952	0,3907	25	2,70
	"		17 d		1,61				

PZ-Beton, Relaxation, T = 40°C

Typ	Datum	TG	t_i [h, d]	α_i [-]	σ_i [N/mm ²]	$P_1(\alpha_i)$	$P_2(\alpha_i)$	t_r [-]	$f_{ct,r}$ [N/mm ²]
RA	N940209	2	1 d	0,5025	0,91	0,1967	0,4452	12	2,45
RA	N940223	2	1 d	0,5025	0,91	0,1534	0,4026	11	2,60
RSt	A940223	2	1 d	0,5025	0,84	0,1849	0,5495	11	2,78
	"		9 d		1,13				
RSt	A940309	2	1 d	0,5025	0,91	0,1755	0,4974	13	2,70
RA	N940117	2	2 d	0,6611	1,25	0,1652	0,4124	7	2,51
RA	A940127	2	2 d	0,6611	0,91	0,1445	0,4833	11	2,50
RA	N940127	2	2 d	0,6611	1,25	0,1036	0,6036	11	2,50
RA	A940928	5	2 d	0,8177	1,25	0,1552	0,3815	12	2,64
RA	N940926	5	2 d	0,8177	0,89	0,1628	0,4199	9	2,55
RA	A941109	5	2 d	0,8177	1,25	0,1623	0,4632	-	-
RSt	A941013	5	2 d	0,8177	1,25	0,1761	0,4907	-	-
	"		6 d		1,56				
RSt	N941013	5	2 d	0,8177	0,89	0,1810	0,4113	21	2,68
	"		6 d		1,25				
RA	N940411	2	3 d	0,7142	1,05	0,0830	0,3488	10	2,17
RA	N940627	2	7 d	0,7850	1,53	0,0546	0,5230	-	-

PZ-Beton, T = 20 °C, isotherm

	t_i [h]	σ/f_{ct} [-]	f_{ct} [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$t_{i+1} - t_i$ [h]
Kriechen im Post-Peak-Bereich					Kriechdauer
A961209	24	0,70	0,997	0,71	Kriechbruch n. 30 sec.
N961209	24	0,80	0,839	0,70	Kriechbruch n. 2 min.
A961127	24	0,80	1,03	0,82	80
	104	-	1,36	-	-
A960424	24	0,85	0,55	0,47	17
	41	-	0,97	-	-
Relaxation im Post-Peak-Bereich					Relaxations- dauer
A970723	18	0,70	0,54	0,39	88
	106	0,80	1,18	0,95	40
	144	-	1,01	-	-
N970710	18	0,70	0,49	0,39	88
	104	0,75	1,28	0,95	2
A970710	18	0,70	0,48	0,34	88
	104	0,60	1,10	0,67	2
A970624	24	0,80	0,75	0,54	104
	128	-	1,20	-	-
A971106	18	0,85	0,24	0,204	48
(HOZ-Beton)	64	0,80	0,863	0,692	4

PZ-Beton, Kriechen, T = 40 °C

Typ	Datum	TG	t _i [h, d]	α _i [-]	σ _i [N/mm ²]	P ₁ (α _i)	P ₂ (α _i)	t _r [-]	f _{ct,r} [N/mm ²]
KA	A950104	4	2 d	0,6177	0,78	0,1772	0,3072	15	1,87
KA	N950104	4	2 d	0,6177	0,78	0,1735	0,2854	15	2,63
KA	A950125	4	2 d	0,6177	0,78	0,2784	0,3005	15	2,09
KA	N950125	4	2 d	0,6177	0,78	0,3271	0,2648	15	1,87
KA	A950214	4	2 d	0,6177	0,78	0,2385	0,2787	14	2,21
KA	N950214	4	2 d	0,6177	0,78	0,2961	0,3170	14	2,17
KSt	A951219	3	2 d	0,6660	1,19	0,1322	0,4703	-	-
	"		3d		1,37				
KSt	N951219	3	2d	0,6660	1,19	0,1236	0,4813	-	-
	"		3 d		1,37				
KA	A940627	2	7 d	0,7850	1,53	0,0730	0,4897	-	-
KA	N960917	3	7 d	0,7850	1,54	0,0906	0,4957	14	2,29

PZ-Beton, Relaxation, T = 20 °C, isotherm

Typ	Datum	TG	t _i [h, d]	α _i [-]	σ _i [N/mm ²]	P ₁ (α _i)	P ₂ (α _i)	t _r [d]	f _{ct,r} [N/mm ²]
RA	A960221	1	1 d	0,4059	0,56	0,1949	0,4299	6	2,16
RA	N960221	1	1 d	0,4059	0,56	0,1501	0,4308	6	2,27
RSt	N931013	1	1 d	0,4059	0,57	0,1624	0,4609	7	2,03
	"		2 d		0,94				
RSt	N931025	1	1 d	0,4059	0,70	0,1284	0,4396	9	2,45
	"		3d		1,25				
RSt	N931108	1	1 d	0,4059	0,54	0,1310	0,3802	10	2,54
	"		3 d		1,32				
RSt	N931213	1	1 d	0,4059	0,54	0,1515	0,3515	-	-
	"		3 d		0,94				
	"		7 d		1,14				
	"		17 d		41,2				
RSt	A940720	1	1 d	0,4059	0,54	0,1922	0,3898	11	2,28
	"		4 d		0,82				
RSt	N940824	1	1 d	0,4059	0,69	0,1578	0,3523	12	2,19
	"		3 d		1,19				
RSt	N940803	1	2 d	0,5576	1,05	0,1012	0,4244	19	2,17
	"		12 d		1,48				
RA	N930407	1	7 d	0,7237	1,91	0,0920	0,4101	25	2,28
	"		17 d		0,0				
	"		20 d		1,91				
RA	N930510	1	7 d	0,7237	1,56	0,0842	0,4182	21	2,48
	"		14 d		0,0				
	"		16 d		1,56				
RSt	A931213	1	7 d	0,7237	1,15	0,0952	0,3907	25	2,70
	"		17 d		1,61				

PZ-Beton, Relaxation, T = 40°C

Typ	Datum	TG	t_i [h, d]	α_i [-]	σ_i [N/mm ²]	$P_1(\alpha_1)$	$P_2(\alpha_1)$	t_r [-]	$f_{ct,r}$ [N/mm ²]
RA	N940209	2	1 d	0,5025	0,91	0,1967	0,4452	12	2,45
RA	N940223	2	1 d	0,5025	0,91	0,1534	0,4026	11	2,60
RSt	A940223	2	1 d	0,5025	0,64	0,1849	0,5495	11	2,78
	"		9 d		1,13				
RSt	A940309	2	1 d	0,5025	0,91	0,1755	0,4974	13	2,70
RA	N940117	2	2 d	0,6611	1,25	0,1652	0,4124	7	2,51
RA	A940127	2	2 d	0,6611	0,91	0,1445	0,4833	11	2,50
RA	N940127	2	2 d	0,6611	1,25	0,1036	0,6036	11	2,50
RA	A940926	5	2 d	0,6177	1,25	0,1552	0,3815	12	2,64
RA	N940926	5	2 d	0,6177	0,89	0,1628	0,4199	9	2,55
RA	A941109	5	2 d	0,6177	1,25	0,1623	0,4632	-	-
RSt	A941013	5	2 d	0,6177	1,25	0,1761	0,4907	-	-
	"		6 d		1,56				
RSt	N941013	5	2 d	0,6177	0,89	0,1810	0,4113	21	2,68
	"		6 d		1,25				
RA	N940411	2	3 d	0,7142	1,05	0,0830	0,3488	10	2,17
RA	N940627	2	7 d	0,7850	1,53	0,0546	0,5230	-	-

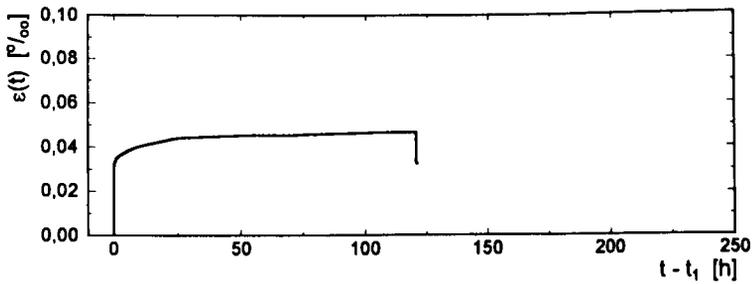
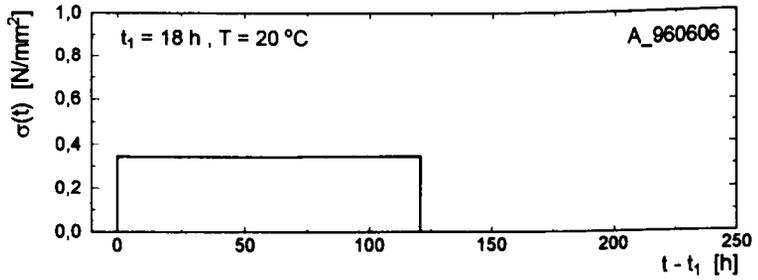
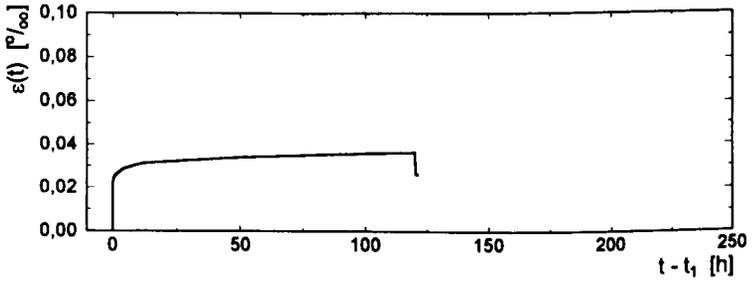
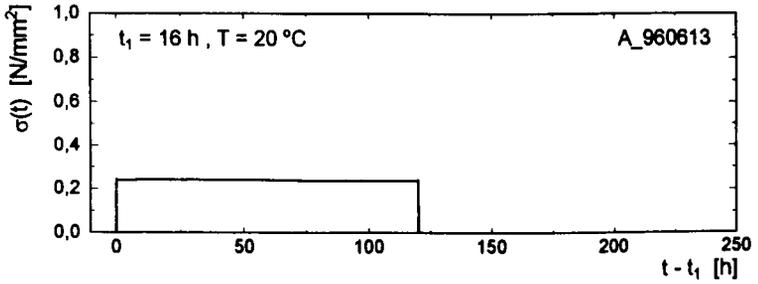
PZ-Beton, T = 20 °C, isotherm

	t_i [h]	σ/f_{ct} [-]	f_{ct} [N/mm ²]	σ_i [N/mm ²]	$t_{i+1} - t_i$ [h]
Kriechen im Post-Peak-Bereich					Kriechdauer
A961209	24	0,70	0,997	0,71	Kriechbruch n. 30 sec.
N961209	24	0,80	0,839	0,70	Kriechbruch n. 2 min.
A961127	24	0,80	1,03	0,82	80
	104	-	1,36	-	-
A960424	24	0,85	0,55	0,47	17
	41	-	0,97	-	-
Relaxation im Post-Peak-Bereich					Relaxations- dauer
A970723	18	0,70	0,54	0,39	88
	106	0,80	1,18	0,95	40
	144	-	1,01	-	-
N970710	18	0,70	0,49	0,39	86
	104	0,75	1,28	0,95	2
A970710	18	0,70	0,48	0,34	86
	104	0,60	1,10	0,67	2
A970624	24	0,80	0,75	0,54	104
	128	-	1,20	-	-
A971106	18	0,85	0,24	0,204	48
(HOZ-Beton)	64	0,80	0,863	0,692	4

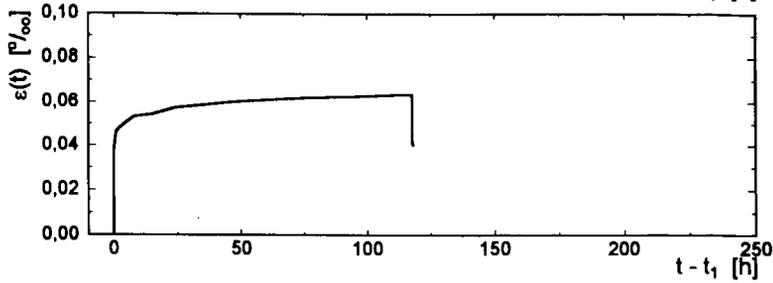
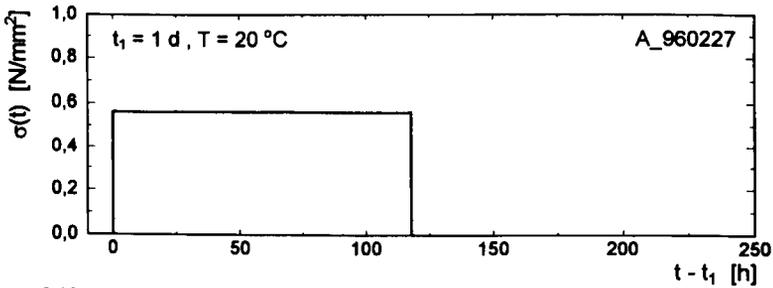
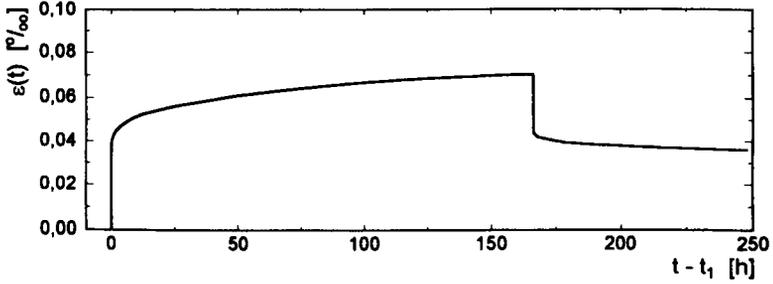
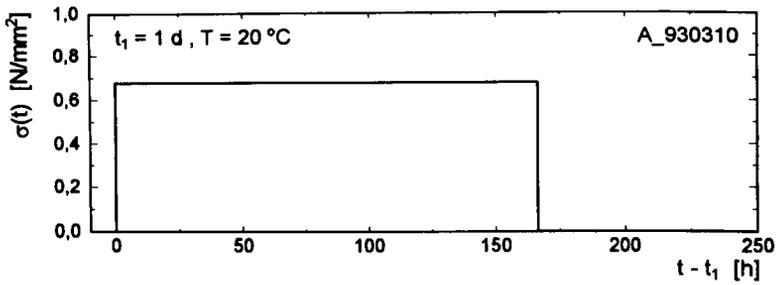
HOZ- und GB-Beton

Typ	Datum	TG	t_i [h, d]	α_i [-]	σ_i [N/mm ²]	$P_1(\alpha_1)$	$P_2(\alpha_1)$	t_r [-]	$f_{ct,r}$ [N/mm ²]
HOZ-Beton									
KSt	A970515	1	1 d	0,3262	0,20	0,3319	0,2873	-	-
KSt	N970515	1	1 d	0,3262	0,20	0,4039	0,2486	-	-
KA	A930921	1	2 d	0,6369	0,33	0,1826	0,3710	19	2,68
KA	A970114	1	2 d	0,5049	0,56	0,1603	0,3785	14	2,33
KA	N970114	1	2 d	0,5049	0,56	0,1029	0,4708	14	2,46
KA	A930607	1	7 d	0,7064	0,50	0,1014	0,4339	21	2,35
KA	A930706	1	7 d	0,6524	1,25	0,1143	0,3366	22	2,84
KA	N961218	1	7 d	0,7064	1,12	0,0956	0,3846	22	2,45
RSt	A970423	1	1 d	0,3262	0,20	0,3705	0,4042	16	2,45
RSt	N970423	1	1 d	0,3262	0,20	0,1754	0,4653	16	2,73
RSt	A970604	1	2 d	0,5049	0,56	0,2609	0,3237	19	2,34
RSt	N970604	1	2 d	0,5049	0,56	0,1132	0,4884	19	2,23
RA	N930706	1	7 d	0,6524	1,25	0,0924	0,2959	22	2,68
GB-Beton									
KA	A930125	1	1 d	0,5077	1,00	0,1196	0,3939	-	-
RA	N930125	1	1 d	0,5077	1,00	0,0880	0,5213	-	-
KA	L930125	1	1 d	0,5077	1,00	0,1024	0,4211	-	-
KA	L930208	1	1 d	0,5077	1,33	0,1054	0,4373	-	-

