

**Zum karbonatisierungsbedingten  
Verlust der Dauerhaftigkeit  
von Außenbauteilen  
aus Stahlbeton**

**von  
Dieter Bunte**

**Heft 107 · BRAUNSCHWEIG · 1994**



# Universitätsbibliothek Braunschweig (84)

UB Braunschweig

84



10302-827-7

*Handwritten text, possibly a signature or date, is visible below the barcode.*



*BA N 601 (1)*

*2002 046*

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

**iBMB**

TU BRAUNSCHWEIG

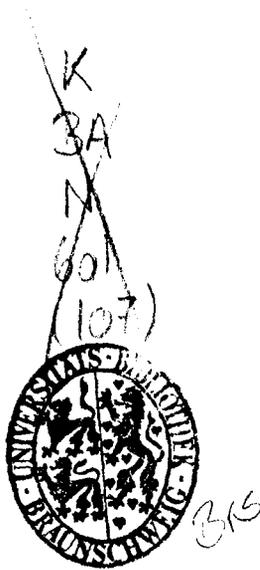
# **Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton**

von  
**Dieter Bunte**

**Heft 107 · BRAUNSCHWEIG · 1994**

ISBN 3-89288-086-7

ISSN 0178-5796



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

Eingereicht am: 16.06.1993

Mündliche Prüfung am: 28.10.1993

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H.K. Hilsdorf

## Vorwort

Die Dauerhaftigkeit sichert die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit eines Betonbauwerks und muß wie diese überwacht werden. Sie kann durch eine Reihe von Schadensprozessen abgebaut werden, gar verloren gehen. Unsere technischen Regeln enthalten als ein i.w. auf Erfahrungen beruhendes a-priori Maßnahmenbündel von deskriptiven Vorgaben (description concept), durch deren Einhaltung ein dauerhaftes Bauwerk entstehen soll. Zwar hat die Forschung zu weitgehender Klärung der wesentlichen Schadensmechanismen so doch nur unter Laborbedingungen geführt. Aber nicht immer sind deren Ergebnisse in die technischen Regeln eingeflossen oder gar auf das Bauwerk übertragbar. Ob die gewünschte Dauerhaftigkeit "eingebaut" worden ist, wird am Bauteil nicht geprüft. Auch deren zuverlässige Vorhersage (service life prediction) als Werkzeug für die Bauwerksplanung und QS der Bauausführung sowie für die Zustandsbeurteilung im Zuge der Bauwerksüberwachung gelingt bis heute nicht. Oft genug gibt erst der Schaden Auskunft darüber, ob der Verlust der Dauerhaftigkeit droht. Ein in sich geschlossenes Konzept, das sich an der erforderlichen und überwachbaren Leistungsfähigkeit des Bauteils orientiert, ein sog. performance concept, existiert noch nicht.

Die Forschungsarbeit nahm sich vor, aus dem reichen Fundus an Forschungsergebnissen ein ingenieurmäßiges Prognosemodell für den karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauteilen an der Witterung in Verbindung mit in-situ Meßverfahren abzuleiten und zu erproben.

Der Deutschen Forschungsgemeinschaft wird für die finanzielle Unterstützung verbindlichst gedankt.

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy



## INHALTSVERZEICHNIS

1.	EINLEITUNG	1
1.1	Zielsetzung und baupraktische Relevanz	1
1.2	Gliederung der Arbeit	2
2.	GRUNDLAGEN UND KENNTNISSTAND DER LEBENSDAUERVORHERSAGE	4
2.1	Zu den Begriffen Dauerhaftigkeit, Lebens- und Nutzungsdauer sowie Karbonatisierungstiefe	4
2.2	Zum Begriff service-life-prediction (SLP)	7
2.2.1	SLP-Modell von Tuutti	8
2.2.2	SLP-Modell von Siemes [102]	10
2.3	Erläuterung des Begriffes performance concept (PC)	11
2.4	Zerstörungsfreie Prüfmethoden (ZfPM)	13
2.5	Qualitätssicherung (QS) und Inspektion	14
2.6	Bisherige Karbonatisierungsmodelle	16
2.6.1	Karbonatisierung als Folge stationärer CO <sub>2</sub> -Diffusion	16
2.6.2	Karbonatisierungsgesetz von Schiebl [91]	17
2.6.3	Karbonatisierungsgesetz der TU Eindhoven [4]	18
2.6.4	Karbonatisierungsgesetz von Hergenröder [34]	20
2.6.5	Weitere Karbonatisierungsgesetze	21
2.7	Defizite bestehender Lebensdauermodelle	22
3.	VERSUCHE ZUR MODELLENTWICKLUNG	23
3.1	Überblick über das Versuchsprogramm	23
3.2	Erprobung und Anwendung des ISA-Verfahrens	25
3.2.1	Einfluß der betontechnologischen Parameter auf den ISA <sub>10</sub> -Wert	25
3.2.2	Streuung der Meßwerte	26
3.2.3	Einfluß der Feuchte	26
3.2.4	Feuchteverhältnisse zum Meßzeitpunkt	27
3.2.5	Einfluß der Karbonatisierungstiefe	27
3.2.6	Zusammenhang des ISA <sub>10</sub> -Wertes mit dem Wasseraufnahmekoeffizienten A	28
3.2.7	Schlußfolgerungen für die Modellentwicklung	29

3.3	Witterungseinflüsse auf die Porosität und Dichtigkeit des oberflächennahen Betons	30
3.3.1	Einfluß der Lagerungsbedingungen auf die transportrelevanten Teilporositäten (Bild 3.8 - 3.11)	30
3.3.2	Einfluß des w/z-Wertes auf die transportrelevanten Teilporositäten (Bild 3.8 - 3.11)	32
3.3.3	Zeitliche Entwicklung der Dichtigkeit	32
3.3.4	Schlußfolgerungen für die Modellentwicklung	33
3.4	Zusammenhang zwischen Porosität und Dichtigkeit	34
3.4.1	Transportkoeffizienten und transportrelevante Porenkennwerte	34
3.4.2	Korrelation des Absorptions- und Diffusionsprodukts	37
3.4.3	Korrelation $ISA_{10}$ und $D_c$	37
3.4.4	Schlußfolgerungen für die Modellentwicklung	39
3.5	Abnahmekriterium (Prüfplan) der Dichtigkeitsmessung	40
3.6	Zusammenfassung	42
4.	INGENIEURMODELL DER KARBONATISIERUNG VON AUßENBAUTEILEN	43
4.1	Einfluß der Witterung auf die Karbonatisierungstiefe	44
4.1.1	Vorüberlegungen	44
4.1.2	Versuche zum Einfluß der Durchfeuchtung auf den Karbonatisierungsfortschritt	46
4.2	Aufstellung des Karbonatisierungsgesetzes	50
4.2.1	Beschreibung der $CO_2$ -Diffusion	50
4.2.2	Niederschlagsmodell des Bauwerksstandortes	52
4.2.2.1	Verteilungsfunktion der Dauer der Trocken- und Niederschlagsperiode	52
4.2.2.2	Einfluß der Windverhältnisse des Bauwerksstandortes	55
4.2.2.3	Witterungsbedingte Verzögerung des Karbonatisierungsschrittes	57
4.2.3	Berechnung der Austrocknungsdauer	58
4.2.3.1	Abschätzung der maximal möglichen Durchfeuchtungstiefe $\max x_D$	58
4.2.3.2	Austrocknungsdauer vollständig durchfeuchteter Karbonatisierungstiefen	60
4.2.3.3	Austrocknungsdauer teilweise durchfeuchteter Karbonatisierungstiefen	61
4.2.4	Allgemeines Zeitgesetz der Karbonatisierung von Außenbauteilen	61
4.2.4.1	Abschätzung der Endkarbonatisierungstiefe $x_{C,\infty}$	62
4.2.4.2	Karbonatisierung bei Überschreitung von $x_{DH}$	64

4.3	Untersuchungen zur Modellgüte	66
4.3.1	Betrachtung zur Streuung der Endkarbonatisierungstiefe	66
4.3.2	Überprüfung der Annahmen stationärer Diffusionsbedingungen	68
4.3.2.1	Vergleich stationärer mit instationären Diffusionsbedingungen	69
4.3.2.2	Einfluß der Nichtlinearität (Veränderlicher Diffusionskoeffizient)	71
4.3.2.3	Numerisches Modell der Berechnung des instationären, nichtlinearen Karbonatisierungsfortschrittes.	71
4.3.3	Abschätzung des Einflusses der Rückdiffusion	73
4.3.4	Abschätzung der Größe $D_k$	75
4.4	Zusammenfassung	75
5.	MODELL DES $\text{CO}_2$ -DIFFUSIONSKOEFFIZIENTEN ( $D_c$ -MODELL)	78
5.1	Ziel und Vorgehen	78
5.2	Aufstellung und Ableitung des Regressionspolynoms	81
5.2.1	Faktorenbereich	81
5.2.2	Regressionspolynom zur Beschreibung des Einflusses des Betonalters und Karbonatisierungsgrades	82
5.2.3	Regressionspolynom zur Beschreibung des Einflusses der übrigen Faktoren	84
5.2.4	Einfluß der betontechnologischen Parameter auf die Diffusionsdichtigkeit	84
5.2.5	Vergleich von Vorhersage und Messung am Beispiel	88
5.3	Abschätzung des Vorhersagefehlers und dessen Berücksichtigung bei der Vorhersage des Diffusionskoeffizienten	88
5.3.1	Auswertung der Residuen	88
5.3.2	Bestimmung des Verteilungstyps von $D_0$	91
5.3.3	Monte-Carlo-Simulation der Streuung des $\text{O}_2$ -Diffusionskoeffizienten	93
5.3.4	Hinweise für die Bauausführung	98
5.4	Berücksichtigung der Betonfeuchte auf den Diffusionskoeffizienten	99
5.5	Beziehung zwischen dem $\text{O}_2$ - und dem $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten	102
5.6	Ermittlung der $\text{CO}_2$ -Bindefähigkeit des Betons	104
5.7	Verifikation des Regressionspolynoms für $D_0$ durch Vorhersage der Karbonatisierungstiefe	104
5.8	Zusammenfassung	106