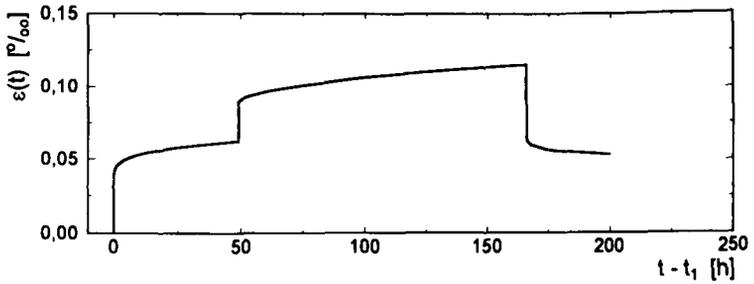
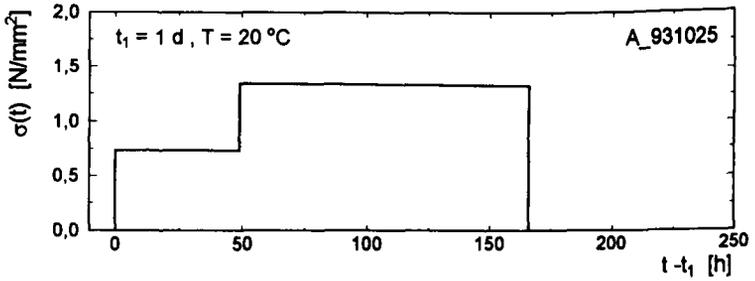
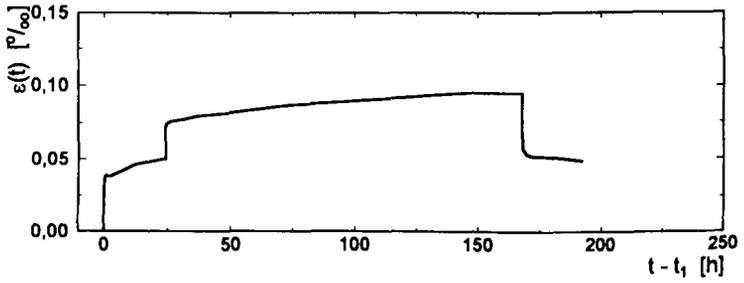
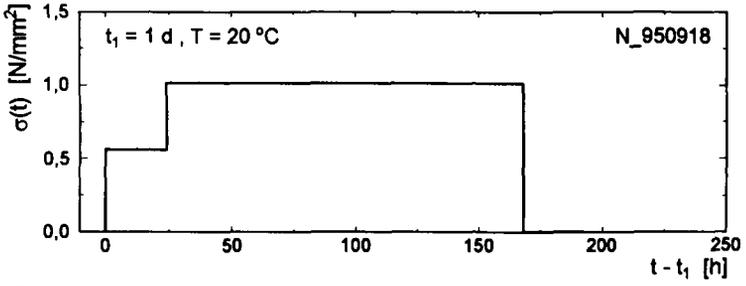
A-5.2 a



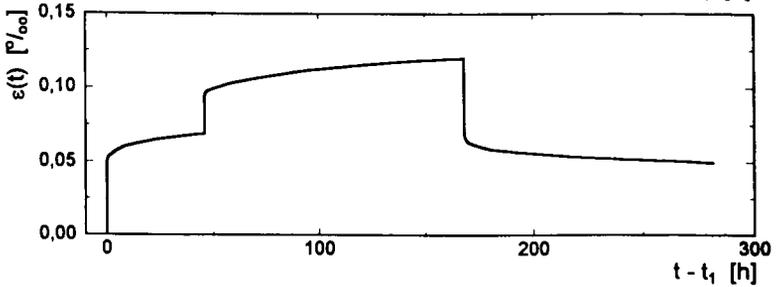
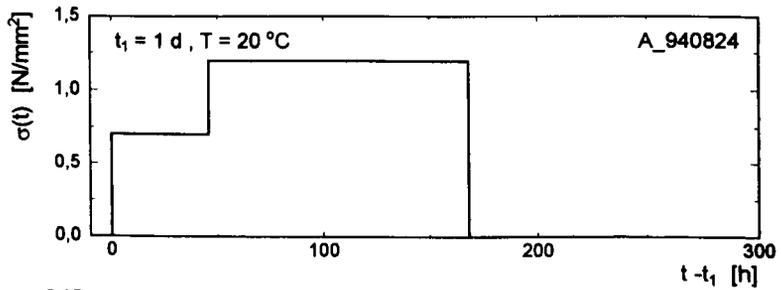
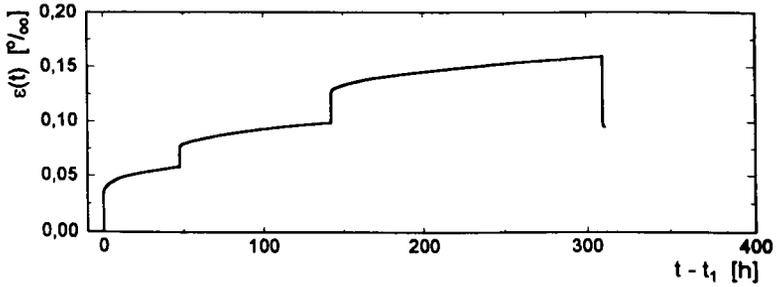
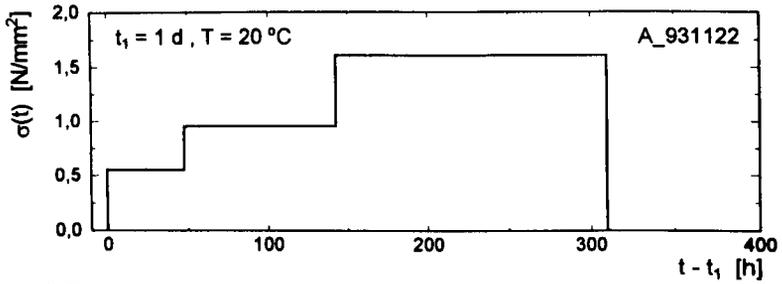
A-5.2 b



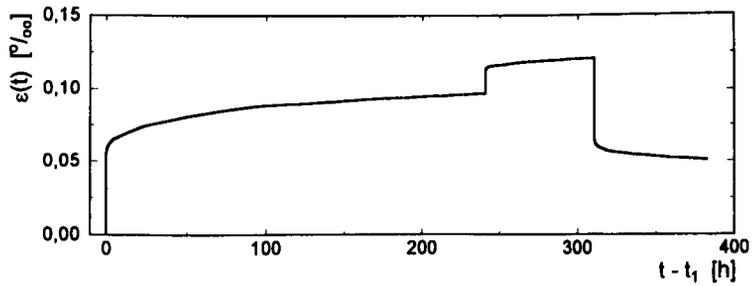
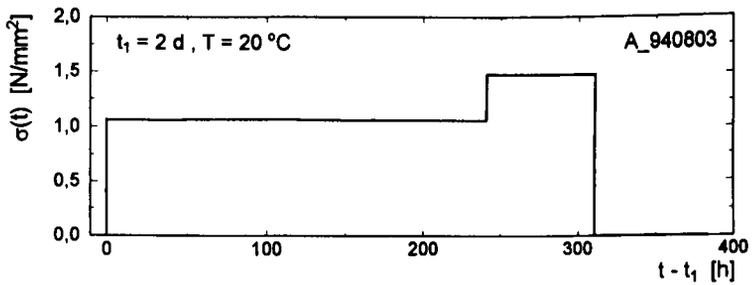
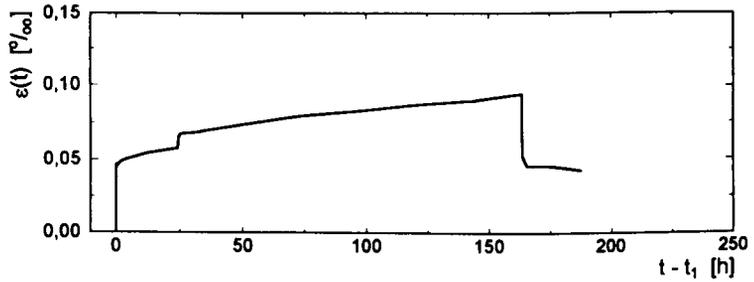
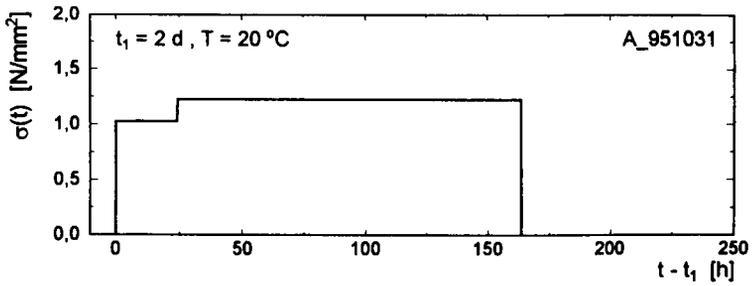
A-5.2 c

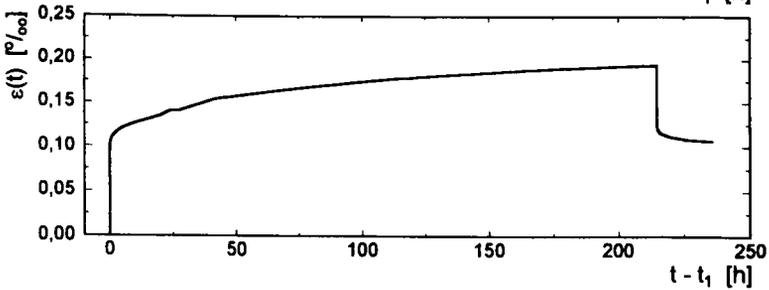
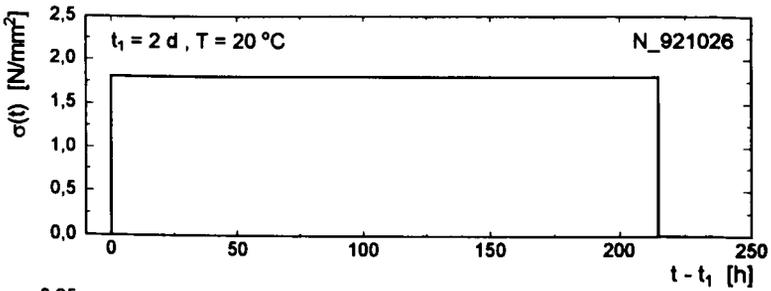
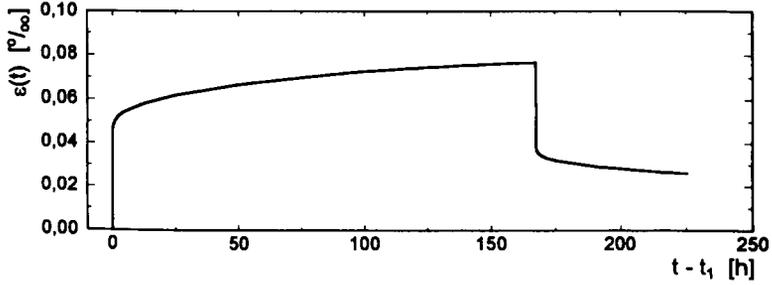
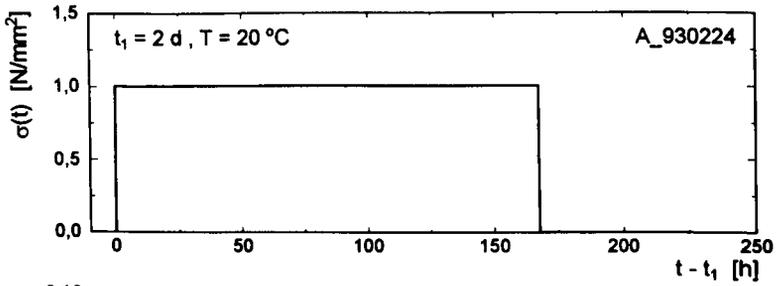


A-5.2 d

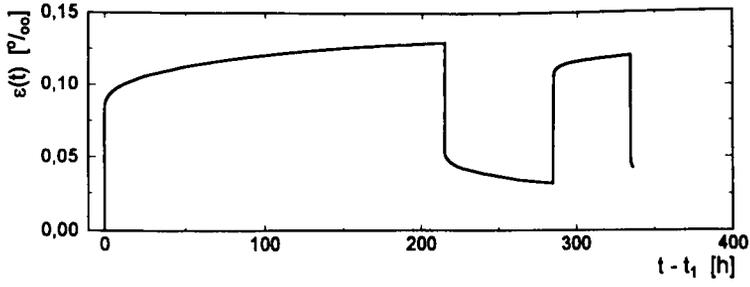
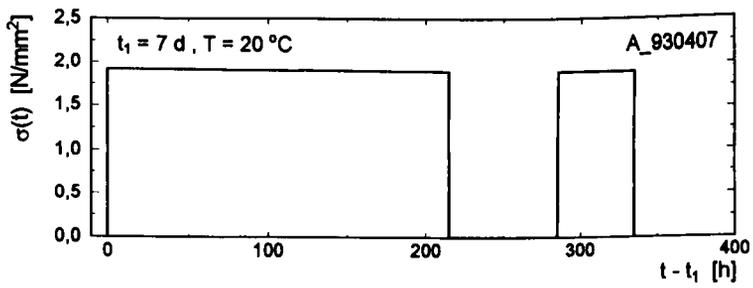
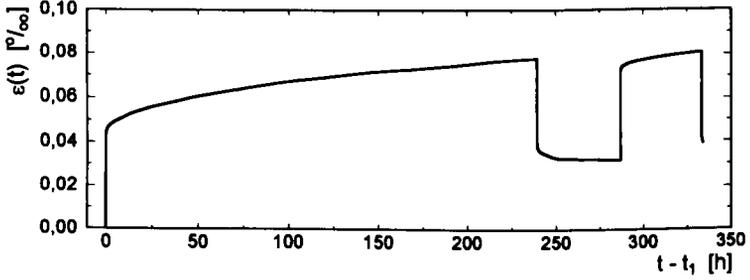
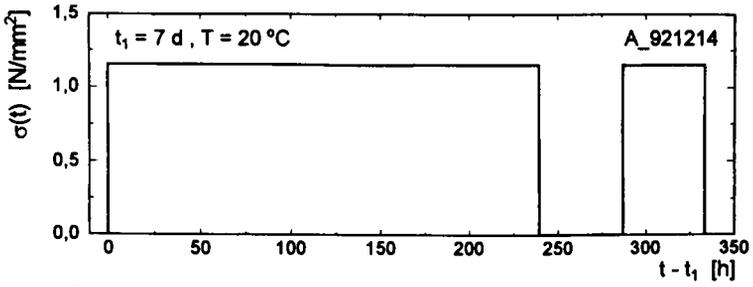


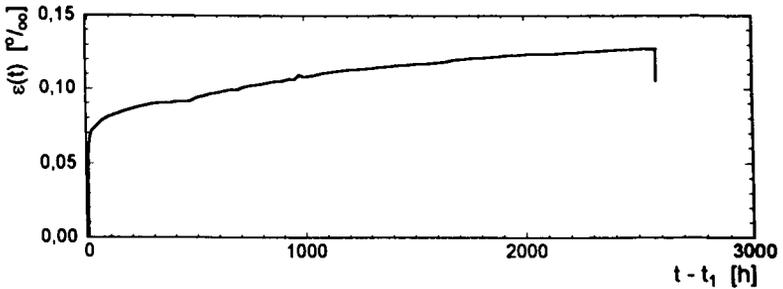
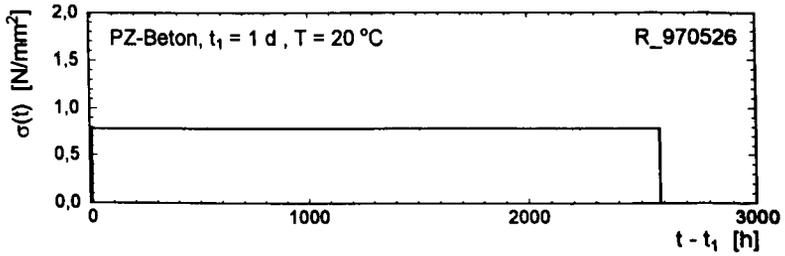
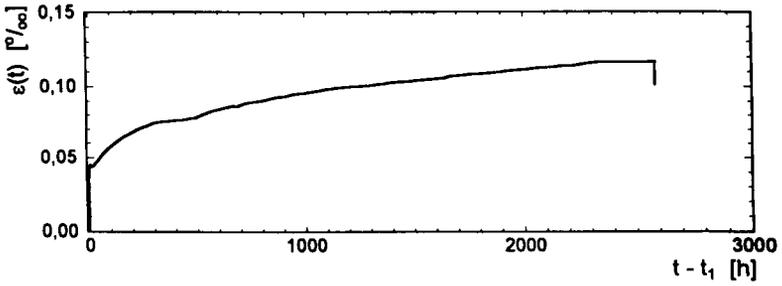
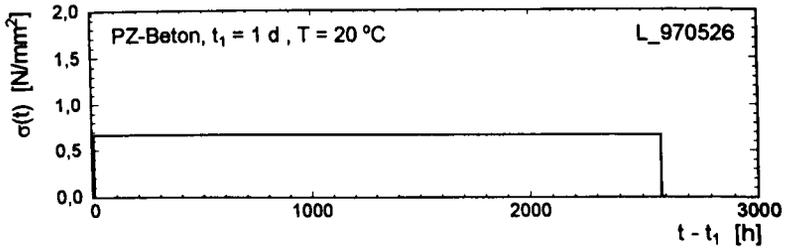
A-5.2 e

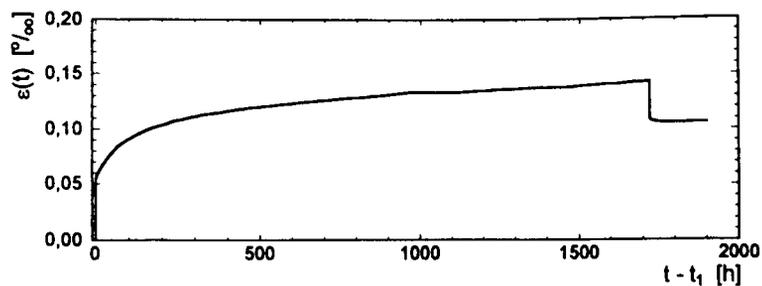
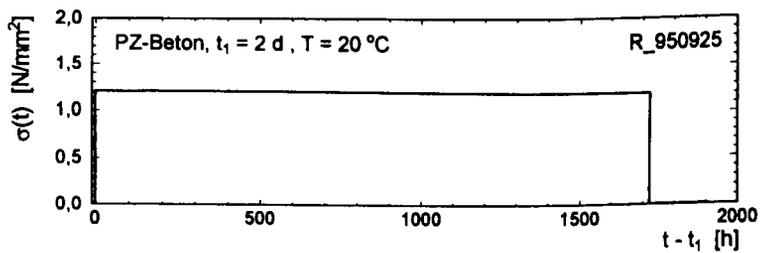
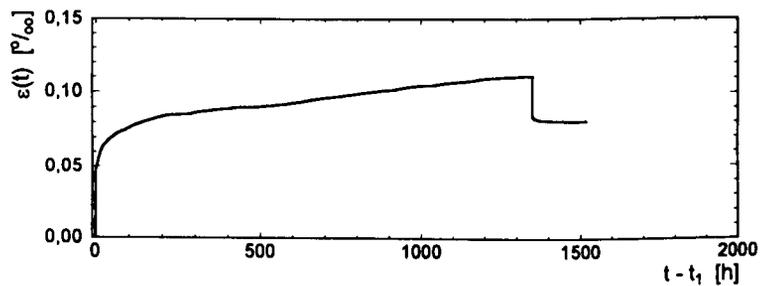
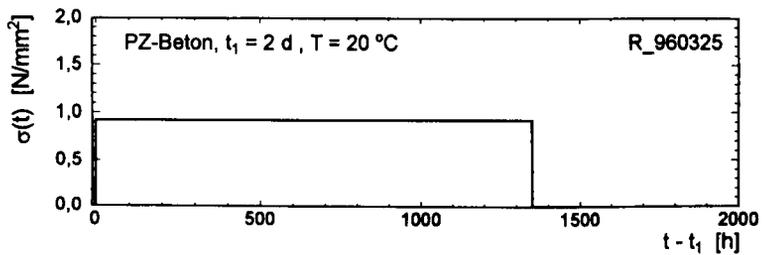




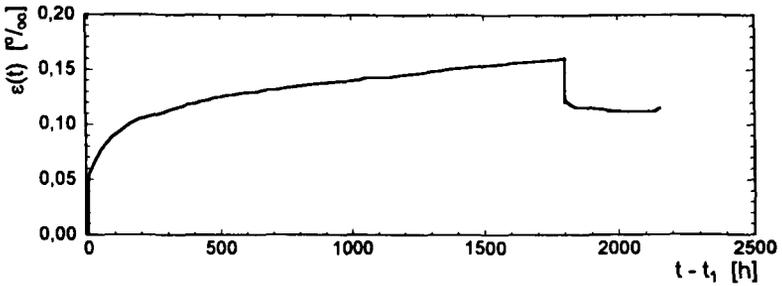
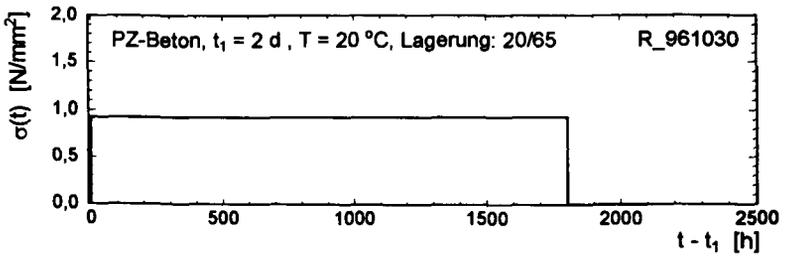
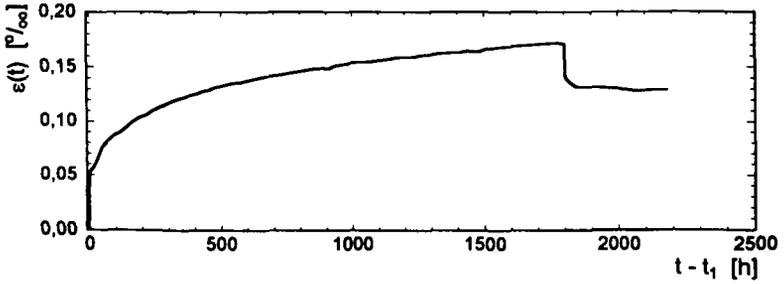
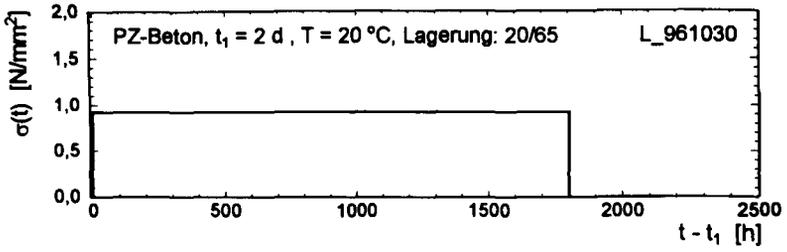
A-5.2 g



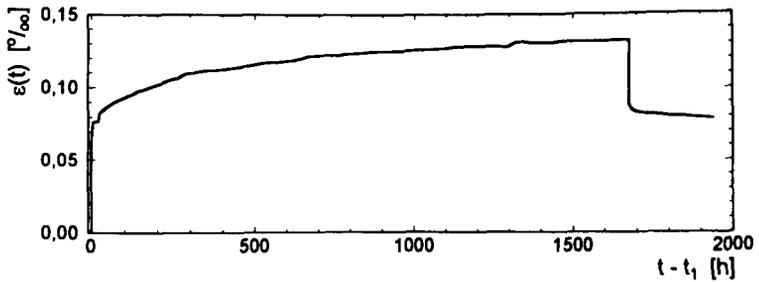
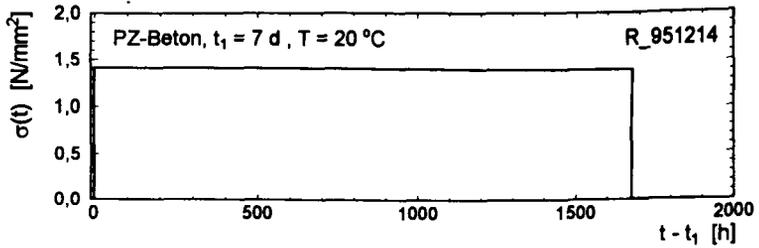
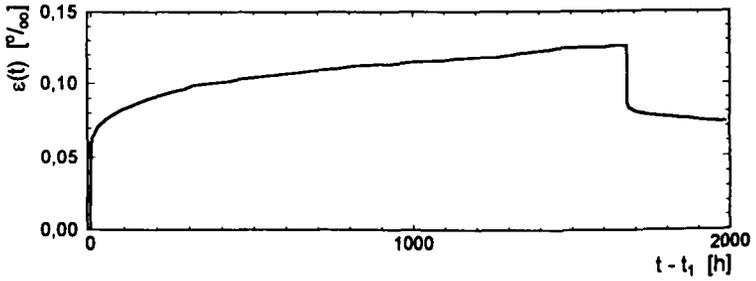
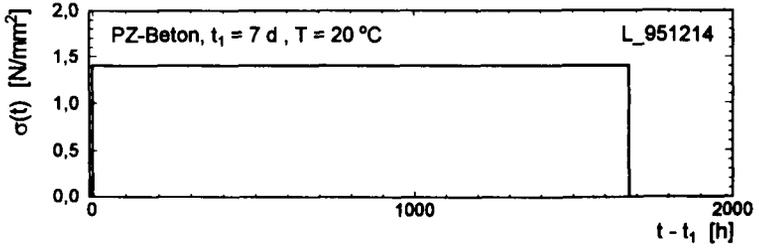




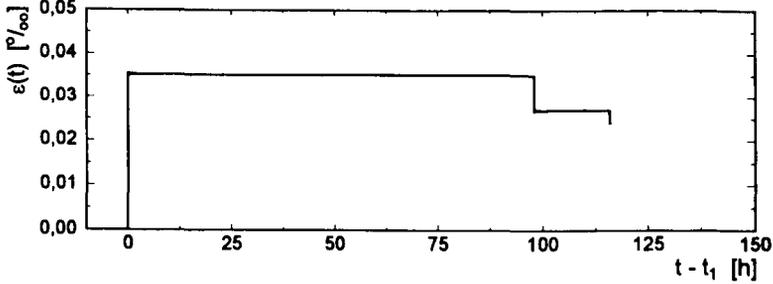
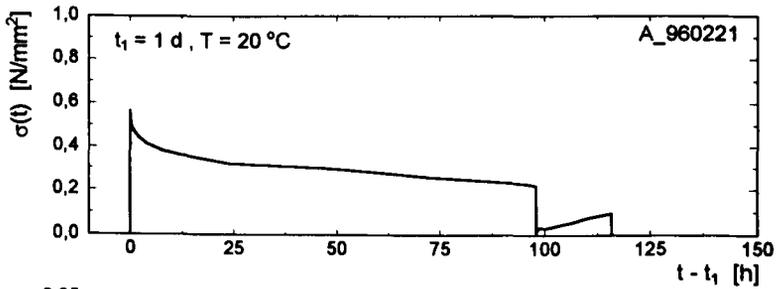
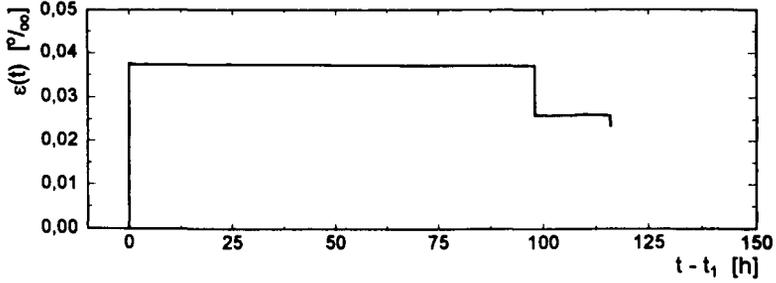
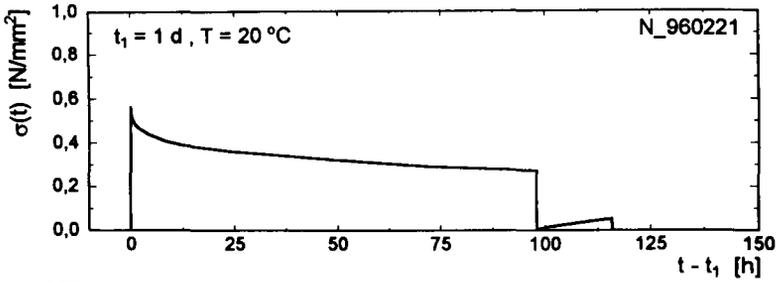
A-5.2 j



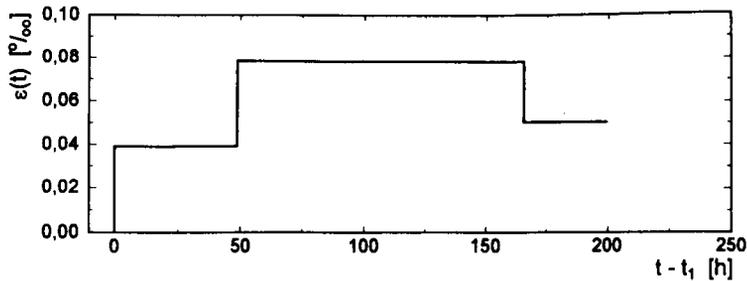
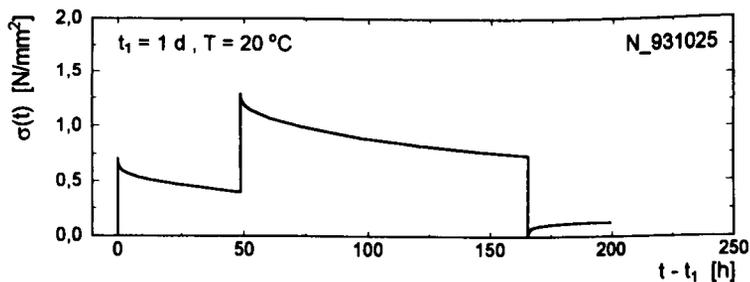
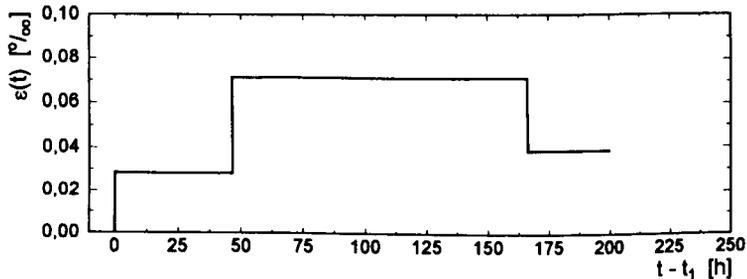
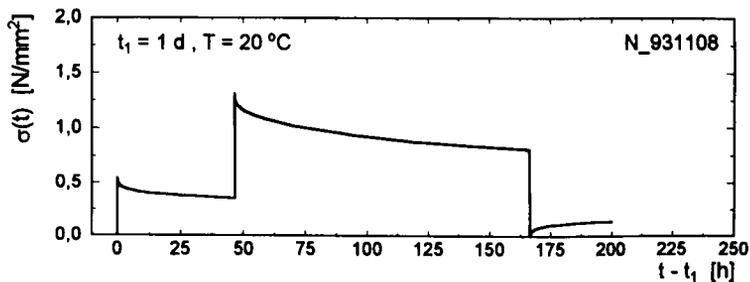
A-5.2 k