6.	WITTERUNGSMODELL	108
6.1	Ziel und Vorgehen	108
6.2	Bewölkungsgrad und Windrichtung	111
6.3	Windgeschwindigkeit	111
6.4	Temperaturverhältnisse	112
6.4.1	Jahresgang der mittleren Tagestemperatur und Tagestemperatur- schwankung	112
6.4.2	Tagesgang der Temperatur	115
6.5	Wasserdampfgehalt der Atmosphäre	116
6.5.1	Jahresgang des Wasserdampfgehalts und seiner Tagesschwankung	116
6.5.2	Tagesgang des Wasserdampfgehaltes	118
6.5.3	Umrechnung des Wasserdampfgehaltes in die relative Feuchte	120
6.6	Strahlungsverhältnisse	121
6.7	CO <sub>2</sub> -Konzentration	121
6.8	Modellierung der Braunschweiger Witterung mit dem Witterungs- modell	122
6.9	Nutzen des Witterungsmodells	124
6.9.1	Tagesgang der relativen Feuchte der Aussenluft	124
6.9.2	Verteilungsfunktion der relativen Feuchte	125
6.9.3	Berücksichtigung der Feuchtebedingungen im Ingenieurmodell der Karbonatisierung	128
6.10	Zusammenfassung	129
7.	INSTATIONÄRE, NICHTLINEARE BERECHNUNG DES WÄRME- UND FEUCHTE- ZUSTANDES OBERFLÄCHENNAHER ZONEN VON AUSSENBAUTEILEN - FEUCH- TEMODELL	130
7.1	Ziel und Vorgehen	130
7.2	Berechnung des Temperaturfeldes	131
7.2.1	Diskretisierung	131
7.2.2	Element im Wandinneren	133
7.2.3	Randbedingungen	135
7.2.3.1	Nicht witterungsbeanspruchte Wandoberfläche	135
7.2.3.2	Witterungsbeanspruchte Wandoberfläche	135
7.3	Berechnung des Feuchtefeldes	140
7.3.1	Diskretisierung	140
7.3.2	Element im Wandinneren	141
7.3.2.1	Feuchtebilanz	141
7.3.2.2	Berechnung der Transportströme	141

7.3.2.3	Theoretische Ermittlung des Thermodiffusionskoeffizienten $D_{WD,T}$	143
7.3.2.4	Vereinfachung der Bilanzgleichung der Feuchte bei gemeinsamen WD- und kapillarem Wassertransport	144
7.3.2.5	Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit der Transportkoeffizienten und des Einflusses der Eisbildung	147
7.3.3	Randbedingungen der witterungsbeanspruchten Oberfläche	147
7.3.3.1	Zeiten ohne Schlagregen	148
7.3.3.2	Zeiten mit Schlagregen	148
7.3.4	Übergangsbedingung an der Karbonatisierungstiefe	149
7.3.5	Einfluß der Karbonatisierung auf die Transportkoeffizienten	150
7.4	Wärme- und feuchtetechnische Betoneigenschaften	151
7.4.1	Ermittlung und Größe der Koeffizienten $D_{WD,\varphi}$ und $D_K$	151
7.4.2	Sorptionseigenschaften	154
7.4.3	Bewertung und Ausblick	155
7.5	Exemplarische Untersuchung zur Streuung der Ergebnisse der Feuchteberechnung	156
7.5.1	Beispiel konstanter Witterungsbedingungen	156
7.5.2	Beispiel nicht konstanter Witterungsbedingungen	157
7.6	Berechnung der Austrocknungsdauer für horizontale Bauteile	159
7.6.1	Austrocknungsdauer in Frühjahr- und Sommermonaten	159
7.6.1.1	Abschätzung der Durchfeuchtungstiefe	160
7.6.1.2	Abschätzung der relativen Feuchte der Porenluft in karbonatisierungswirksamen Zeiten	162
7.6.1.3	Abschätzung der Zeitdifferenz zwischen der Dauer der Trockenperiode und der karbonatisierungswirksamen Zeit	163
7.6.1.4	Ergebnisse der Feuchteberechnung	163
7.6.2	Austrocknungsdauer in Herbst- und Wintermonaten	165
7.7	Berechnung der Austrocknungsdauer für vertikale Bauteile	167
7.8	Meßzeitpunkt der Dichtigkeitsmessungen	169
7.9	Einfluß der Intensität der Sonneneinstrahlung auf die Austrocknungsverhältnisse	172
7.10	Verifikation der für ungeschützt im Freien lagernden Bauteile berechneten Karbonatisierungstiefe	173
7.11	Zusammenfassung	175
8.	AUFSTELLUNG DES ZUVERLÄSSIGKEITSMODELLS	177
8.1	Ziel	177

8.2	Aufstellung des Dauerhaftigkeitskriteriums	178
8.3	R-S-Modell der Dauerhaftigkeit	180
8.3.1	Berechnungsgrundlagen [97, 105]	180
8.3.2	Erforderliche Größe des Sicherheitsindex	183
8.3.3	Sicherheitsbeiwerte des Dauerhaftigkeitsnachweises	185
8.4	Nachweis der Dauerhaftigkeit und Lebensdauer	186
8.4.1	Plausibilitätskontrolle des Lebensdauermodells	186
8.4.2	Einfluß der Witterungsbedingungen auf die Dauerhaftigkeit (im Freien unter Dach)	189
8.4.3	Einfluß der Sorgfalt der Bauausführung auf die Dauerhaftigkeit	191
8.4.4	Einfluß des mutmaßlichen Anstiegs der CO <sub>2</sub> -Konzentration auf den Karbonatisierungsfortschritt	192
8.5	Zusammenfassung	193
9.	AUFSTELLUNG DES TRANSPORTMODELLS	195
9.1	Ziel und Vorgehen	195
9.2	Räumliches Porenmodell	195
9.2.1	Modellannahmen und reale Porenstruktur	195
9.2.2	Ableitung des mittleren Umwegfaktors und des Verhältnisses Porenlänge zu Porenradius	197
9.2.2.1	Ableitung des Umwegfaktors	198
9.2.2.2	Ableitung des Verhältnisses Porenlänge zu Porenradius	198
9.2.3	Verfügung über die Porenradienverteilung	200
9.3	Theoretische Ermittlung von Transportkoeffizienten	201
9.3.1	Modellierung der Porenradienverteilung	201
9.3.2	Ableitung des Diffusionskoeffizienten $D_c$	202
9.3.3	Ableitung des Wasseraufnahmekoeffizienten und des ISA <sub>10</sub> -Wertes	205
9.3.4	Ableitung des Permeationskoeffizienten für Gastransporte	207
9.3.4.1	Permeationsgesetz	207
9.3.4.2	Zur Vernachlässigung des Transportanteils der Molekularströmung	209
9.3.4.3	Folgerungen für die Modellierung von Permeationsvorgängen	210
9.3.5	Berücksichtigung der Feuchteabhängigkeit der Transportkoeffizienten	211
9.4	Verifikation der theoretischen Transportkoeffizienten	214

9.5	Korrelation der Transportkoeffizienten unterschiedlicher Transportarten für PZ-Beton	217
9.5.1	Korrelation für trockenen Beton	217
9.5.1.1	Korrelation $D_c$ - $ISA_{10}$	218
9.5.1.2	Korrelation $D_c$ - $K$ bzw. $D_c$ - $M_s$ oder $M_p$	219
9.5.1.3	Korrelation $ISA_{10}$ - $M_s$ und $ISA_{10}$ - $M_p$	221
9.5.2	Korrelation für feuchten Beton	222
9.6	Verifikation mit dem Transportmodell vorhergesagter Karbonatisierungstiefen	223
9.6.1	Permeationskoeffizient und Karbonatisierung	224
9.6.2	Karbonatisierung und Absorption	225
9.7	Zusammenfassung	225
10.	ANWENDUNG DES LEBENSDAUER- UND TRANSPORTMODELLS AUF DIE QUALITÄTSKONTROLLE, BAUWERKSÜBERWACHUNG UND DIE DAUERHAFTIGKEITSBEURTEILUNG	228
10.1	Ziel	228
10.2	Festlegung der Leistungsfähigkeit durch die Bauteilplanung	228
10.2.1	Nachweis der Leistungsfähigkeit für Bauteile im Freien unter Dach	230
10.2.2	Planungsbeispiel 1	230
10.2.3	Nachweis der Leistungsfähigkeit für Bauteile die ungeschützt im Freien karbonatisieren	231
10.2.3.1	Bauteile mit Endkarbonatisierungstiefe	232
10.2.3.2	Bauteile ohne Endkarbonatisierungstiefe	232
10.2.3.2	Planungsbeispiel 2	232
10.3	Nachweis der Leistungsfähigkeit durch die Qualitätskontrolle	233
10.3.1	Allgemeines Vorgehen	234
10.3.2	Hinweise zur Durchführung der QS	236
10.4	Anmerkungen zur Bauwerksabnahme	236
10.5	Anmerkungen zur Inspektion und Dauerhaftigkeitsbeurteilung	237
10.6	Zusammenfassung	238
11.	ZUSAMMENFASSUNG	240
12.	LITERATUR	245