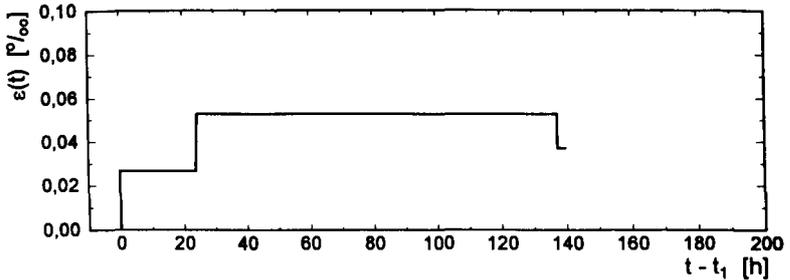
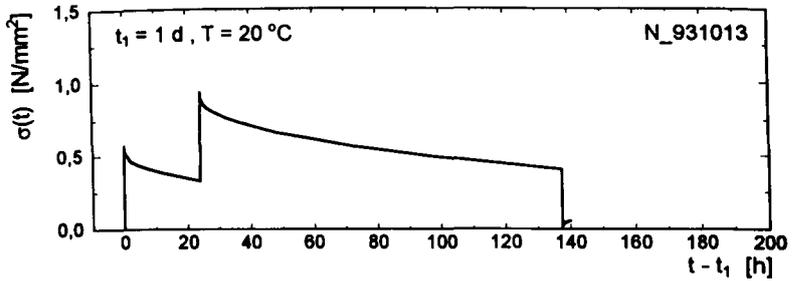
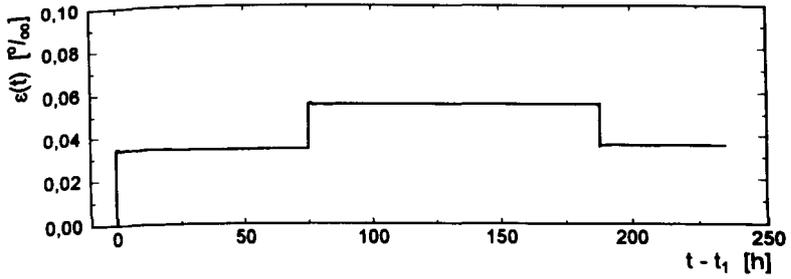
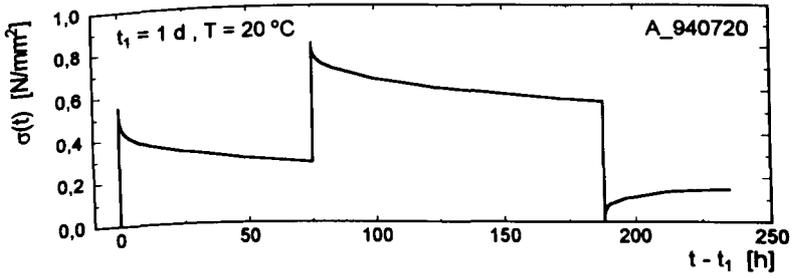


A-5.3 a

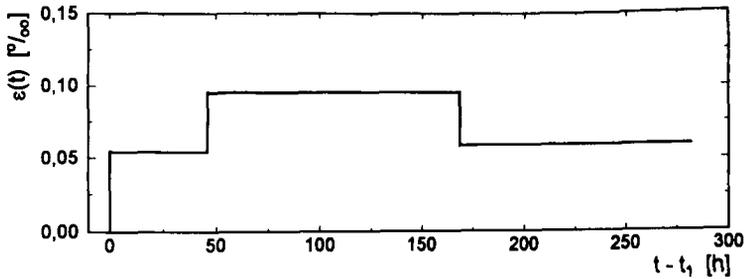
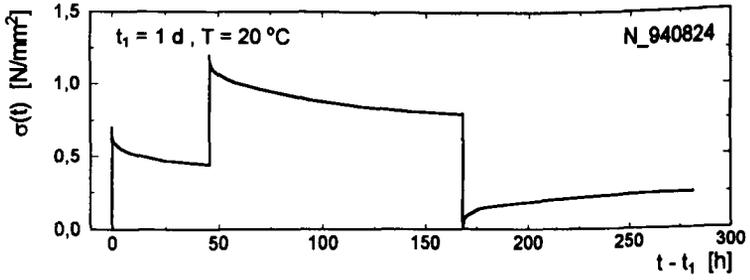
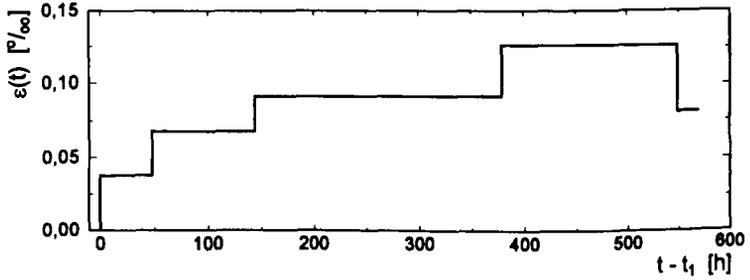
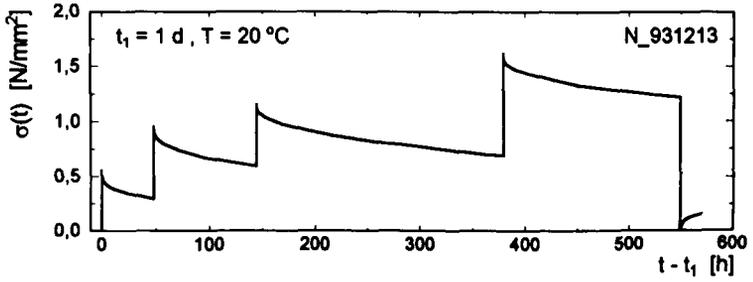


A-5.3 b

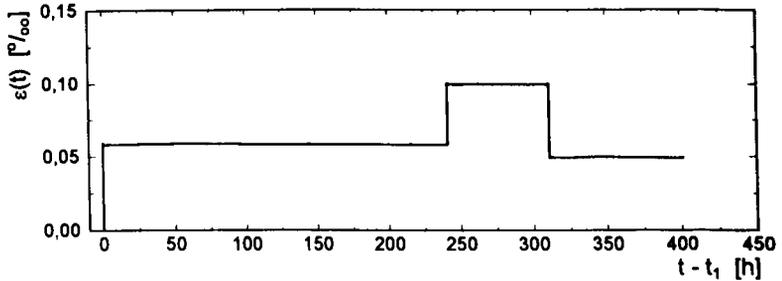
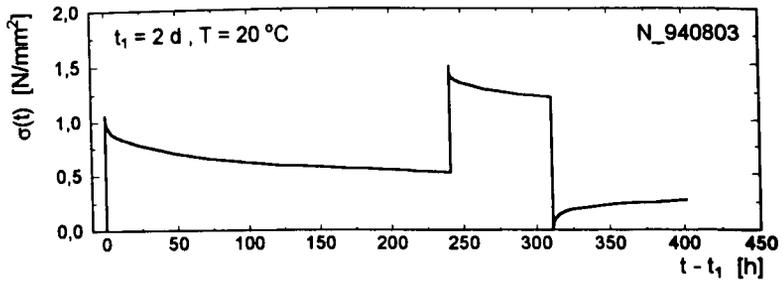
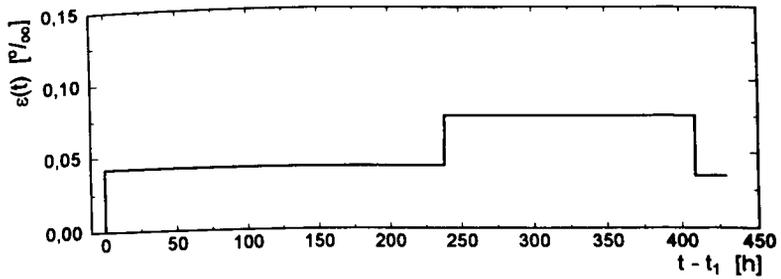
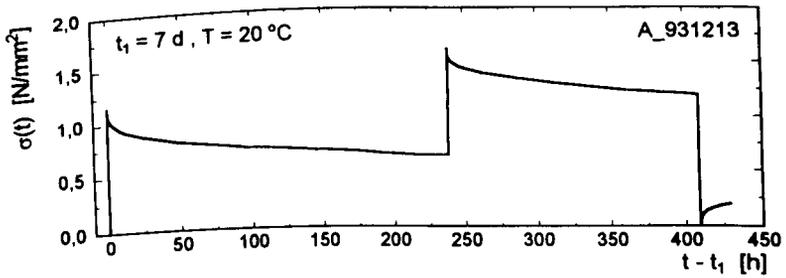




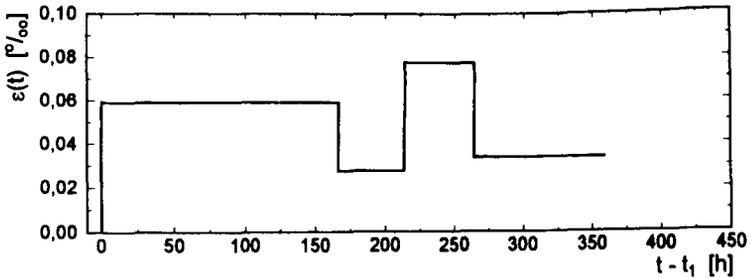
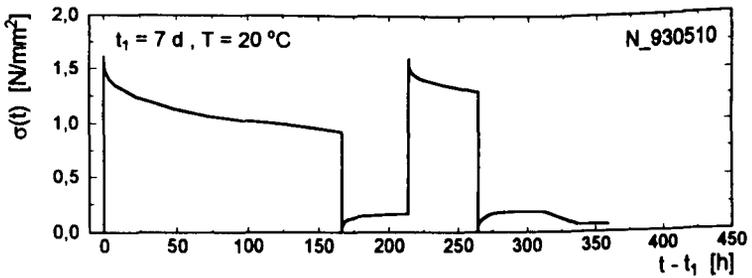
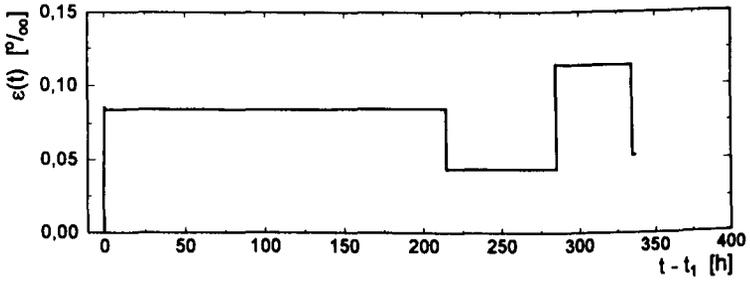
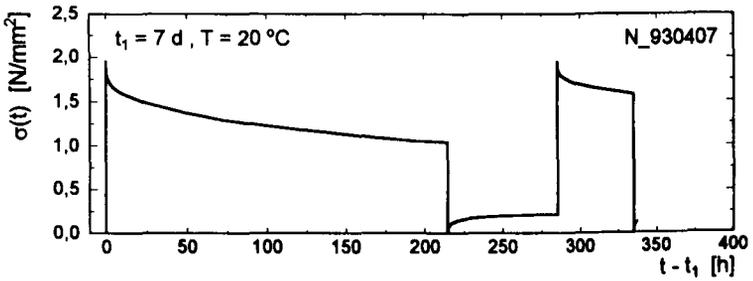
A-5.3 d



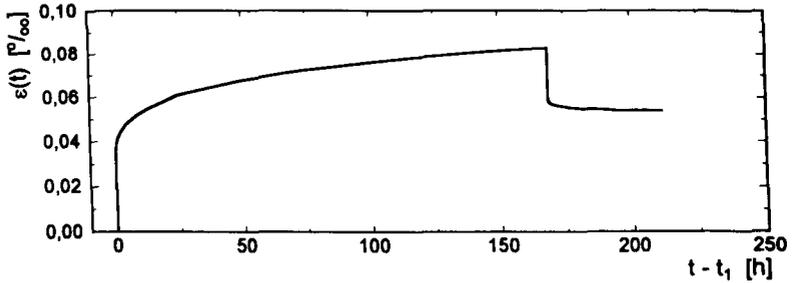
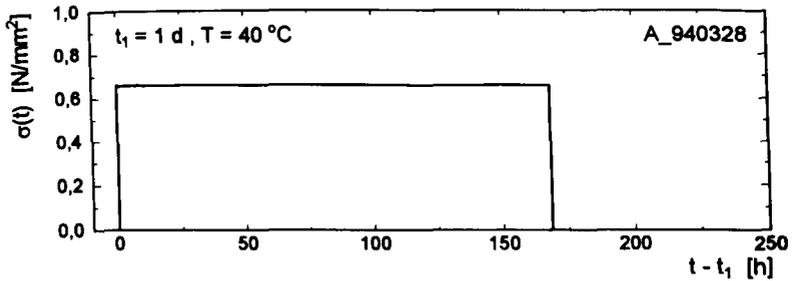
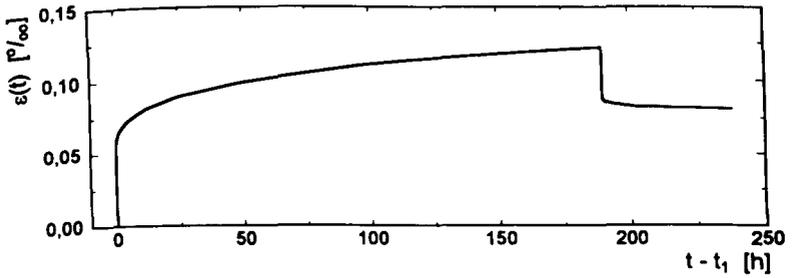
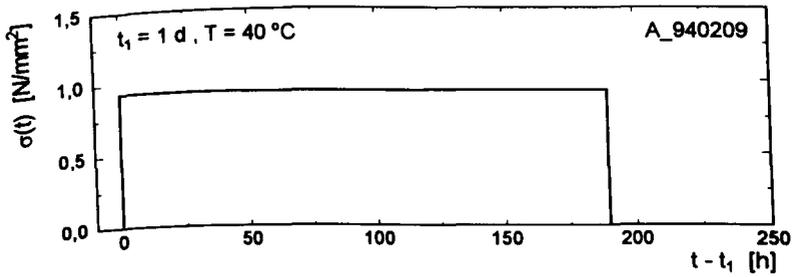
A-5.3 e



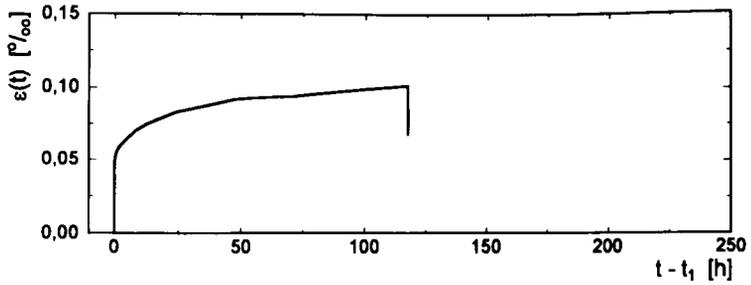
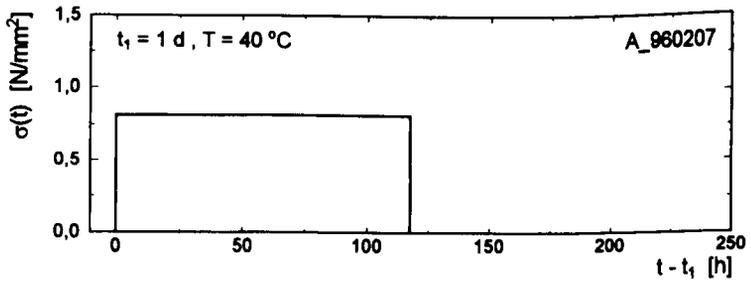
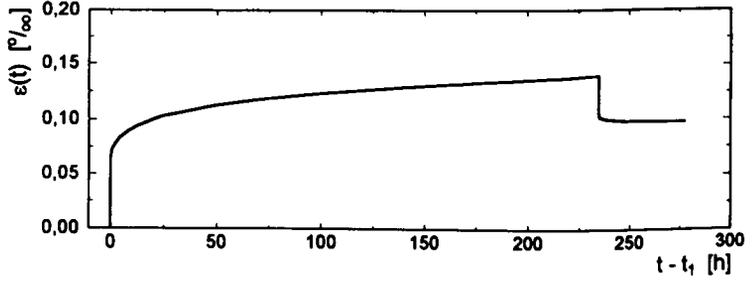
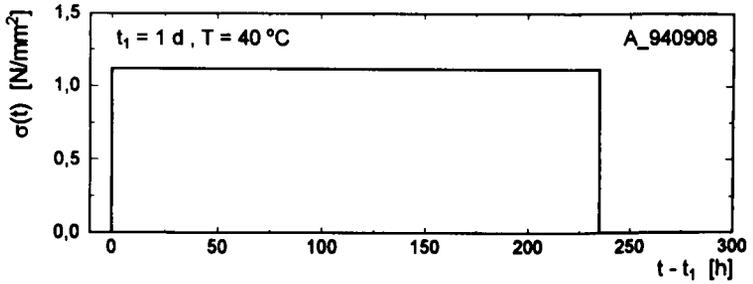
A-5.3 f