## BEZEICHNUNGEN

### Allgemeine Abkürzungen

A	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> -Gehalt des Bindemittels
Bi	Biot-Zahl
C	CaO-Gehalt des Bindemittels
CO <sub>2</sub>	Kohlendioxid
EPZ	Eisenportlandzement
F	Lagerung ungeschützt im Freien
HOZ	Hochofenzement
HS	Hüttensand
INT	Funktion, dessen Funktionswert aus dem Argument durch Weglassen sämtlicher Nachkommastellen gebildet wird
ISAT	Initial surface absorption test
L	Laborlagerung
KG	Karbonatisierungsgrad
N <sub>2</sub>	Stickstoff
O <sub>2</sub>	Sauerstoff
PC	Performance concept
PZ	Portlandzement
QS	Qualitätssicherung
r <sup>2</sup>	Korrelationskoeffizient
S	SiO <sub>2</sub> -Gehalt des Bindemittels
SLP	Service-life-prediction
TL	Tageslänge
ZfPM	Zerstörungsfreie Prüfmethode
WD	Wasserdampf
w/z	Wasser-Zement-Wert
Zg	Zeitgleichung

### Großbuchstaben

A	Wasseraufnahmekoeffizient
B	Bewölkungsgrad des Himmels
C <sub>s</sub>	Strahlungskonstante des "schwarzen Körpers"
D	Diffusionskoeffizient

E	Erwartungswert einer Häufigkeitsverteilung, bzw. Effusionskoeffizient
F	Fläche
H	Seehöhe über NN
I	Intensität der Sonneneinstrahlung
$I_0$	Solarkonstante
ISA <sub>10</sub>	Messwert des initial surface absorption tests bei zehnmütiger Versuchsdauer
K	Permeationskoeffizient, bzw. physikalische Konstante
$K_c$	Karbonatisierungskoeffizient gebildet aus dem Verhältnis der vorhandenen Karbonatisierungstiefe zur Quadratwurzel des Betonalters
$M_p$	Permeationsmaß nach Paulmann
$M_s$	Permeationsmaß nach Schönlin
O	Innere Oberfläche
Q	Volumenstrom, bzw. Massestrom
R	Gaskonstante, bzw. Residuen der Vorhersagewerte von $D_0$
T	Temperatur, bzw. Trübungsfaktor nach Linke
V	Volumen, bzw. Variationskoeffizient
$X_i$	Terme des Regressionspolynoms für $D_0$
Z	Zufallszahl

### Kleinbuchstaben

a	Infolge Karbonatisierung bindbare $CO_2$ -Menge, bzw. Adsorptionskoeffizient
$a_g$	Mittlerer Extinktionskoeffizient der Atmosphäre
$a_t$	Porenstrukturfaktor
b	Rückkarbonatisierungskonstante
c	Betondeckung, bzw. Gaskonzentration, bzw. Wärmekapazität
$c_b$	Erforderliche alkalische Restdicke der Betondeckung
d	Probendicke bzw. Kantenlänge eines Würfels
f	Faktor, bzw. Teilansatz
$f_a$	Anteil des unverbauten Himmels aus dem das Bauteil Gegenstrahlung erhält
g	Wasseraufnahme während eines Absorptionsversuches
$h_R$	Wahrscheinlichkeit für das Auftreten eines Regentages
k	Parameter der Weibull-Verteilung
$k_p, k_q$	Faktoren die sich aus den gewählten Fraktile für c und $x_c$ mit der Verteilungsfunktion der Normalverteilung ergeben

$k_{r,v}$	Quotient aus Thermo- und WD-Diffusionskoeffizienten
$l$	Länge, bzw. Probendicke
$m$	Masse, bzw. Erwartungswert einer Häufigkeitsverteilung
$n$	Versuchsumfang, bzw. Anzahl der Simulationsläufe einer Monte-Carlo-Simulation
$p$	Druck, bzw. Partialdruck, bzw. Wahrscheinlichkeit
$p_f$	Versagenswahrscheinlichkeit
$p_s$	Schlagregenwahrscheinlichkeit
$q$	Wärmemenge
$r$	Porenradius
$r_s$	Schmelzwärme des Eiβes
$r_u$	Albedo
$r_w$	Windrichtung
$s$	Standardabweichung einer Stichprobe
$t$	Zeit, Betonalter oder Meβdauer
$u$	Betonfeuchte
$u_w$	Umwegfaktor
$v$	Windgeschwindigkeit
$w$	Riβbreite
$x$	Abstand von der Betonoberfläche bzw. Probendicke
$x_A$	Absolute Luftfeuchte der Atmosphäre
$x_C$	Karbonatisierungstiefe
$x_{C^∞}$	Endkarbonatisierungstiefe
$z$	Zementgehalt

### Griechische Buchstaben

$\partial$	Differential
$\alpha$	Herstellerrisiko, bzw. Wichtungsfaktor
$\alpha_K$	Wärmeübergangskoeffizient
$\alpha_s$	Sonnenazimut, bzw. Wärmeübergangswert infolge Strahlung
$\alpha_w$	Witterungskoeffizient
$\beta$	Sicherheitsindex, bzw. Abnehmerrisiko
$\Gamma$	Gammafunktion
$\gamma$	Nennsicherheitsbeiwert
$\gamma_o$	Zentraler Sicherheitsbeiwert
$\gamma_s$	Sonnenhöhe
$\delta$	Deklination der Sonne, bzw. Strömungskoeffizient

$\epsilon$	Porosität, bzw. Emissionsgrad
$\eta$	Dynamische Viskosität
$\Delta$	Differenz
$\Delta c$	CO <sub>2</sub> -Konzentrationsgefälle
$\Delta t_N$	Vorhaltemaß der Nutzungsdauer
$\Delta t_R$	Austrocknungsdauer der karbonatisierten Betonschicht nach Durchfeuchtung
$\Delta u$	Feuchtegehaltsdifferenz
$\Delta x_A$	Mittlere Tagesschwankung der absoluten Luftfeuchte
$\kappa$	Temperaturabhängiger Anteil des nicht gefrorenen Wassers an der Betonfeuchte
$\lambda$	Mittlere freie Weglänge eines Gases, bzw. Parameter der Exponentialverteilung oder der Weibull-Verteilung
$\lambda_b$	Wärmeleitfähigkeit des Betons
$\rho$	Dichte, bzw. Gasdichte
$\sigma$	Standardabweichung der Grundgesamtheit, bzw. Oberflächenspannung
$\Phi$	Verteilungsfunktion der Normalverteilung
$\vartheta$	Benetzungswinkel einer Flüssigkeit
$\tau$	Stundenwinkel
$\varphi$	Relative Luftfeuchte

## Indizes

A	Atmosphäre
a	außen
abs	Absorption
b	Beton, bzw. bewölkt
c	Betondeckung, bzw. Kohlendioxid
cap	kapillar
D	Durchfeuchtung, bzw. Diffusion
diff	Diffusion
E	Eis
gem	gemessen
ges	gesamt, bzw. gesättigt
h	heiter, bzw. hydraulisch
Hg	Quecksilber
i	Ort, bzw. Zählindex (Numerierung), bzw. innen
id	ideal

K	Permeation, bzw. Kapillarität, bzw. karbonatisiert, bzw. Konvektion
kor	Korrektur
L	Lebensdauer, bzw. Luft
M	Mittelwert
MED	Median
m	mittlerer Wert, bzw. m.-ter Porenabschnitt eines Porenkanals
max	Maximalwert
N	Nutzungsdauer
NB	Nachbehandlung
NP	Niederschlagsperiode
n	Anzahl, bzw. n.-ter Porenabschnitt eines Porenkanals
o	Sauerstoff, bzw. Zeitpunkt $t = 0$ (Ausgangswert), bzw. Wandoberfläche
p	Pore
ps	Schlagregenwahrscheinlichkeit
R	Regen
s	Sättigung, bzw. Strahlung
T	Temperatur
TM	Transportmodell
TRP	Trockenperiode
t	Zeit
tr	trocken
w	Wand, bzw. Wasser
w/z	Wasser-Zement-Wert
WD	Wasserdampf
xc	Karbonatisierungstiefe
$\varphi$	relative Feuchte
$\infty$	Endwert für $t \rightarrow \infty$
5	5%-Fraktile
95	95%-Fraktile

Regressionskoeffizienten und weitere nur einmalig verwendete Bezeichnungen werden direkt im Text erläutert

## 1. EINLEITUNG

### 1.1 Zielsetzung und baupraktische Relevanz

Die Anforderungen an ein Bauwerk sind: Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und ein befriedigendes Aussehen. Seine Errichtung und Unterhaltung sollen wirtschaftlich sein. Die beabsichtigte Nutzungsdauer soll ohne größere Instandsetzung erreicht werden. Inspektion und Wartung sollen einen geringen Aufwand erfordern. All dies setzt eine Planung und Ausführung voraus, die von qualitätssichernden Maßnahmen begleitet wird.

Die hier vorgelegte Arbeit gehört zum Problemkreis der Dauerhaftigkeit von Stahlbetonaußenbauteilen. Für diese fordert die DIN 1045, daß die Bewehrung während der Nutzungsdauer des Bauwerks im vor Korrosion schützenden alkalischen Milieu verbleibt.

Für Bauteile, die keine Tausalzbeanspruchung erfahren, ist der Abbau der Alkalität infolge Karbonatisierung der häufigste Wegbereiter der Stahlkorrosion. Zur Vorhersage der Depassivierung wird ein Modell der Lebensdauer im Sinne des performance concept's (Abschn. 2.3) entwickelt. Es besteht aus mehreren Teilmodellen, deren Aufgaben in Abschn. 1.2 vorgestellt werden. Mit dem Modell wird für eine definierte Zuverlässigkeit nachgewiesen, daß der Umfang an Depassivierung festgelegte Maximalwerte nicht überschreitet. Für die Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes wird ein baupraktisches Ingenieurmodell aufgestellt. Zu dessen Aufstellung sind allerdings vereinfachende Annahmen erforderlich. Ihre Wirklichkeitsnähe wird mittels mathematisch-physikalischer Überlegungen überprüft (Abschätzung des Modellfehlers).