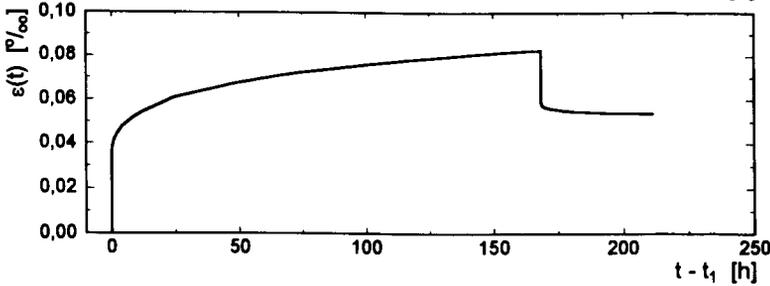
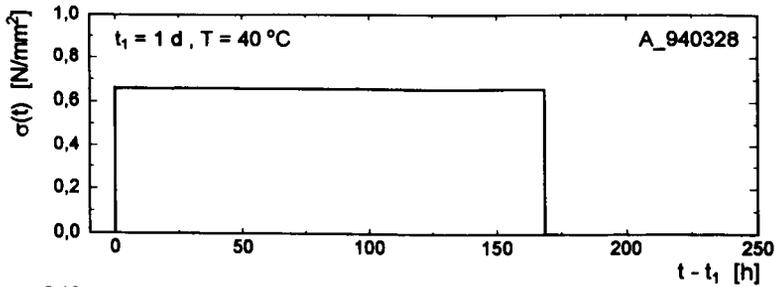
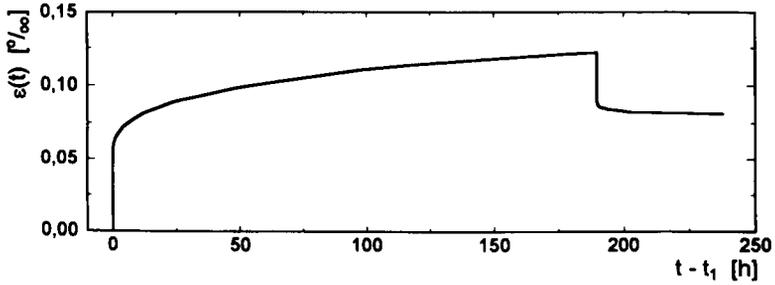
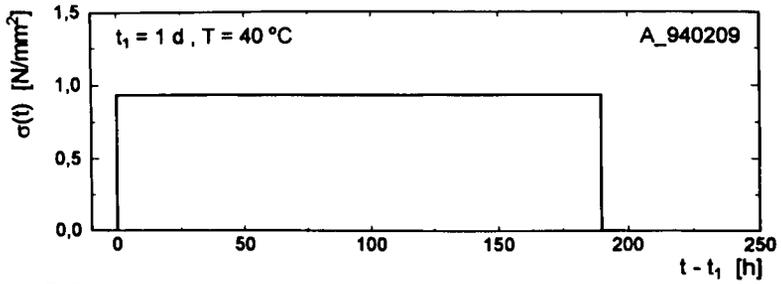


A-5.4 a

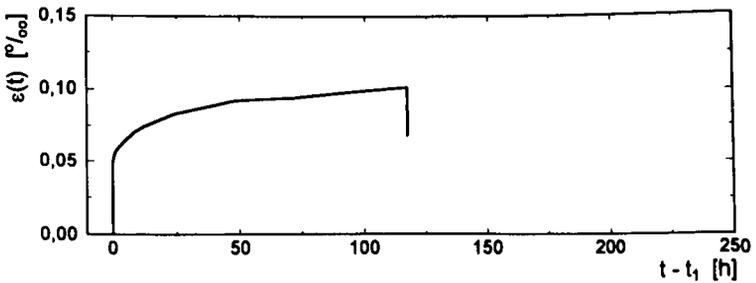
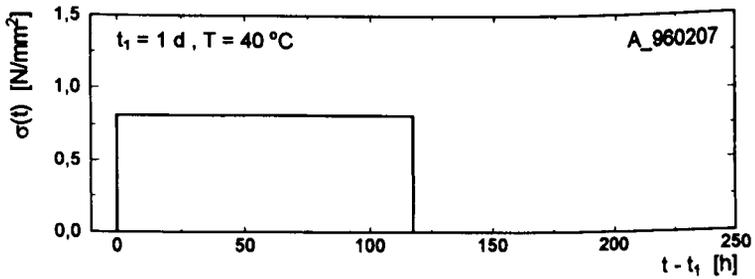
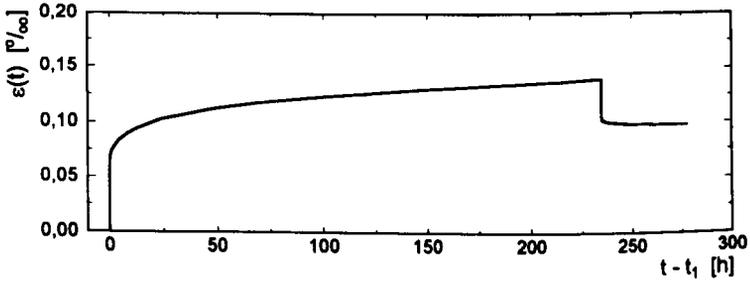
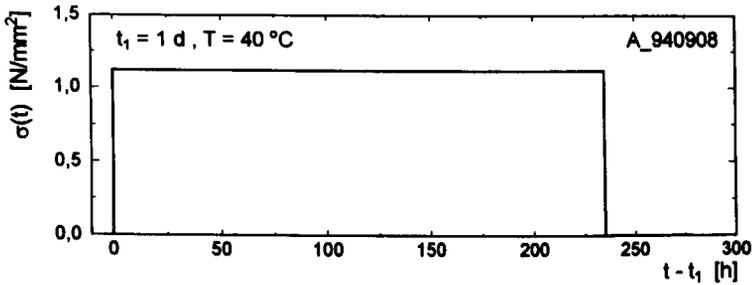


A-5.4 b

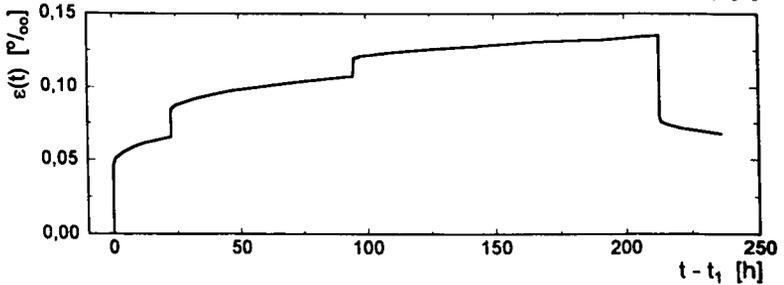
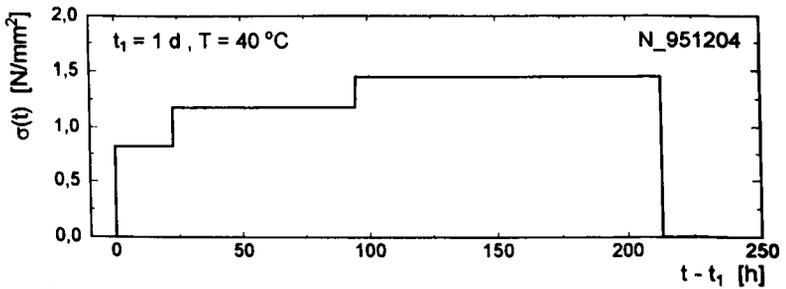
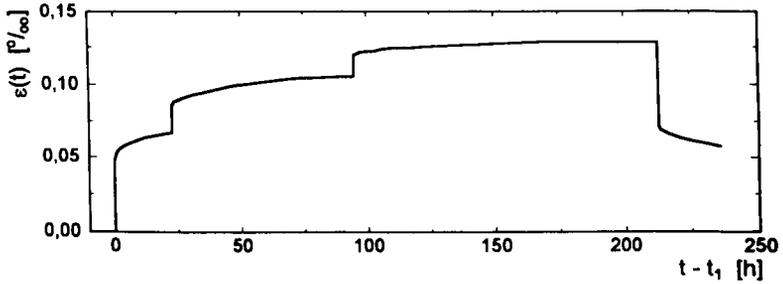
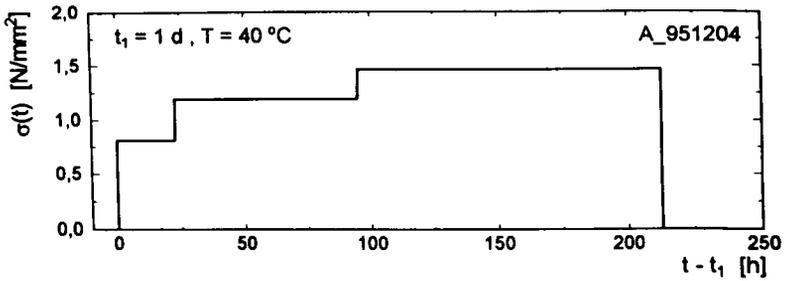




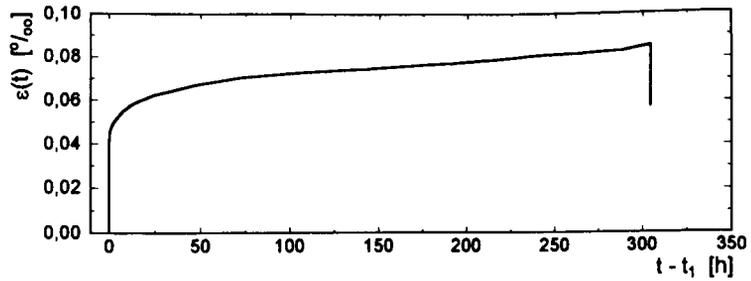
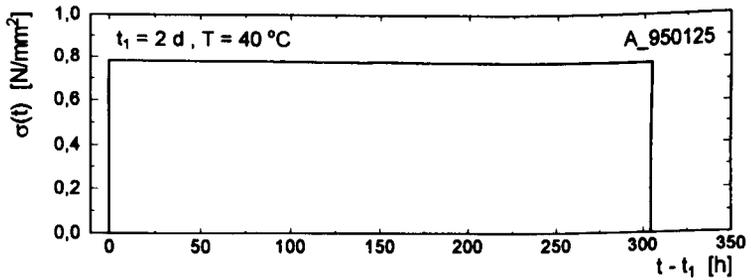
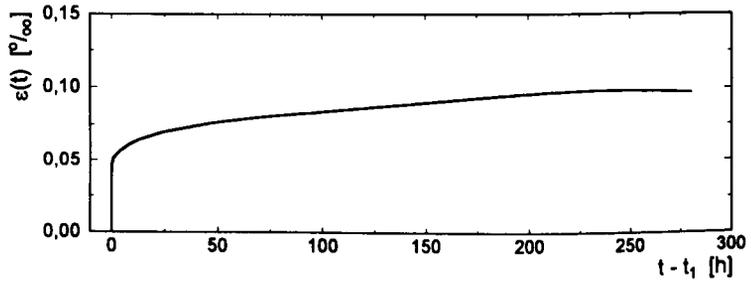
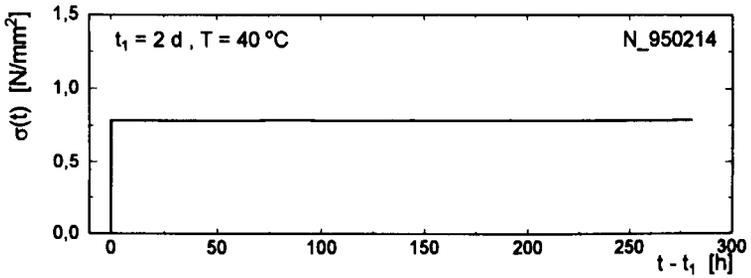
A-5.4 b

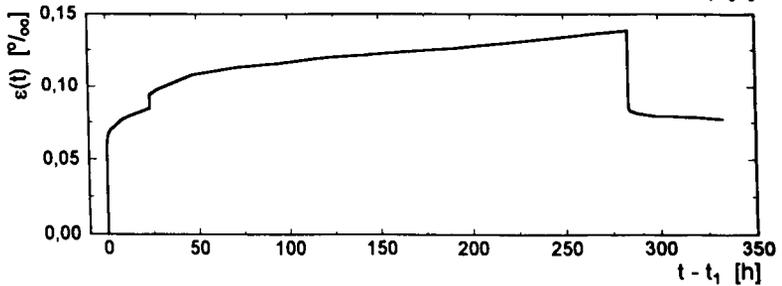
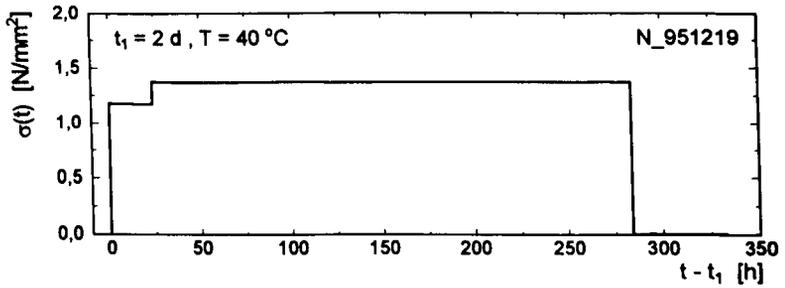
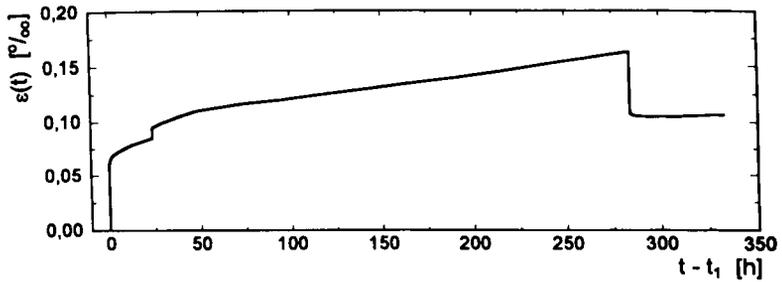
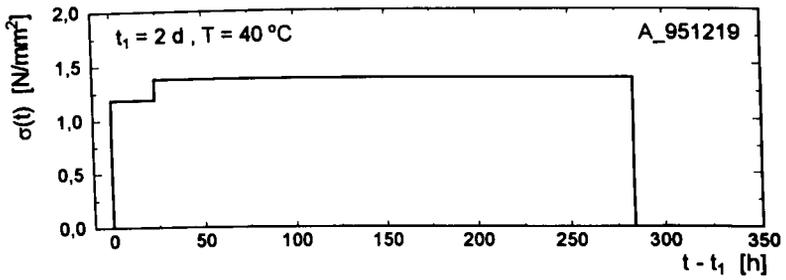


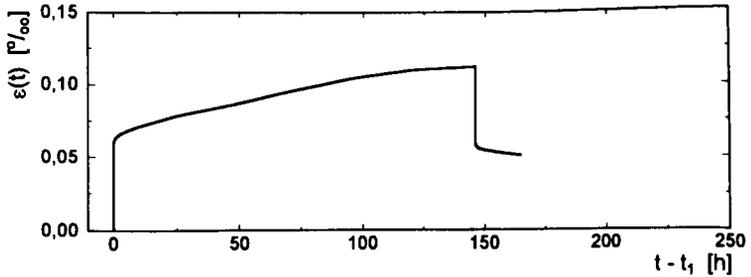
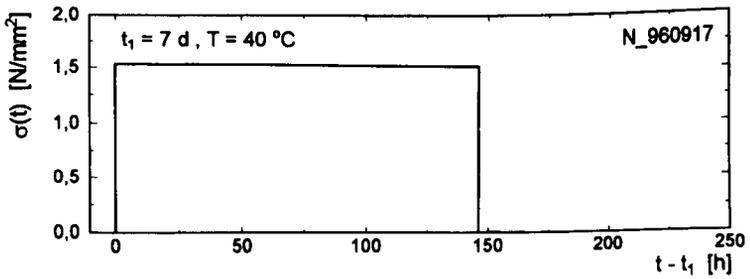
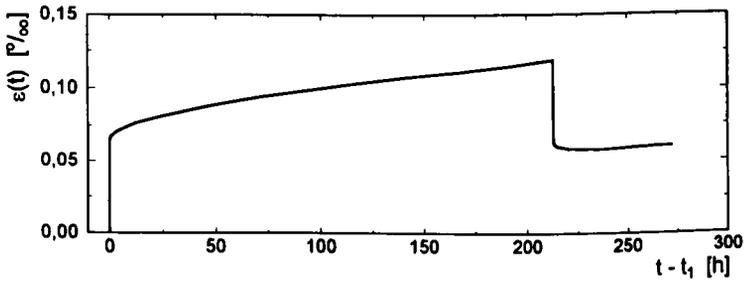
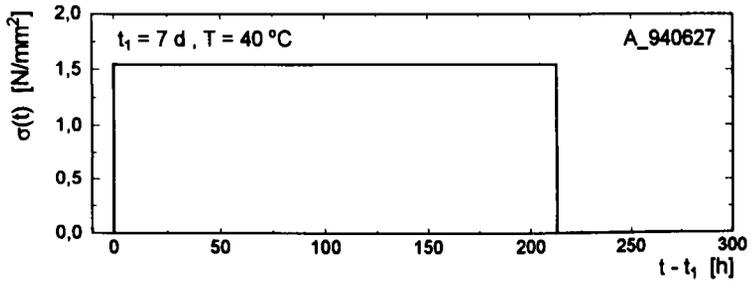
A-5.4 c