Die Zuverlässigkeit, mit der die Lebensdauer vorliegt, wird einerseits von unvermeidlichen, zufälligen Streuungen der Dicke und Dichtigkeit der Betondeckung sowie den Umweltbedingungen, andererseits durch Fehler in der Planung, Bauausführung und während der Nutzung bestimmt. Sie läßt sich mit Hilfe der Sicherheitstheorie 1. Ordnung berechnen. Dies setzt voraus, daß Ausführungsfehler durch Maßnahmen der Qualitätssicherung und Fehlhandlungen während der Nutzung durch Wartung und Inspektion nicht nur aufgedeckt, sondern auch behoben werden. Die Qualitätskontrolle erfolgt mittels zerstörungsfreier Meßver-

fahren. Auf diese Meßverfahren abgestimmte Abnahmekriterien sind Bestandteil des Modells. Das Modell ist aber auch zur Beurteilung der Restlebensdauer bestehender Bauwerke einsetzbar.

Für alle Aufgabenstellungen wird davon ausgegangen, daß Dauerhaftigkeit und Lebensdauer nicht schon dann erschöpft sind, wenn vereinzelte und lokal begrenzte Schäden auftreten, die im Zuge der Wartung mit geringem Aufwand behoben werden können.

## 1.2 Gliederung der Arbeit

Als äußerer Rahmen zum Nachweis der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton ist das **performance concept (PC)** von übergeordneter Bedeutung. In das PC fließen das **Lebensdauermodell**, mit dem Planungsaufgaben (Festlegung der Betonzusammensetzung und der Herstellbedingungen) erledigt werden können, und das **Dichtigkeitsmodell** ein. Letzteres ermöglicht die Anwendung des Lebensdauermodells auf die baupraktischen Fragestellungen der Qualitätskontrolle, Abnahme, Inspektion und Beurteilung bestehender Bauwerke unter dem Einsatz zerstörungsfreier Meßverfahren.

Diese beiden Hauptmodelle bestehen ihrerseits wiederum aus mehreren Untermodellen. Die Bausteine des Lebensdauermodells sind:

- Das **Ingenieurmodell der Karbonatisierung** (Abschn. 4), bestehend aus dem Karbonatisierungsgesetz unter Beachtung der Wechselwirkung von Feuchte und  $\text{CO}_2$ -Diffusion (Stichworte: Austrocknungsverhalten, witterungsbedingte Endkarbonatisierungstiefe)
- Das Modell des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten ( **$D_c$ -Modell**, Abschn. 5), mit dem die Einflüsse der betontechnologischen Parameter und der Feuchte auf die Größe und zeitliche Entwicklung des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten  $D_c$  beschrieben werden.
- Das **Witterungsmodell** (Abschn. 6), mit dem aus Wetterbeobachtungen des jeweiligen Bauwerksstandortes die relative Feuchte der Atmosphäre erfaßt wird. Außerdem wird in meteorologisch sinnvoller Weise der Tages- und Jahresgang der Wettergrößen, die den Feuchtehaushalt des oberflächennahen Betons bestimmen, festgelegt. Diese Festlegungen bilden die Randbedingungen

zur instationären, nichtlinearen, gekoppelten Berechnung der Temperatur- und Feuchtefelder von Außenbauteilen. Dies ist zur Überprüfung der Annahme stationärer Austrocknungsbedingungen, die dem Ingenieurmodell der Karbonatisierung zugrundeliegen, erforderlich (s. Abschn. 7).

- Das **Zuverlässigkeitsmodell** (Abschn. 8) ist zur Berechnung der Lebensdauer- verteilung (Koinzidenz von Karbonatisierungstiefe und Betondeckung) erforderlich. Außerdem sind mit ihm die zulässige Größe des Sicherheitsindex und die Sicherheitsbeiwerte des Dauerhaftigkeitsnachweises zu ermitteln.

Das Dichtigkeitsmodell hat folgende Bestandteile:

- Das **Transportmodell** (Abschn. 9), mit dem über das Porensystem des Betons der Zusammenhang der Transportkoeffizienten unterschiedlicher Transportarten abgeleitet wird. Das Transportmodell weist als Untermodell das räumliche Porenmodell (Beschreibung der Transportwege) und die Transportgesetze auf. Es stellt den Zusammenhang zwischen der zerstörungsfrei auf der Bauteiloberfläche ermittelbaren Dichtigkeit und dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten her. Nur letzterer ist unmittelbar relevant für die Karbonatisierung.
- Das **Prüf- und Nachweismodell** (Abschn. 10), mit dem einerseits über eine Annahmekennlinie (Abschn. 3.5) der erforderliche Prüfumfang festgelegt wird. Andererseits ist unter Benutzung des Lebensdauermodells das Nachweiskriterium ausreichender Dauerhaftigkeit, abgestellt auf die in-situ Messung der Dichtigkeit, aufzustellen.

Der Modellentwicklung werden der Stand der Kenntnisse und die Anforderungen an die Lebensdauervorhersage vorangestellt (s. Abschn. 2). Die Aufstellung des performance concepts beruht auf umfangreichen Erfahrungen. Soweit sie durch eigene Forschungsarbeiten gewonnen wurden, sind sie Abschn. 3 zu entnehmen.

## 2. GRUNDLAGEN UND KENNNTNISSTAND DER LEBENSDAUERVORHERSAGE

### 2.1 Zu den Begriffen Dauerhaftigkeit, Lebens- und Nutzungsdauer sowie Karbonatisierungstiefe

Dauerhafte Bauteile sollten während ihrer Nutzungsdauer instandsetzungsfrei sein. Dauerhaftigkeit ist als baustoff- und bauteilspezifischer Widerstand zu verstehen. In einem Schadensmodell lassen sich die physikalisch-chemischen Eigenschaften darstellen, auf die die Dauerhaftigkeit zurückgeführt werden kann. Das Ende der Dauerhaftigkeit ist dann nicht mit dem Eintritt eines sichtbaren Schadens verbunden. Die Dauerhaftigkeit ist beendet, wenn min-

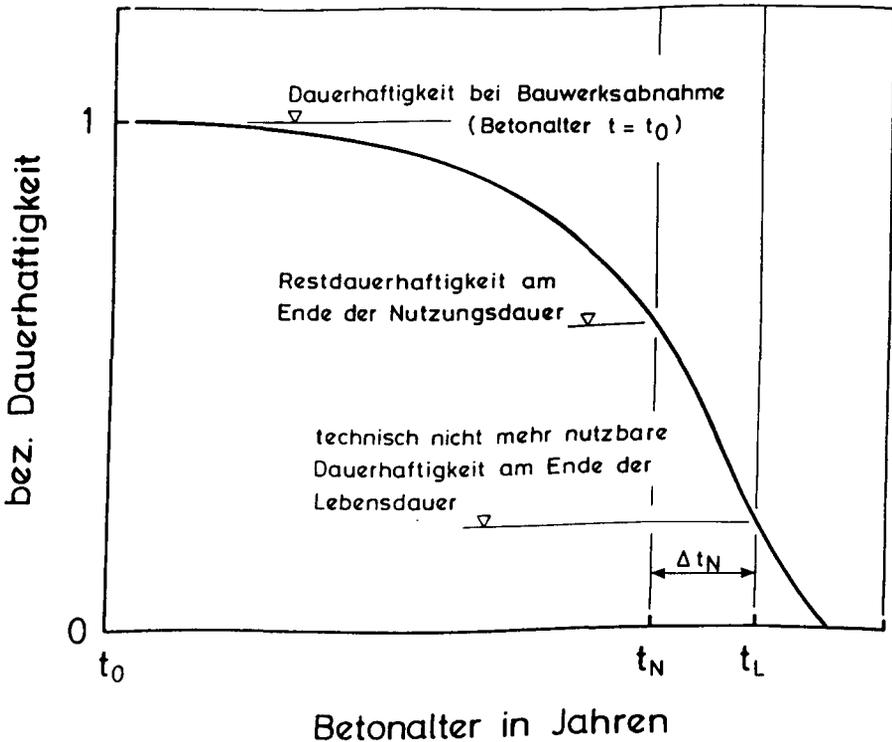


Bild 2.1: Erläuterung der Begriffe Nutzungsdauer und Lebensdauer (unmaßstäblich)

destens eine Bauteileigenschaft (hier: Alkalität des Betons) soweit abgebaut ist, daß das Bauteil den Einwirkungen nicht mehr widerstehen kann (hier: Depassivierung der Bewehrung). Dies setzt voraus, daß die Einwirkungen eine Bewehrungskorrosion ermöglichen. Ist ein depassivierter Zustand erreicht, kann i.d.R. die erforderliche Zeit bis zum Schadenseintritt wegen ihrer unsicheren und kurzen Länge technisch nicht genutzt werden. Außerdem ist i.d.R. ab diesem Zeitpunkt der Schadenseintritt nur noch durch einen unverhältnismäßig hohen wirtschaftlichen Einsatz abzuwehren.

Die Lebensdauer  $t_L$  ist jene Zeitspanne, während der der dauerhafte Zustand vorliegt. Sie ist eine streuende Eigenschaft. Die Nutzungsdauer  $t_N$  ist eine Planungsgröße, die der Bauherr vorgibt. Sie sollte ein Vorhaltemaß  $\Delta t_N$  enthalten (s. Abschn. 8). Dadurch liegt am Ende der Nutzungsdauer noch eine planmäßige Restlebensdauer vor (s. Bild 2.1), wenn nachgewiesen werden kann, daß  $t_L > t_N + \Delta t_N$  ist.

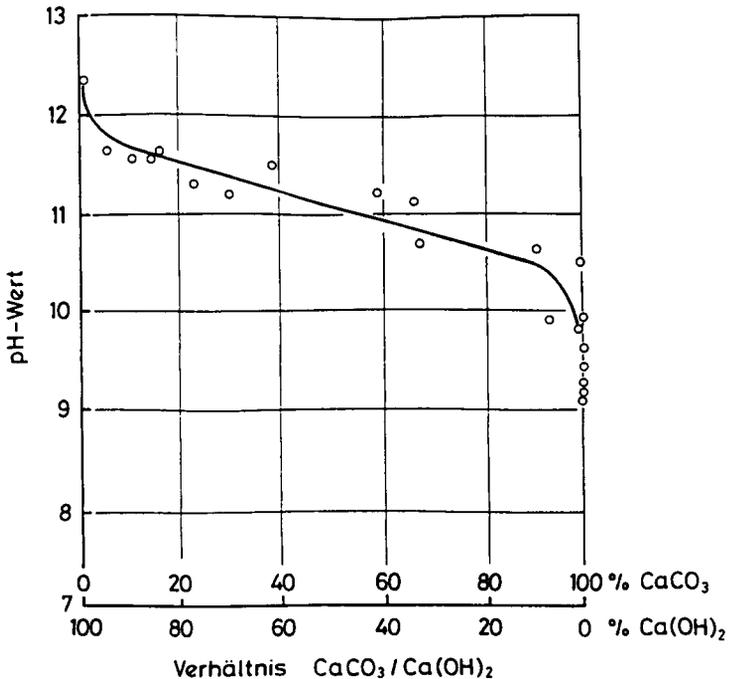


Bild 2.2: Abhängigkeit des pH-Wertes vom Verhältnis CaCO<sub>3</sub> zu Ca(OH)<sub>2</sub> [72]

Die Dauerhaftigkeit kann durch eine Inspektion festgestellt werden. Nur für regelmäßig inspizierte Bauwerke lassen sich die Dauerhaftigkeit und Lebensdauer abschätzen. Wie für alle sicherheitsrelevanten Industrieprodukte stellt auch hier die Lebensdauer keine inspektions- und wartungslose Zeit dar.

Die Karbonatisierungstiefe  $x_c$  des Betons wird i.d.R. mit dem pH-Wert-Indikator Phenolphthalein bestimmt. Sie ist jene Tiefe, die Betonbereiche mit einem pH-Wert kleiner oder größer als ca. 9,5 voneinander abgrenzt. Der Indikator markiert diese Bereiche durch einen Farbumschlag. Zwischen dem pH-Wert und dem Gehalt an Calciumhydroxid ist ein enger Zusammenhang nachweisbar (s. Bild 2.2 aus [72]). Zwischen dem pH-Wert und den Korrosionsbedingungen der Bewehrung besteht ein elektrochemischer Zusammenhang. Eine vollständige und stabile Passivierung liegt nach Bild 2.3, aus [72], für pH-Werte größer als ca. 11,5 vor, keine Passivierung ist für pH-Werte kleiner als ca. 9 gegeben. Im Zwischenbereich sinkt die Stabilität der Passivschicht mit fallendem pH-Wert, so daß die Korrosionswahrscheinlichkeit zunimmt.

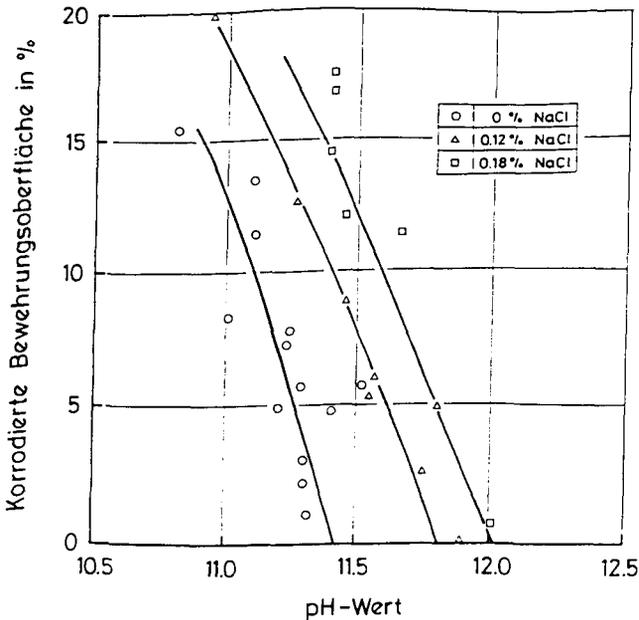


Bild 2.3: Einfluß des pH-Wertes auf die Bewehrungskorrosion im karbonatisierten Beton in Abhängigkeit vom Chloridgehalt [72]

## 2.2 Zum Begriff service-life-prediction (SLP)

Service-life-prediction ist ein mathematisch-physikalisches Modell. Mit ihm kann bereits zum Zeitpunkt der Planung des Bauwerks seine Lebensdauer vorhergesagt werden. Nach Vorschlägen von [21, 60, 61, 103] soll die SLP folgende Teile enthalten:

- Feststellung des Versagenskriteriums (einzuhaltende Mindestanforderungen an die Bauteileigenschaft);
- Definition der klimatischen Verhältnisse;
- Materialmodell: Beschreibung der Zusammensetzung, Struktur und Eigenschaften der Baustoffe im Bauteil;
- Aufstellung des Schädigungsmodells;
- Zusammenstellung und Anwendung dieser Teilmodelle zur Berechnung der Lebensdauer.

Zur Definition der Versagenskriterien und zur Aufstellung des Schädigungsmodells wird auf die Durchführung von zeitraffenden Versuchen mit überhöhter Intensität der Einwirkungen hingewiesen. Wesentliche Erkenntnisse ergeben sich aber auch aus Auslagerungsversuchen, der Inspektion von Bauwerken und aus Langzeitversuchen an Bauteilen mit definierten Beanspruchungen.

Das Schädigungsmodell kann sowohl deterministisch als auch probabilistisch sein. Die Ziele und Anforderungen an eine SLP gehen auf [19] zurück.

Ein SLP-Modell besitzt folgende Vorteile für die Planung und Ausführung von Bauwerken:

- In Ergänzung bestehender Erfahrungen kann das SLP-Modell genutzt werden, um differenzierte Angaben über die Planungsgrößen und die Ausführungsbedingungen aufzustellen. Bedarf an solchen Angaben besteht dann, wenn Zweifel darüber bestehen, ob das beabsichtigte Bauvorhaben mit den bisherigen Erfahrungen sachgerecht geplant und ausgeführt werden kann oder die Aus-

nutzung aller Dauerhaftigkeitsreserven des Bauteils mit einem unverzichtbaren wirtschaftlichen und/oder technologischen Vorteil verbunden ist.

- Die SLP dient dazu, für die im Rahmen der Qualitätssicherung und Inspektion zu ermittelnden Bauteileigenschaften entweder einzuhaltende Grenzwerte abzuleiten oder aber, den erforderlichen Zusammenhang für die physikalische Interpretation der Meßergebnisse zu liefern.

Hinsichtlich der karbonatisierungsbedingten Depassivierung sind vor allem die Modelle von Tuutti [112] und Siemes et.al. [102] bekannt geworden, wobei letzteres z.B. auch in [115] aufgegriffen wird. Wegen ihrer Bedeutung werden beide Modelle vorgestellt und bewertet. Zur wirklichkeitsnahen Beurteilung der Lebensdauer sind sie letztendlich nicht geeignet.

### 2.2.1 SLP-Modell von Tuutti

Tuutti [112] entwickelt ein deterministisches Modell, in dem sich die Lebensdauer  $t_L$  als Summe der initiation period  $t_1$  und der propagation period  $t_2 - t_1$  ergibt (Bild 2.4). Zur Berechnung der initiation period  $t_1$  (Bewehrung wird von der Karbonatisierungsfront erreicht) wird in Anlehnung an [55] das Vorschreiten der Karbonatisierungsfront als moving-boundary-problem betrachtet. Die propagation period ist die sich daran anschließende Zeit, die erforderlich ist, damit die Korrosion ein bestimmtes Ausmaß erreicht. Dieses ist dadurch festgelegt, daß von den Korrosionsprodukten, infolge ihrer Volumenexpansion, ein Sprengdruck ausgeht, der ausreichend ist, im Beton der Betondeckung Risse mit einer Breite von  $w > 0,2$  mm entlang der Bewehrungsstäbe zu erzeugen. Die Ermittlung der dazu erforderlichen Korrosionsmenge und der Korrosionsgeschwindigkeit erfolgt empirisch auf Grundlage umfassender Versuchserien.

Dem Modell liegen außerdem folgende Annahmen zugrunde:

- Der Zeitpunkt  $t_1$  wird als Beginn der karbonatisierungsbedingten Korrosion angenommen. Er ergibt sich aus der Gleichsetzung der mittleren Betondeckung mit einem oberen Grenzwert der mittleren Karbonatisierungstiefe. Dieser obere Grenzwert wird mit den in [50, 63, 96, 114] veröffentlichten Meßergebnisse der Karbonatisierungstiefe festgelegt.