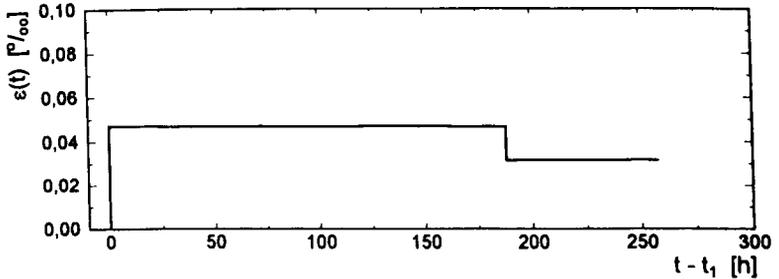
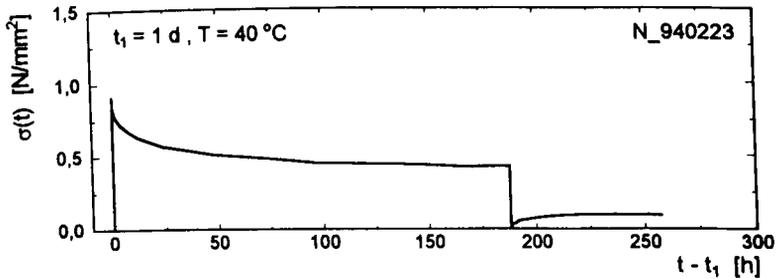
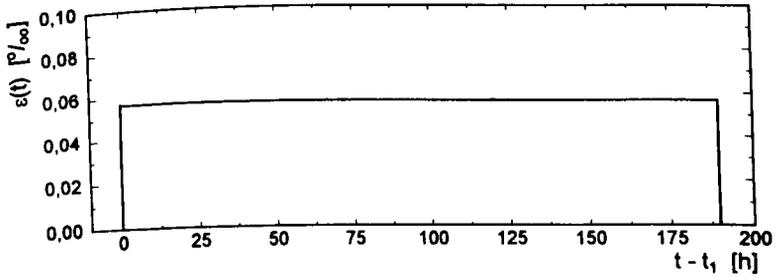
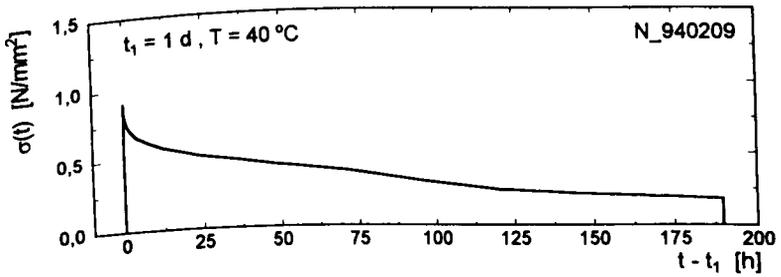
A-5.4 d



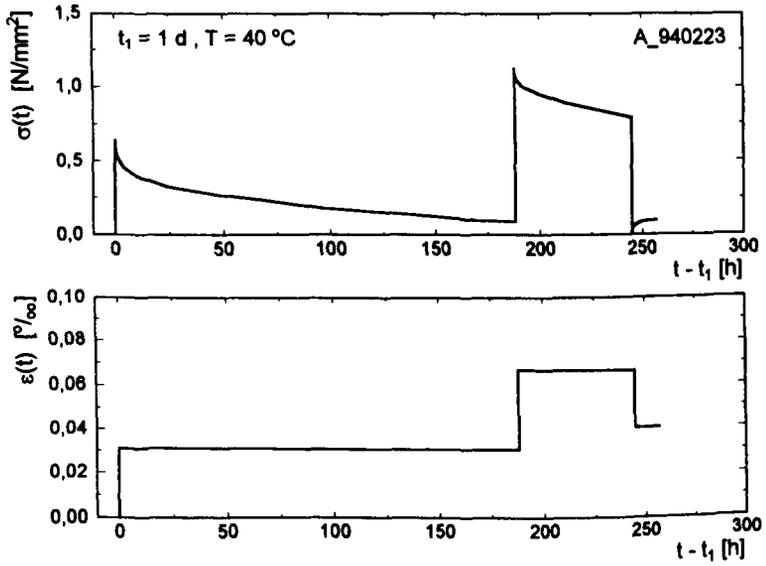


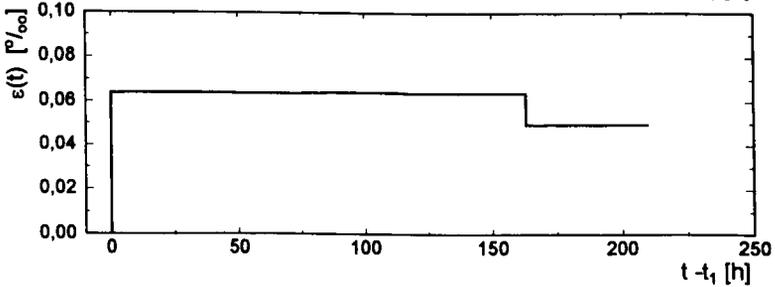
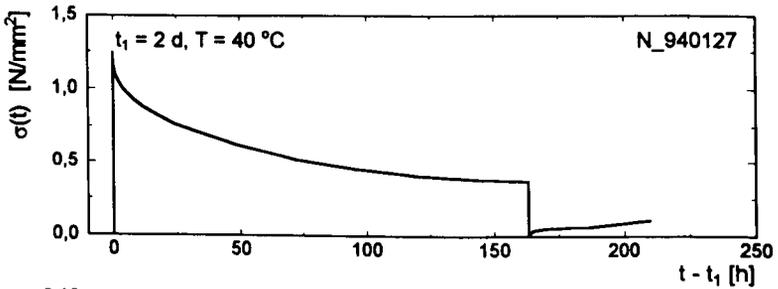
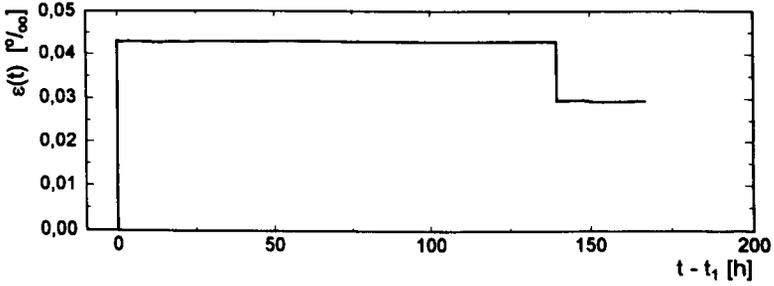
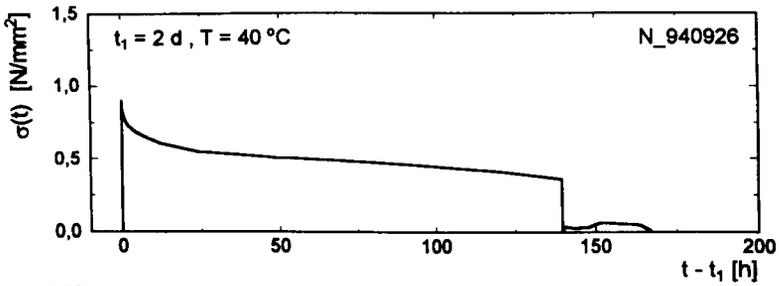


A-5.5 a

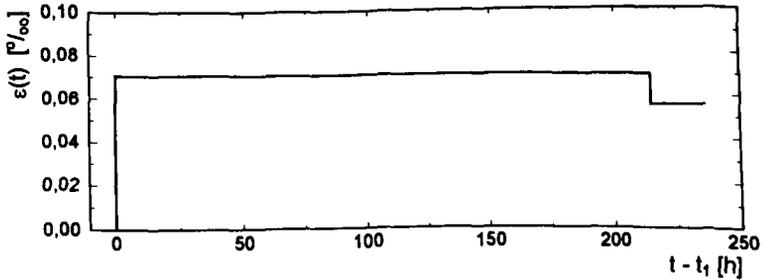
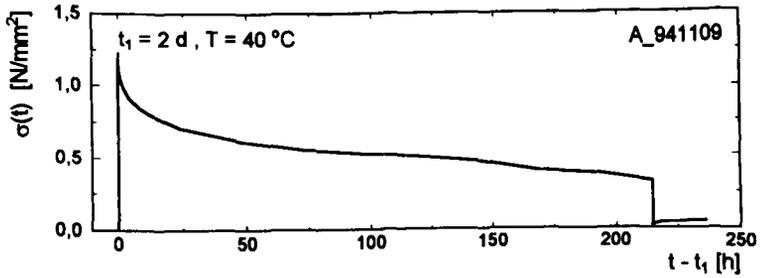
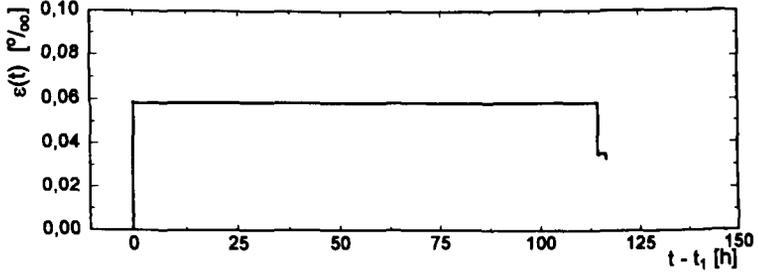
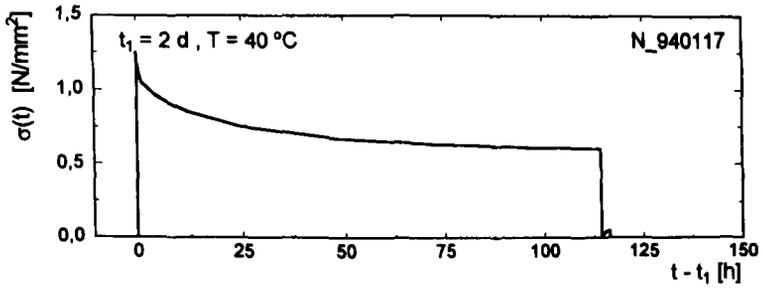


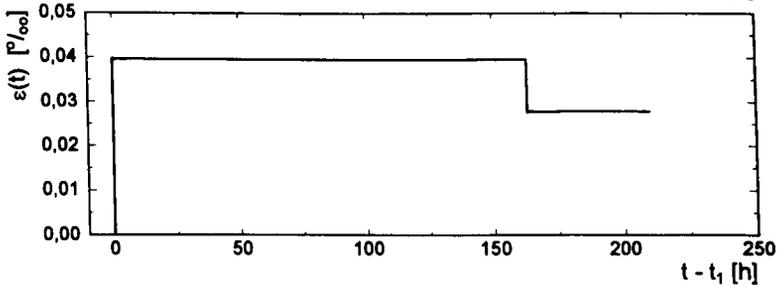
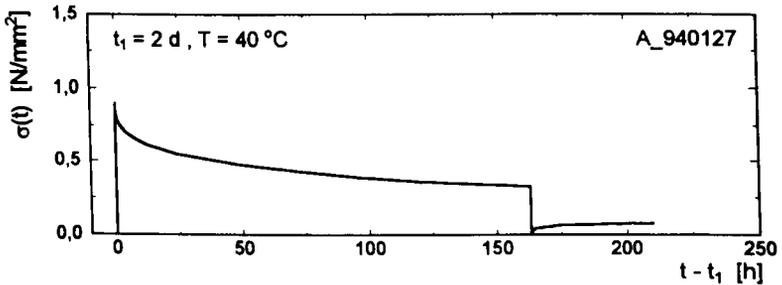
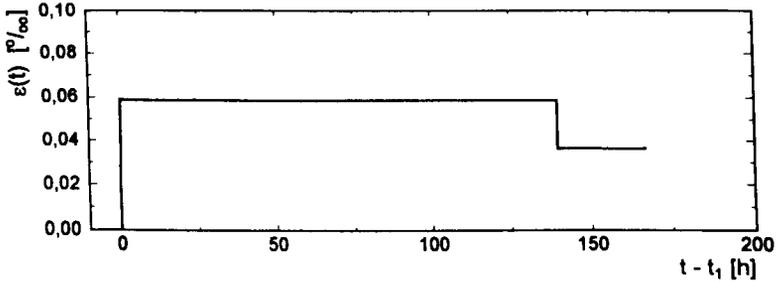
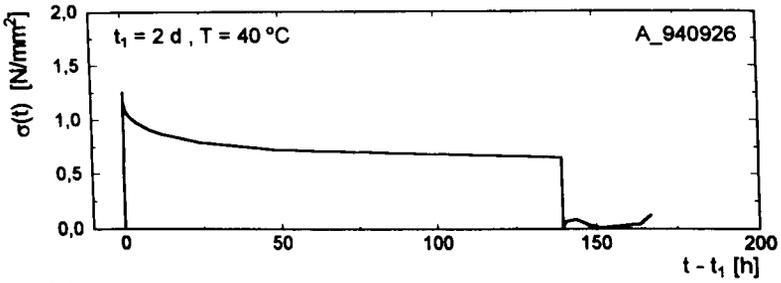
A-5.5 b

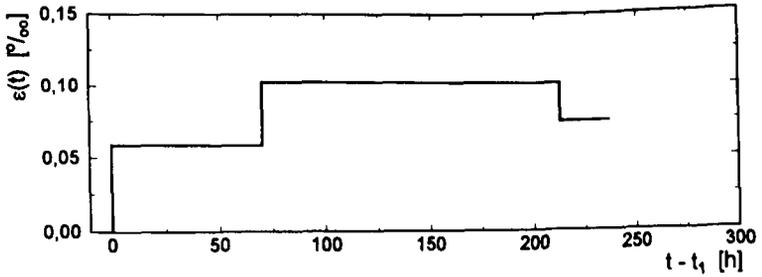
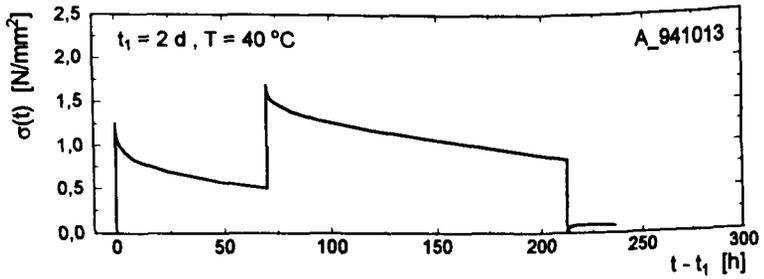
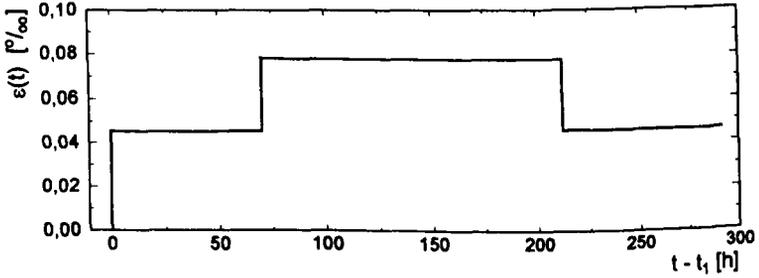
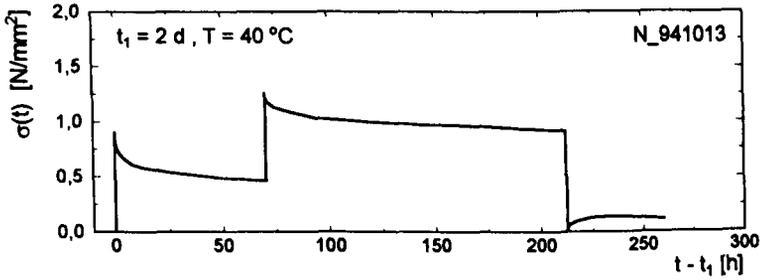