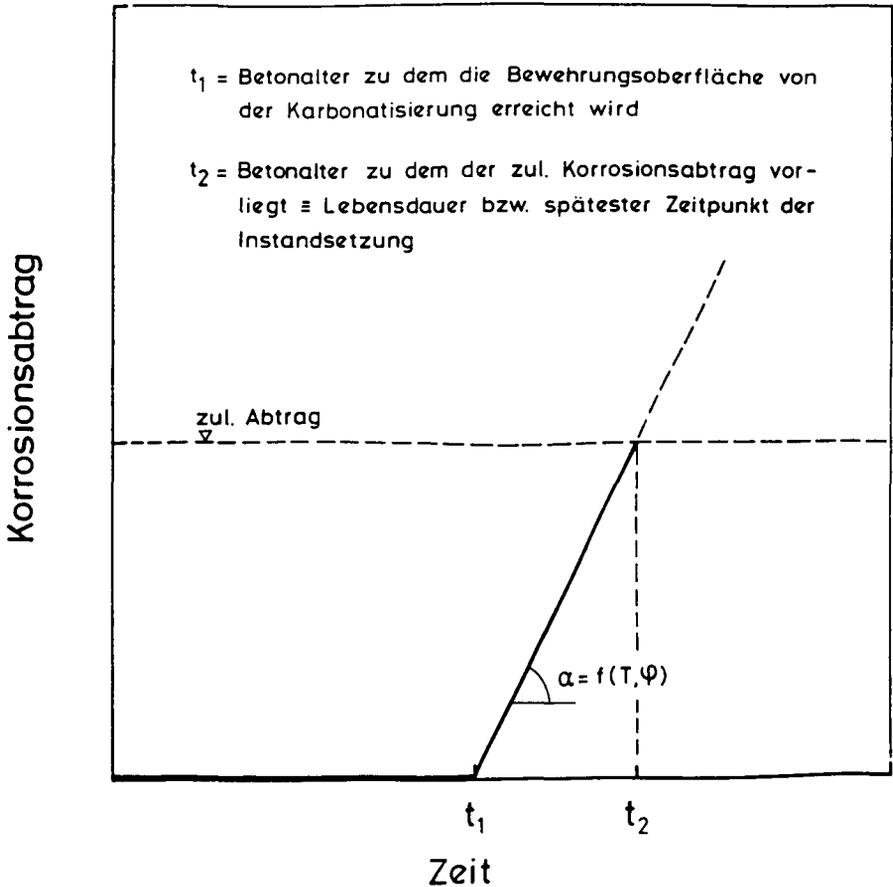


Bild 2.4: Service-life-prediction nach dem Modell von Tuutti [112]

- Es wird eine konstante Korrosionsrate unterstellt.
- Es existiert ein Grenzwert der zulässigen Menge an Korrosionsprodukten, die noch nicht riBauslösend ist.
- Die Korrosionsrate und die zulässige Korrosionsmenge werden i.d.R. an unbelasteten Versuchsbalken ermittelt. Sie enthalten zwei Bewehrungsstäbe mit unterschiedlichem Durchmesser, die jeweils 7 mm Betondeckung aufweisen. Die Betondeckung weist keine Risse infolge von Last- und Zwangs-

schnittgrößen auf. Eine äußere Belastung wird nicht aufgebracht. Durch Anlegen einer äußeren elektrischen Spannung oder durch Zugabe von Chloriden bei der Betonmischung werden die erforderlichen Korrosionsbedingungen künstlich geschaffen. Korrosion wird dadurch u.U. auf der gesamten Bewehrungsfläche möglich.

Diese Annahmen stellen eine grobe Näherung baupraktischer Verhältnisse dar. Sie werden durch Bauwerksbeobachtungen nur bedingt gestützt. Wie Abschn. 8 zeigen wird, setzt die Korrosion bereits ein, wenn die mittlere Karbonatisierungstiefe ca. 6 - 10 mm kleiner als die mittlere Betondeckung ist. Die Korrosionsrate ist zeitlich veränderlich. Die Korrosion tritt nicht gleichmäßig über dem gesamten Stabumfang auf, sondern nur in jenen Bereichen, die an karbonatisierten Beton grenzen. Reale Bauteile weisen Last-, Zwangs- und/oder Verbundspannungen sowie damit einhergehende Risse auf. Am Bauteil bestimmen die Umweltbedingungen die Korrosionsbedingungen. Die Lagerungsbedingungen der Probekörper entsprechen i.d.R. nicht jenen von Außenbauteilen.

Da weder der Zeitpunkt des Korrosionsbeginns, noch, durch die beschriebenen Versuche, die Korrosionsrate und die zulässige Korrosionsmenge zutreffend festgelegt werden können, ist das Modell für Außenbauteile nicht maßgebend. Am Ende der initiation period sind u.U. bereits größere Teile der Bewehrungsfläche von Korrosion betroffen.

Entgegen diesen Vorstellungen wird für die eigene Modellentwicklung auf die Berücksichtigung der propagation period verzichtet.

### 2.2.2 SLP-Modell von Siemes [102]

Mit empirischen Karbonatisierungs- und Korrosionsmodellen wird unter Berücksichtigung der Streuung der Modellparameter die Verteilung der Lebensdauer ermittelt. Das Modell soll der Auswahl alternativer Lösungen (z.B. unterschiedlich dicke Betondeckungen, mit und ohne Beschichtung) unter dem Gesichtspunkt der Kostenoptimierung dienen.

Im Gegensatz zu Tuutti wird die Streuung der Basisvariablen berücksichtigt. Für den Vorgang der Karbonatisierung wird aber ein physikalisch nicht begründetes Gesetz unterstellt. Ein Modellfehler wird nicht berücksichtigt. Auch in

dieses Modell wird die propagation period in Rechnung gestellt. Außerdem ist die Annahme eines zeitlich unveränderlichen Abstandes zwischen mittlerer und maximaler Karbonatisierungstiefe von i.M. 5 mm nicht haltbar.

Die Lebensdauer ist als der Zeitpunkt definiert, zu dem die mittlere Karbonatisierungstiefe  $\bar{x}_{c,m}$  mindestens noch 5 mm geringer als die mittlere Betondeckung  $\bar{c}_m$  ist. Ermittelt wird die altersabhängige Versagenswahrscheinlichkeit, mit der die Betondeckung durch Abplatzung versagt. Abplatzungen sollen durch eine nicht näher begründete, konstante Korrosionstiefe von 80  $\mu\text{m}$  verursacht werden. Dieser Wert soll unabhängig von den realen Bauteilverhältnissen gültig sein. Eine Angabe über die Größe der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt indirekt durch die Einführung eines wirtschaftlichen Grenzkriteriums. Für das Betonalter, welches der gewählten Nutzungsdauer entspricht, werden die zu erwartenden Gesamtkosten aus Herstellung und Instandsetzung ermittelt. Der Vergleich alternativer Bauausführungen führt dann zur kostengünstigsten Lösung. Wie erwartet, ist dies ein dauerhaften Beton, für den weder eine Beschichtung noch eine Instandsetzung erforderlich wird. Dazu wäre aber keine aufwendige Berechnung erforderlich gewesen. Andererseits ist das Modell zu grob, um beispielsweise die Variationen betontechnologischer Parameter studieren zu können. Zweifelhaft ist auch, ob das Modell in der Lage ist, die Wechselwirkungen zwischen Betondichtigkeit, Umweltbedingungen, Betondeckung und Sorgfalt der Bauausführung so erfassen zu können, daß wirklich Bauteile optimaler Zusammensetzung, Nachbehandlungsdauer, Betondeckung und Sorgfalt der Bauausführung ermittelbar sind. Somit befriedigt auch dieses Modell nur in Teilansätzen.

### 2.3 Erläuterung des Begriffes performance concept (PC)

In [109] wird performance concept als ein "rational concept for a presentation of regulatory documents based on performance" definiert. Diese Methodik läßt sich natürlich auch, wie hier, auf andere als Normentexte anwenden. Ausgangspunkt des Vorgehens nach dem rational concept ist das angestrebte Bauteil-/Bauwerksverhalten (performance) während der Nutzung. Diesem Vorgehen liegt folgende Gliederung zugrunde:

- Definition der Aufgabe.

- Beschreibung des Bauteilverhaltens und der umweltabhängigen Beanspruchung durch ein Schadens- bzw. Beanspruchungsmodell. Dabei ist die Streuung der u.U. zeitveränderlichen Material- und Beanspruchungsgrößen zu beachten. Zur zuverlässigkeitstheoretischen Bewertung des Schadenseintritts ist ein design criteria (Dauerhaftigkeitskriterium) festzulegen.
- Festlegung von Planungs- und Ausführungsregeln, wobei auch die Qualitätskontrolle durch vorzugsweise zerstörungsfreie/-arme Prüfverfahren zu berücksichtigen ist. Für die Bauteilabnahme sind einzuhaltenden Anforderungen festzulegen.
- Festlegung von Kriterien zur Durchführung von Inspektion und Wartung, mit denen die Einhaltung der maßgebenden Grenzzustände und eines erwartungsgemäßen Bauteilverhaltens (Maßnahmen der Bauwerkserhaltung) überprüft werden kann.

In [123] wird das Wort performance mit Leistungsfähigkeit übersetzt. Die Leistungsfähigkeit eines Bauteils stellt sich als die Folge des Zusammenwirkens der Elemente SLP, Qualitätssicherung und Inspektion/Wartung ein. Mit Hilfe des PC's kann die erforderliche Leistungsfähigkeit entworfen und geplant, qualitätskontrolliert hergestellt sowie während der Nutzung inspiziert werden.

Die Leistungsfähigkeit wird somit nicht durch die Einhaltung deskriptiver Anforderungen an die Betonzusammensetzung, Verarbeitbarkeit, Nachbehandlungsdauer und Betondeckung sowie die Durchführung einer Güteprüfung (s. DIN 1045 oder ENV 206) erbracht. Vielmehr ist sie unmittelbar auf die Eigenschaften, die für die Dauerhaftigkeit des Betons erforderlich sind, bezogen. Eine festgeschriebene Betonzusammensetzung, Nachbehandlungsdauer, usw. ist dazu insbesondere dann nicht notwendig, wenn die maßgebenden Eigenschaften zerstörungsfrei direkt am Bauteil gemessen werden können. Alle Kombinationen der Betonzusammensetzung, Nachbehandlungsdauer, Betondeckung und Sorgfalt der Bauausführung, die auf eine die Nutzungsdauer übertreffende Lebensdauer führen, sind zulässig (trade-off). Derartige Kombinationen sind mit Hilfe eines wirklichkeitsnahen SLP-Modells und in Übereinstimmung mit langjährigen Erfahrungen zu ermitteln und durch die Qualitätssicherung der Bauausführung sowie durch Inspektionen des Gebrauchsverhaltens nachzuweisen.

## 2.4 Zerstörungsfreie Prüfmethode (ZfPM)

Mit zerstörungsfreien/-armen Prüfverfahren können, ohne schädigenden Eingriff in das Erscheinungsbild und Gefüge des Bauteils, vorhandene Material- und Bauteileigenschaften gemessen werden. Vorrangig eignen sich derartige Methoden für folgende Aufgaben:

- Überwachung des Gebrauchsverhaltens von Bauwerken;
- Langzeitbeobachtungen zum Bauteilverhalten auf Einwirkungen aus Nutzung und Witterung;
- Verfolgung von Schädigungsprozessen und Materialveränderungen zur Abschätzung des Schadensrisikos;
- Überprüfung der Wirksamkeit von Sanierungsmaßnahmen;
- Aufdeckung augenscheinlich noch nicht sichtbarer Mängel sowie Quantifizierung vorhandener Mängel über Veränderungen der gemessenen Eigenschaft;
- der Qualitätskontrolle der Bauausführung;
- der Bauteil-/Bauwerksabnahme und Inspektion;
- sowie der Überprüfung der mit einer SLP vorhergesagten Bauteilzustände.

Der sinnvolle Einsatz der Prüfverfahren ist somit an ein Schadensmodell oder eine SLP gebunden. Hier soll in Abhängigkeit des Meßwertes die Prognose der Dauerhaftigkeit vorgenommen werden. Dazu geeignete Prognosemodelle existieren z.Z. nur ansatzweise [37, 87]. Diese beruhen auf den bei der Entwicklung und Erprobung baupraktisch einsetzbarer Dichtigkeitsmeßverfahren gewonnenen Erfahrungen über den empirischen Zusammenhang von Karbonatisierungstiefe und gemessener Dichtigkeit. Während die Anwendungsreife der in Anhang 5 dargestellten Meßverfahren inzwischen erreicht wurde, stehen allgemeingültige Ableitungen zur Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes in Abhängigkeit der gemessenen Dichtigkeit, unter Beachtung der komplexen Wechselwirkung Dichtigkeit - Karbonatisierung - Feuchtegehalt des oberflächennahen Betons, für Außenbauteile noch aus. In Abschn. 9 wird deshalb ein entsprechendes Dichtigkeitsmodell entwickelt. Die Prüfrichtlinien der Dichtigkeitsmeßverfahren [12, 71, 74, 77, 78, 95] werden z.Z. vom RILEM-TC 116 PCD erarbeitet.

Zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit sind außer der Dichtigkeit in begleitenden Prüfungen die

- Dicke der Betondeckung mit einem Bewehrungssuchgerät;
- Karbonatisierungstiefe mittels Phenolphthalein;
- und die zum Meßzeitpunkt vorhandene Betonfeuchte

zu bestimmen. Die Meßverfahren zur Bestimmung der Dicke der Betondeckung [38] und der Karbonatisierungstiefe [31] sind allgemein bekannt und brauchen hier nicht näher beschrieben zu werden. Erläuterungen zu den Dichtigkeitsmeßverfahren (Meßprinzip, Versuchsaufbau, -ablauf, -auswertung) sind in Anhang 5 zusammengestellt. Die Entwicklung und Erprobung aussagekräftiger Feuchteverfahren sind z.Z. ebenfalls noch nicht abgeschlossen. Da der Feuchtegehalt einen signifikanten Einfluß auf die Betondichtigkeit hat, enthält Anhang 5 dennoch die Beschreibung des gegenwärtigen Entwicklungsstandes einer hierfür baupraktisch einsetzbaren Geräteentwicklung [70, 76].

## 2.5 Qualitätssicherung (QS) und Inspektion

Aufgaben und Ziele der Qualitätssicherung sind nach [68]:

- Nachweis der erforderlichen Bauteilqualität;
- Nachweis der sachgerechten Ausführung der Planungsvorgaben;
- Nachweis eines unvermeidlich kleinen Risikos, Fehler mit ernsthaften Folgen für die Dauerhaftigkeit nicht abgestellt und systematische Fehler (z.B. unzureichende Technik beim Verlegen oder Biegen der Bewehrung) nicht begrenzt zu haben;
- Systematische Sammlung von Erfahrung und Wissen zur Herstellung von Stahlbetonbauteilen (Zuverlässigkeit im Generellen, Abhängigkeit der Streuung vom Bauverfahren, Vergleich der Ausführungssorgfalt verschiedener Betonwerke und Baufirmen, usw.);
- Ermittlung der aktuell vorhandenen Bauteileigenschaften durch Messungen und Kontrollen während des Baufortschrittes. Je nach dem Ergebnis des Gü-

tenachweises ist aktiv steuernd in den weiteren Baufortschritt einzugreifen.

Theoretisches Instrument der Qualitätssicherung ist die Statistik [9]. Mit ihrer Hilfe sind u.a. der Stichprobenumfang festzulegen, die gewonnenen Ergebnisse auszuwerten, charakteristische Werte der gemessenen Eigenschaften und deren Verteilung zu bestimmen. Mit einer Operationscharakteristik ist über die Annahme der Betonproduktion zu entscheiden. Praktisches Instrument der QS sind die ZfPM. Die QS ist für all die Bauteileigenschaften, die in der SLP von Bedeutung sind, erforderlich.

Vor der Durchführung von Qualitätskontrollen ist ein detaillierter Kontrollplan auszuarbeiten ([42]). In die Qualitätssicherung sind die Planungs- und Ausführungsunterlagen sowie Zustände der Bauausführung einzubeziehen. Kontrollen der Bauausführung haben regelmäßig und zumindest immer dann zu erfolgen, wenn der weitere Baufortschritt von der ordnungsgemäßen Ausführung bereits erstellter Bauteile abhängt. Sie sind fester Bestandteil des Herstellungsprozesses und nicht losgelöste zusätzliche Maßnahmen.

Nach der Abnahme des Bauwerkes ist dessen Dauerhaftigkeit durch Inspektion und Wartung zu überwachen. Die Inspektionsintervalle sind in Abhängigkeit folgender Faktoren festzulegen:

- Beanspruchungsbedingungen (Intensität und Wechsel der Intensität);
- Material- und Bauteileigenschaften sowie ihrer bei den vorangegangenen Inspektionen festgestellten Veränderungen;
- Zuverlässigkeit der Meßverfahren;
- Ausmaß und Zeitraum in denen eine Gefahr durch Vorankündigung frühzeitig erkennbar wird;
- Folgen eines Versagens.

## 2.6 Bisherige Karbonatisierungsmodelle

### 2.6.1 Karbonatisierung als Folge stationärer CO<sub>2</sub>-Diffusion

Das unter dem Stichwort  $\sqrt{t}$ -Gesetz bekannt gewordene Karbonatisierungsgesetz [63] beruht auf folgenden Vereinfachungen:

- Die CO<sub>2</sub>-Diffusion in den Beton durch bereits karbonatisierten Beton kann durch das 1. Fick'sche Gesetz beschrieben werden.
- Zur vollständigen Karbonatisierung eines Volumenelementes Beton ist eine betonspezifische Menge an CO<sub>2</sub> erforderlich, die von der Art des Zements (Gehalt an alkalischen Bestandteilen) abhängt.
- Das zur Karbonatisierungsfront vordringende CO<sub>2</sub> wird dort vollständig gebunden, so daß für die Tiefen  $x \geq x_c(t)$  die CO<sub>2</sub>-Konzentration der Porenluft gleich Null gesetzt wird (lineares CO<sub>2</sub>-Konzentrationsgefälle über den Bereich der Karbonisierungstiefe).

Die Karbonisierungstiefe  $x_c(t)$  ergibt sich zu (s. [63]):

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot D_c \cdot \Delta c}{a}} \cdot \sqrt{t} = K_c \cdot \sqrt{t} \quad (2.1)$$

Unter konstanten Umgebungsbedingungen, einer mit diesen im Gleichgewicht stehenden Betonfeuchte, und bei Vernachlässigung der Streuung stellt  $K_c$  eine Betonkonstante dar. Sie läßt sich an älteren Bauwerken durch Messung der Karbonisierungstiefe bestimmen:

$$K_c = \frac{x_c(t)}{\sqrt{t}} \quad (2.2)$$

In [106] wird gezeigt, wie unter Einbeziehung mittlerer und maximaler Karbonisierungstiefen mit der Karbonisierungskonstanten  $K_c$  eine Abschätzung der weiteren Karbonatisierung vorgenommen werden kann. In dieser einfachen Abschätzung des zu erwartenden Karbonisierungsfortschritts liegt die baupraktische Bedeutung des  $\sqrt{t}$  Gesetzes. Es wird auch für Außenbauteile angewen-

det, obwohl hierfür die Voraussetzungen aus den nachstehend genannten Gründen nicht gegeben sind. Einerseits ist die Veränderlichkeit der Betondichtigkeit infolge wechselnder Witterung zu berücksichtigen. Andererseits kommt es infolge von Niederschlägen immer wieder zur Unterbrechung der  $\text{CO}_2$ -Diffusion in den Beton. Die Karbonatisierungstiefe von Außenbauteilen ist somit keine Größe, die stetig mit  $\sqrt{t}$  zunimmt (s. Abschn. 2.6.2 - 2.6.4). Folgerichtig wird die Karbonatisierungstiefe von Außenbauteilen mit Gl.(2.1) überschätzt. Für diese Bauteile ist ein wirklichkeitsnäheres Modell erforderlich. Dazu wurden bisher u.a. die in den folgenden Abschnitten dargestellten Vorstellungen entwickelt.