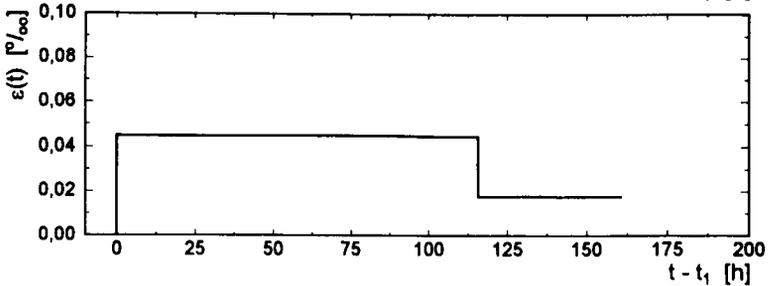
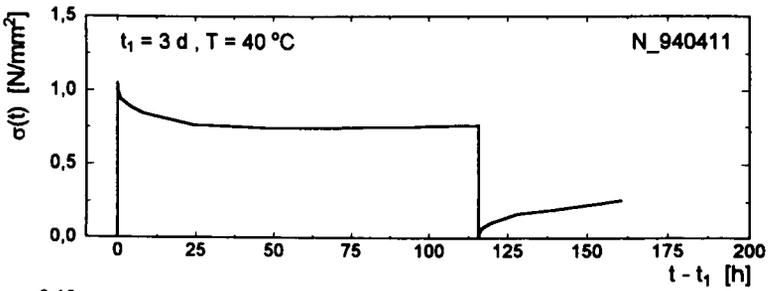
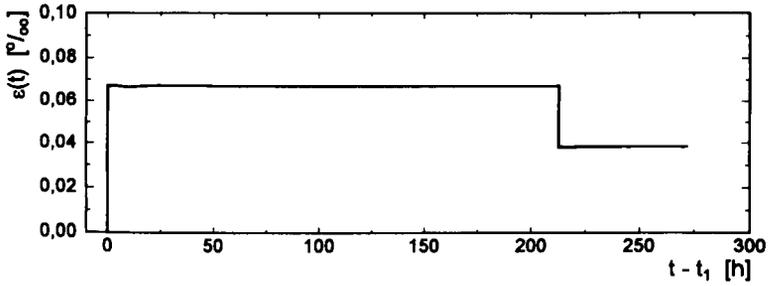
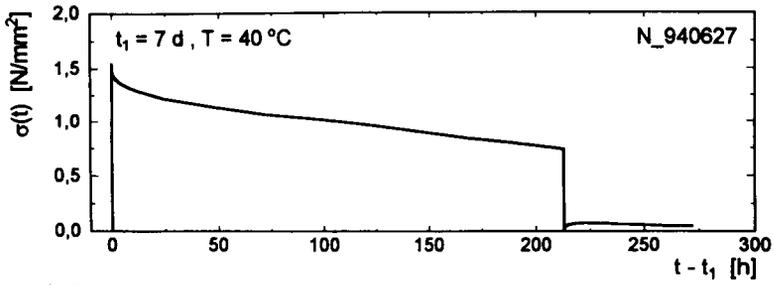
A-5.5 d

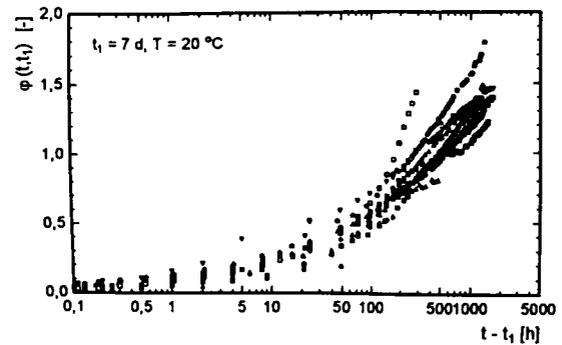
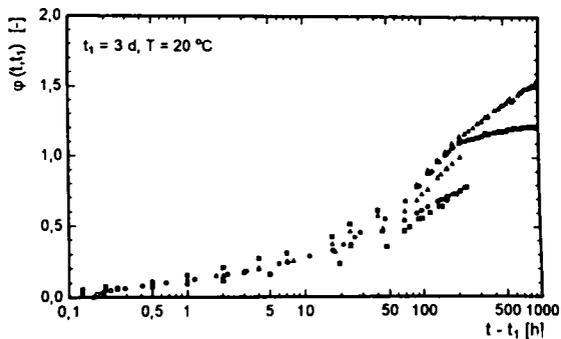
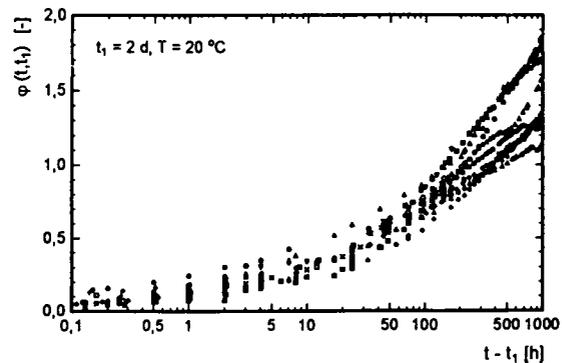
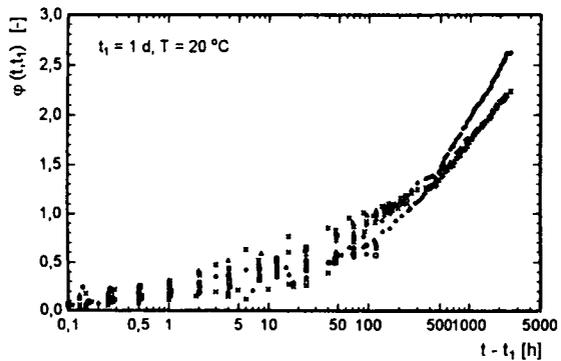


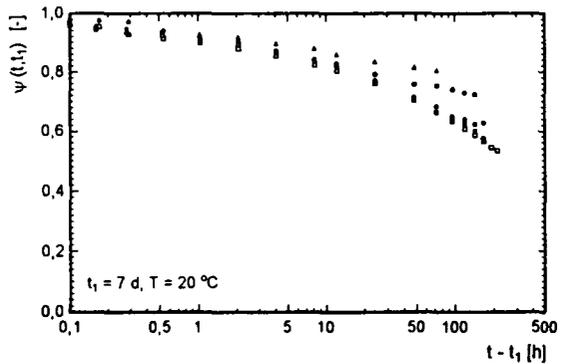
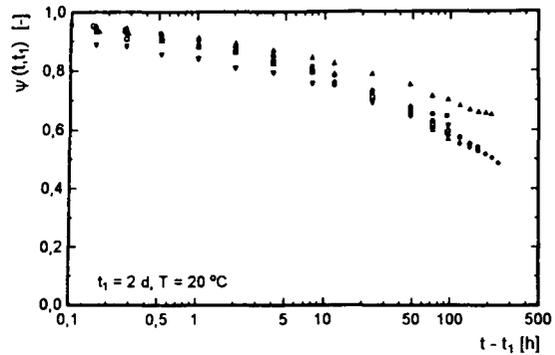
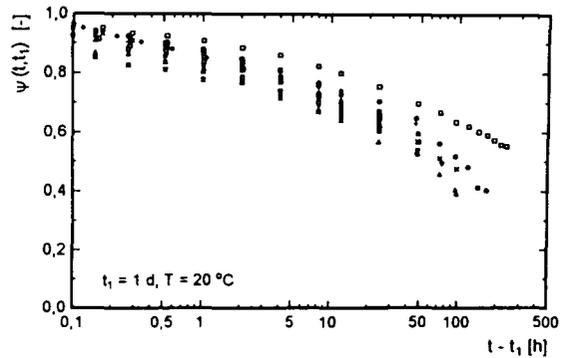




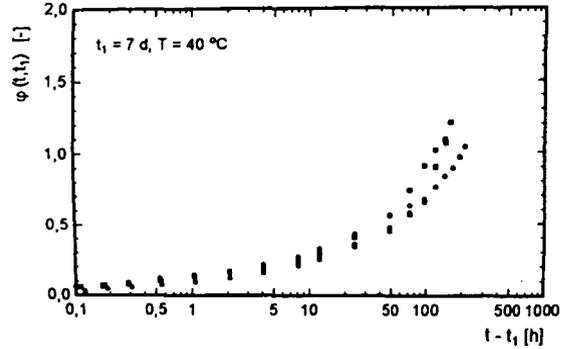
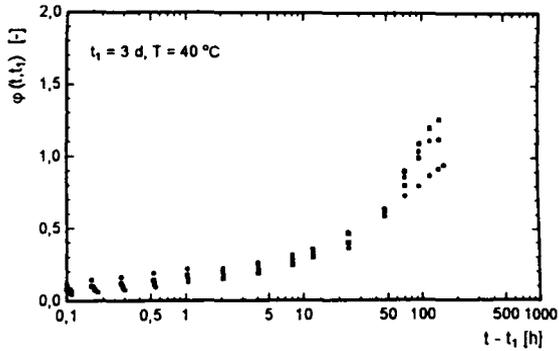
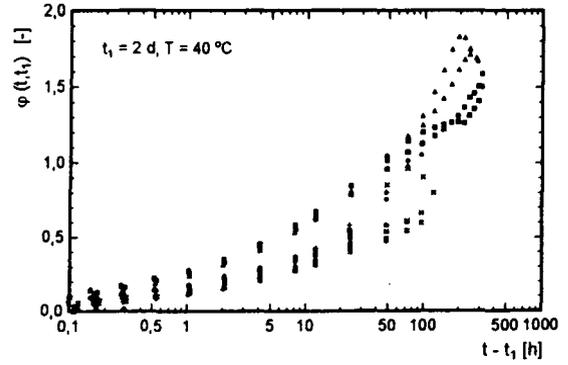
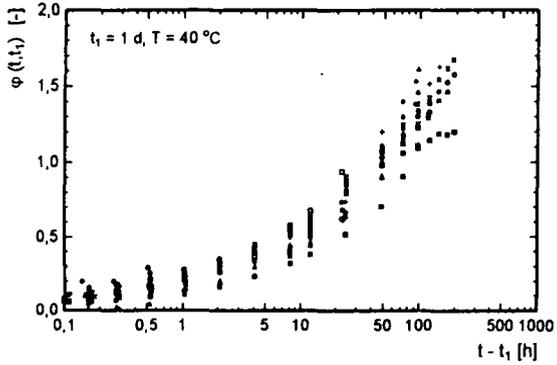
A-5.5 g

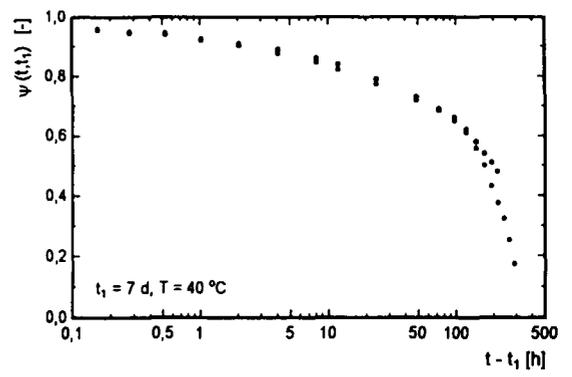
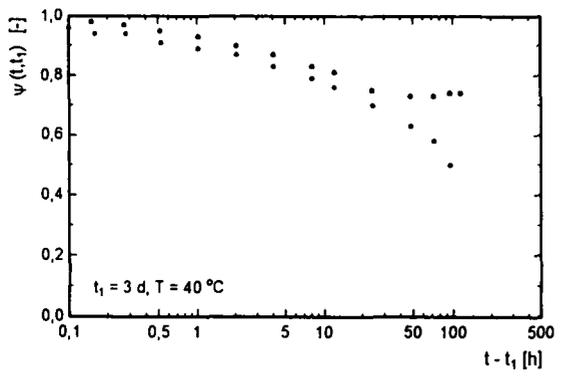
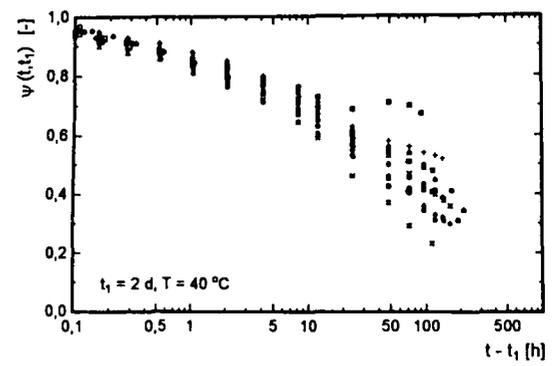
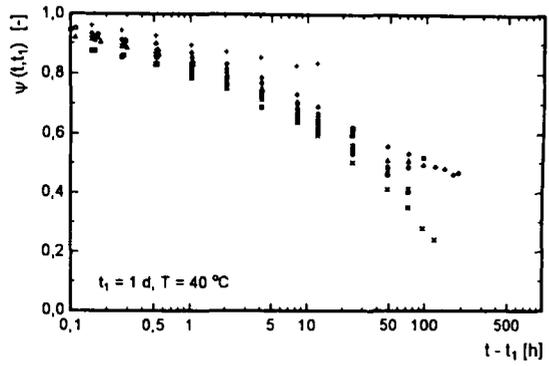




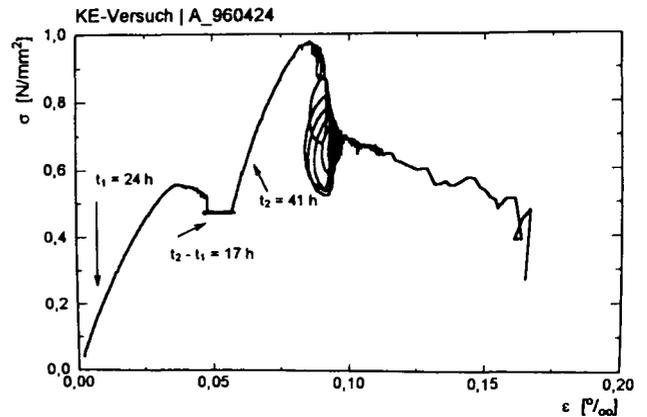
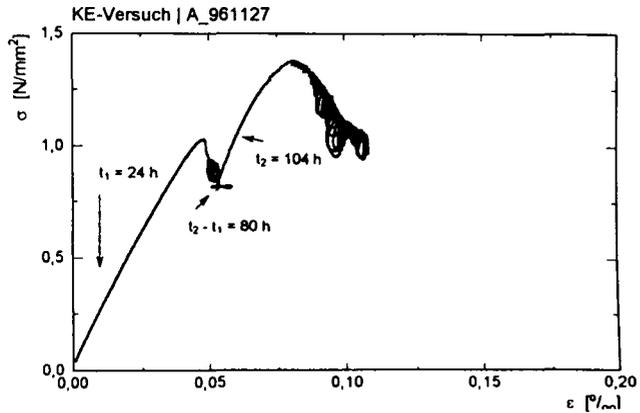
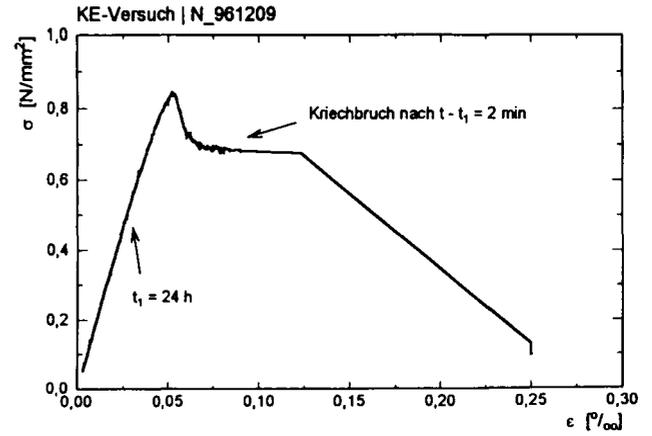
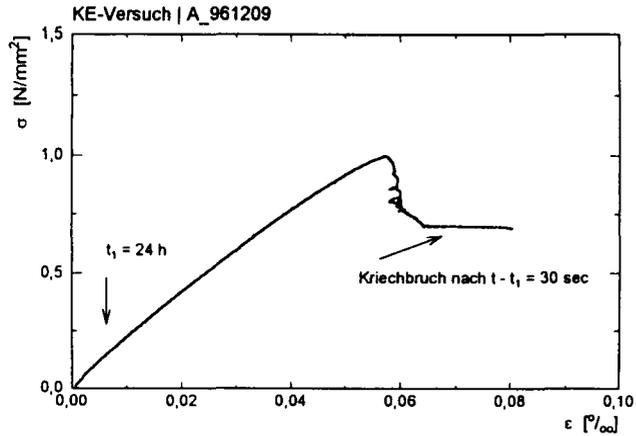


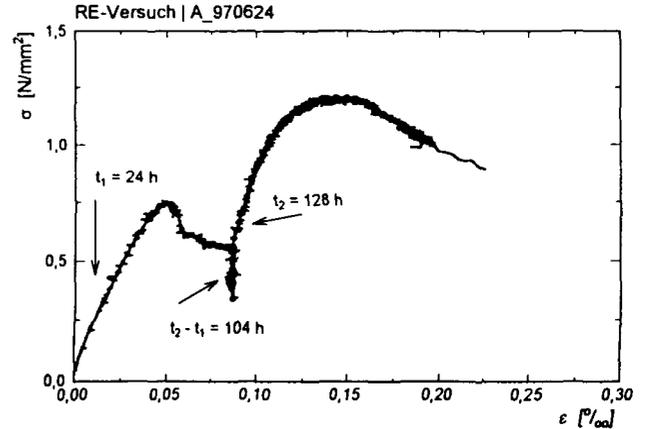
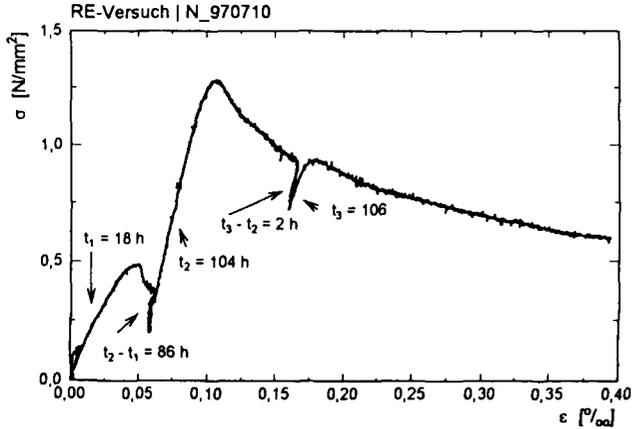
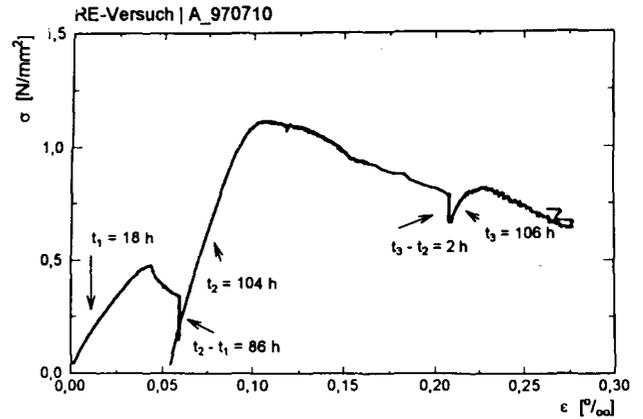
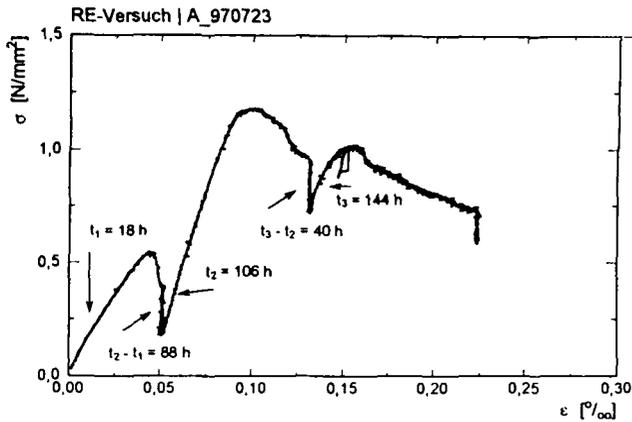
A-5.6 b

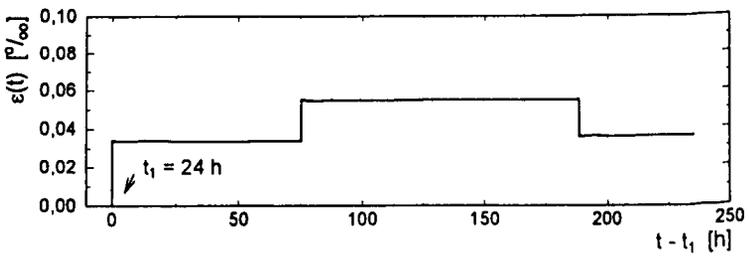
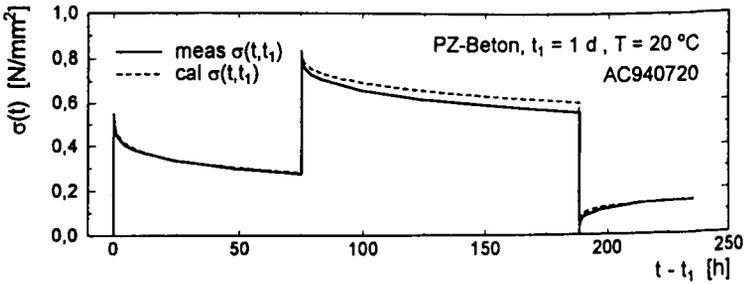
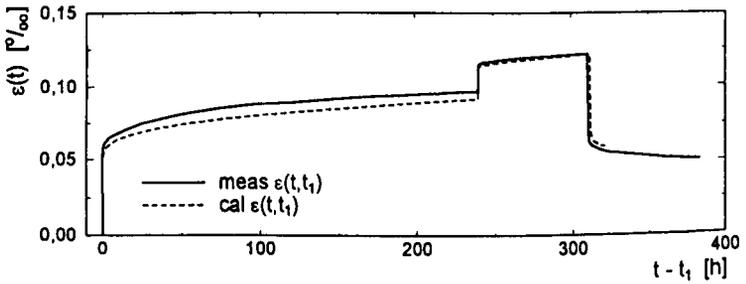
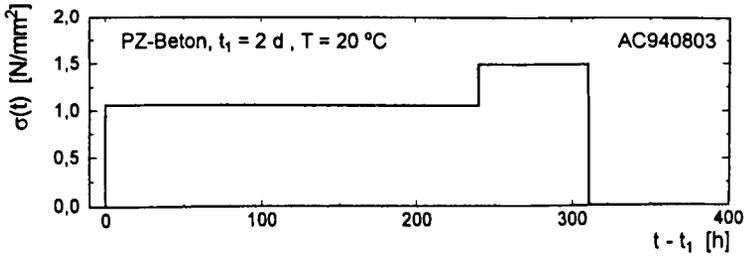


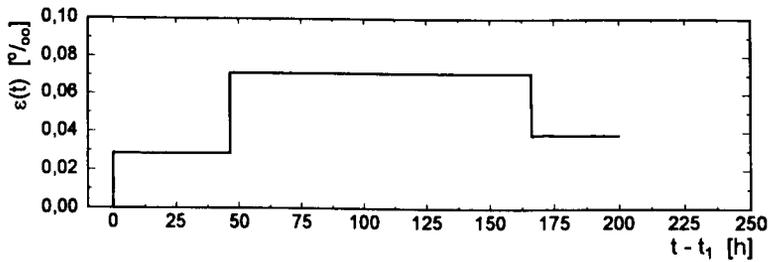
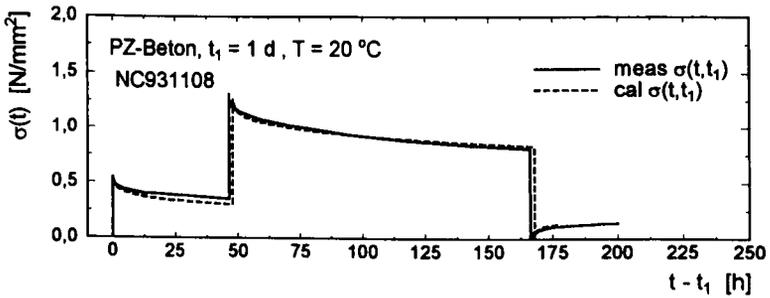
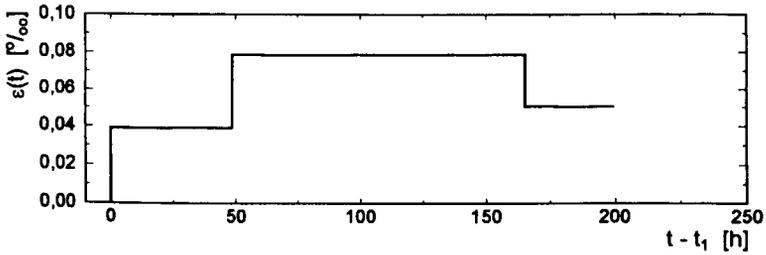
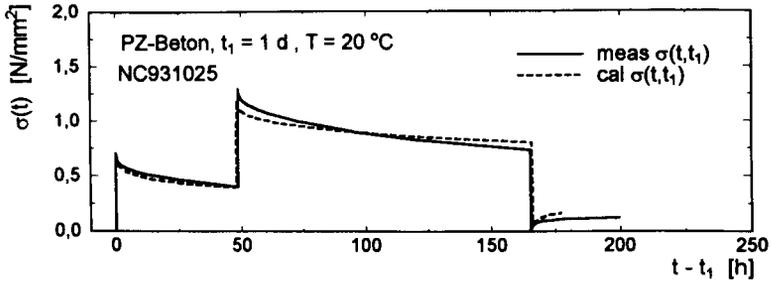


A-5:6 d









VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

Tel. (05 31) 3 91-54 54
Fax (05 31) 3 91-45 73
E-Mail O.Dienelt@tu-bs.de

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 60,-.

Vergriffene Hefte können als Kopien gegen
Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis ölgiger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feueranriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächen-tragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongüteküwürfeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungs-korrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nöltig, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbaustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spann-betonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPTagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, T.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodell des Verbundes geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Rohde, S.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen.

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:

Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:

Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:

Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorge-spannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton, 1995

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Heft 119:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Dichte Bauwerke: 09./10.11.1995; Braunschweiger Bauseminar 1995, ISBN 3-89288-091-3

Heft 120:

Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlußbericht, 1995, ISBN 3-89288-099-9

Heft 121:

Schütte, J.; Teutsch, M.; Falkner, H.: Fugenlose Betonbodenplatten, Forschungsbericht, 1996, ISBN 3-89288-100-6

Heft 122:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 24./25.09.1996 in Braunschweig, Kurzreferate, 1996, ISBN 3-89288-101-4

Heft 123:

Droese, S.; Riese, A.: Belastungsversuche an zwei Durchlauf-Plattenstreifen aus Elementplatten mit Aufbeton aus Stahlfaserbeton, 1996, ISBN 3-89288-102-4

Heft 124:

Hankers, C.: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung, 1996
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-103-0

Heft 125:

Schmidt-Döhl, F.: Ein Modell zur Berechnung von kombinierten chemischen Reaktions- und Transportprozessen und seine Anwendung auf die Korrosion mineralischer Baustoffe, 1996

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1996, ISBN 3-89288-104-9

Heft 126:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Ingenieurbauwerke mit neuen Konzepten: 14./15.11.1996, Braunschweiger Bauseminar 1996, ISBN 3-89288-105-7

Heft 127:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1990 - 1993, 1996, ISBN 3-89288-106-5

Heft 128:

Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy: Baustoffe in Praxis, Lehre und Forschung, 1997, ISBN 3-89288-107-3

Heft 129:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1994, 1997, ISBN 3-89288-108-1

Heft 130:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1995, 1997, ISBN 3-89288-109-X

Heft 131:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Klinkert H.: Trag- und Verformungsverhalten dynamisch beanspruchter Fahrbahnen aus Beton- und Stahlfaserbeton, Forschungsbericht, 1997, ISBN 3-89288-110-3

Heft 132:

Schütte, J.: Einfluß der Lagerungsbedingungen auf Zwang in Betonbodenplatten, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-111-1

Heft 133:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1997: 7. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 01.-02.10.1997, Kurzreferate, ISBN 3-89288-112-X

Heft 134:

Ameler, J.: Betonverhalten bei hohen Temperaturen und triaxialer Beanspruchung - FE-Modell auf der Basis der Betonstruktur, 1997

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1997, ISBN 3-89288-113-8

Heft 135:

Tagung Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk: 06./07.11.1997 in Braunschweig, ISBN 3-89288-114-6

Heft 136:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Innovatives Bauen: 13./14.11.1997, Braunschweiger Bauseminar 1997, ISBN 3-89288-115-4

Heft 137:

Forschung über Baudenkmalpflege - Arbeitsberichte: 1996 - 1997. 1998. ISBN 3-89288-116-2

Heft 138:

Scheibe, M.: Vorhersage des Zeitstandverhaltens unidirektionaler Aramidfaserverbundstäbe in alkalischer Umgebung. 1998.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss., 1998. ISBN 3-89288-117-0

Heft 139:

Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten : 29./30.9.1998 in Braunschweig ; Kurzreferate. 1998.

ISBN 3-89288-118-9

Heft 140:

Gutsch, A.: Stoffeigenschaften jungen Betons - Versuche und Modelle. 1998.

Zugl.: Braunschweig, TU, Diss.

ISBN 3-89288-119-7

Heft 141:

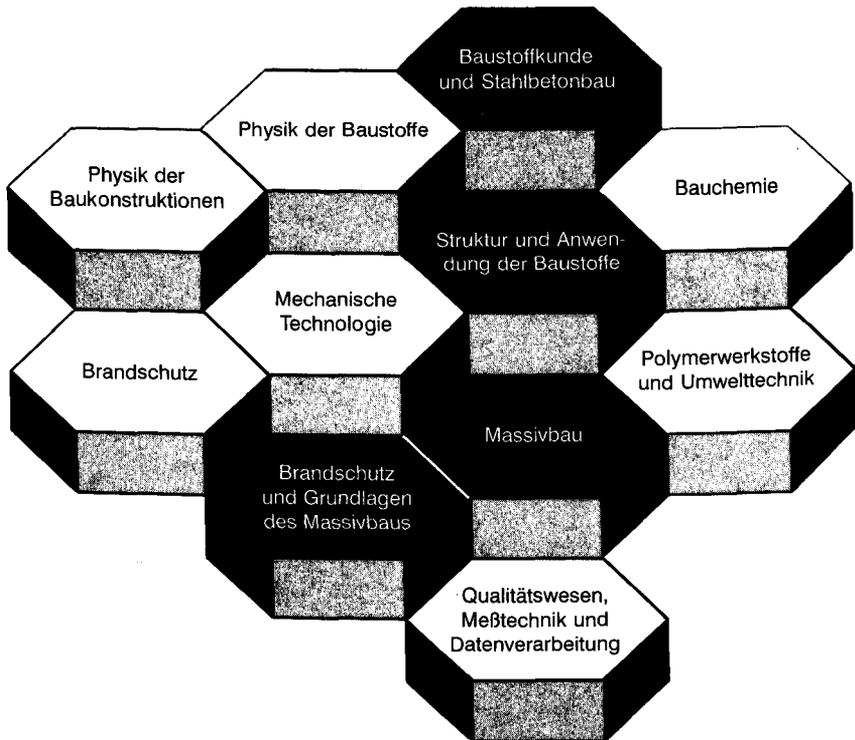
Falkner, H. ; Teutsch, M. [Hrsg.] Beton auf neuen Wegen : 12.-13.11.1998 ; Braunschweiger Bauseminar 1998.

ISBN 3-89288-120-0

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267
38114 Braunschweig
Telefon 0531/ 33 75 89
Telefax 0531/ 34 44 49
e-mail Schmidt Druck.BS@t-online.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-119-7
ISSN 0178-5796