## 2.6.2 Karbonatisierungsgesetz von Schießl [91]

Schießl führt die Abweichung vom  $\sqrt{t}$ -Gesetz auf die Rückdiffusion karbonatisierbarer Zementbestandteile aus dem Betoninneren in Richtung Karbonatisierungsfront sowie auf eine mit der Tiefe zunehmende Dichtigkeit (größerer Hydratationsgrad, größere Feuchte) zurück. Beides wird unter dem Stichwort "Karbonatisierungshemmung" in einem ebenfalls auf dem 1. Fick'schen Gesetz beruhenden Karbonatisierungsgesetz berücksichtigt. Infolge der Karbonatisierung entsteht über der Dicke der Reaktionszone ein Konzentrationsgefälle an  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen. Ist die Reaktionszone wiederkehrenden Feuchtewechseln ausgesetzt, kommt es durch im Porenwasser gelöste und mittransportierte  $\text{Ca}^{++}$ -Ionen und infolge des Ionen-Konzentrationsgefälles zu einem Strom an  $\text{CO}_2$ -bindefähiger Substanz in Richtung Betonoberfläche. Entspricht die  $\text{CO}_2$ -Bindefähigkeit dieses Stromes dem eindiffundierenden  $\text{CO}_2$ -Strom, so kommt die Reaktionszone zum Stillstand. Aus dieser Bedingung wird in [91] die Endkarbonatisierungstiefe abgeleitet. Aus Versuchen zur Realkalisierung von Beton [8] ist bekannt, daß Rückdiffusion stattfindet, wenn eine ausreichende Betonfeuchte vorliegt. Unbekannt ist dagegen die Größe des dafür maßgebenden Transportkoeffizienten und seine experimentelle Bestimmung für baupraktische Bedingungen. Die in [91] angewendete Methode, ihn ersatzweise über die Rückkarbonatisierungskonstante  $\bar{b}$  abzuschätzen, ist dazu aus zwei Gründen nicht geeignet. Einerseits werden so alle nicht gemessenen Effekte physikalischer und chemischer Natur nur überlagert erfaßt. Andererseits werden mit dieser Größe vor allem folgende Modellfehler korrigiert:

- Es wird eine lineare Zunahme der Betondichtigkeit mit zunehmendem Abstand von der Betonoberfläche infolge eines mit der Tiefe zunehmenden Feuchtegehaltes und Hydratationsgrades angenommen. Die Veränderlichkeit des Diffusionskoeffizienten infolge Karbonatisierung wird nicht berücksichtigt.
- Damit es zu einem Karbonatisierungsfortschritt kommt, muß aber weiteres  $\text{CO}_2$  durch bereits karbonatisierten Beton in die Reaktionszone diffundieren. Nach [91] darf aber der Diffusionskoeffizient des nur 90 Tage alten Betons in das Karbonatisierungsgesetz eingesetzt werden.
- Ist infolge Schlagregens die diffundierbare Porosität weitestgehend wassergesättigt, so erfolgt die weitere Zunahme der Karbonatisierung erst, nachdem der Beton wieder bis in die Tiefe der Reaktionszone ausgetrocknet ist, da erst dann eine erneute Diffusion von  $\text{CO}_2$  einsetzt. Somit ist die alleinige Annahme eines mit der Tiefe zunehmenden Feuchtegehalts nicht ausreichend.

Da also der Einfluß der Rückdiffusion nicht aus Versuchen bestimmt wird, sondern empirisch aus den Abweichungen gemessener Karbonatisierungstiefen von den Erwartungswerten nach einem  $\sqrt{t}$ -Gesetz, sind Wirklichkeitsnähe und Aussagekraft dieses Karbonatisierungsgesetzes begrenzt.

### 2.6.3 Karbonatisierungsgesetz der TU Eindhoven [4]

Für Außenbauteile entstehen durch Schlagregen und die sich an das Regenende anschließende Austrocknungsdauer Bedingungen, die zeitweise eine Karbonatisierung nicht zulassen, da die  $\text{CO}_2$ -Diffusion in wassergefüllte Poren vernachlässigbar ist. Das wahre Betonalter und das karbonatisierungswirksame Betonalter weichen deshalb voneinander ab.

Je häufiger Regenfälle auftreten, je länger sie dauern und je größer die vorhandene Karbonatisierungstiefe ist, desto kürzer wird die karbonatisierungswirksame Zeit. Prinzipiell findet kein Karbonatisierungsfortschritt (Endkarbonatisierungstiefe) mehr statt, wenn die Austrocknungsdauer dem zeitlichen Abstand zwischen zwei Regenfällen entspricht. Da der Abstand zwischen zwei Regenfällen eine streuende Größe ist, und das Austrocknungsverhalten von dem ebenfalls streuenden Feuchteleit- bzw. WD-Diffusionskoeffizienten ab-

hängt, läßt sich dieser Zustand mit einfachen Mitteln nur unter Zugrundelegung mittlerer Verhältnisse angeben.

Das mit dieser Vorstellung entwickelte Karbonatisierungsmodell beruht i.w. auf drei Annahmen (ohne Berücksichtigung der oben angesprochenen Streuungen und nur bezogen auf die Ermittlung der witterungsbedingten Endkarbonatisierungstiefe):

- Die Karbonatisierungstiefe ergibt sich auf Grund des 1. Fick'schen Gesetzes.
- Die Austrocknung wird ebenfalls als stationärer Vorgang mit konstantem Feuchte-transportkoeffizienten  $D_k$  betrachtet. Weiterhin wird angenommen, daß der karbonatisierte Beton während des Schlagregens die Wassermenge  $b_r$  aufnimmt. Infolge des sich in der anschließenden Trockenperiode einstellenden Gefälles zwischen dem Feuchtegehalt der Betonoberfläche  $u_0$  [ $m^3$  Wasser/ $m^3$  Beton] und dem der Karbonatisierungstiefe  $u_{xc}$  trocknet der Beton aus. Diese "Trocknungsfront" erreicht die Karbonatisierungstiefe  $x_c$  in der Zeit  $\Delta t_R$ :

$$\Delta t_R = \frac{b_r}{2 \cdot D_k \cdot (u_{xc} - u_0)} \cdot x_c^2 \quad (2.3)$$

- Beträgt die Dauer der Trockenperiode  $t_{TRP}$ , so ist nur für  $\Delta t_w = t_{TRP} - \Delta t_R$  eine Zunahme der Karbonatisierungstiefe möglich. Für  $t_{TRP} - \Delta t_R \rightarrow 0$  ist die Endkarbonatisierungstiefe  $x_{c,\infty}$  erreicht:

$$x_{c,\infty} = \sqrt{\frac{2 \cdot D_k \cdot (u_{xc} - u_0)}{b_r}} \cdot \sqrt{t_{TRP}} \quad (2.4)$$

Die Anwendung dieses Karbonatisierungsgesetzes erfordert die Kenntnis folgender Parameter: der standortspezifischen Witterung (Schlagregen- und Luftfeuchteverhältnisse), des maßgebenden Feuchteleitkoeffizienten  $D_k$ , der beim Regen aufgenommenen Wassermenge  $b_r$  sowie die Feuchtegehalte der Betonoberfläche und in der Karbonatisierungstiefe zu Beginn der dem Niederschlag folgenden Trockenperiode. Selbst wenn sie bekannt wären, bleibt die Frage offen, ob das instationäre, nichtlineare Austrocknungsverhalten mittels eines stationären Ansatzes und eines konstanten Diffusionskoeffizienten wirklichkeitsnah beschrieben werden kann.

#### 2.6.4 Karbonatisierungsgesetz von Hergenröder [34]

Wesentlichem Einfluß auf das Karbonatisierungsverhalten kommt auch hier der witterungsbedingten Betonfeuchte zu. Wie in [4] wird die Karbonatisierung "als zufälliger Prozeß von alternierenden aktiven und passiven Perioden entsprechend der Häufigkeit und Dauer der Durchfeuchtung angesehen". Häufigkeit und Dauer der Niederschläge und des zeitlichen Abstandes zwischen zwei Niederschlägen werden aus Messungen des Standortes Holzkirchen abgeleitet. Für andere Standorte werden entsprechende Auswertungen nicht durchgeführt, vermutlich weil entsprechende Angaben nicht verfügbar waren. Sowohl die Niederschlagsdauer wie auch der zeitliche Abstand zwischen den Niederschlägen werden als exponentialverteilt angenommen.

Die Austrocknungsdauer nach dem Regenende wird als jene Zeitspanne definiert, in der der Beton bis zur Karbonatisierungstiefe auf mindestens 95% relative Feuchte ausgetrocknet ist. Zur Berechnung der Austrocknungsdauer wird ein modifizierter, empirischer Ansatz von [70] benutzt.

In der aktiven Zeit (Abstand des Anfangszeitpunktes zweier Niederschläge abzüglich der Niederschlags- und Austrocknungsdauer) wird auch hier angenommen, daß der Karbonatisierungsfortschritt mit Gl.(2.1) ermittelt werden kann. In aktiven Perioden ist für den  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten  $D_c = D_c(\varphi_m)$  ( $\varphi_m$  = mittlere relative Feuchte der Atmosphäre während aktiver Perioden), in passiven Perioden  $D_{c,p} = 0$  zu berücksichtigen.

Im weiteren wird die Wahrscheinlichkeit  $p(x_c)$  abgeleitet, mit der der Karbonatisierungsprozeß zum Betonalter  $t$  aktiv ist. Entsprechend der empirischen Definition des Begriffs Wahrscheinlichkeit, ergibt sie sich als Verhältnis der mittleren Dauer der aktiven Perioden zur Summe der mittleren Dauer der aktiven und passiven Perioden. Die Austrocknungsdauer, als ein Anteil der passiven Periode, wächst nichtlinear mit der Karbonatisierungstiefe und ist deshalb keine konstante Größe. Deshalb ist auch  $p(x_c)$  zeitabhängig. Nur mit der groben Vereinfachung, für die Berechnung der Austrocknungsdauer von einer für das bisherige Betonalter mittleren Karbonatisierungstiefe auszugehen, kann  $p(x_c)$  als konstanter Faktor in die Differentialgleichung eingeführt werden, aus der dann das Karbonatisierungsgesetz durch Trennung der Variablen ermittelt wird.

Von zentraler Bedeutung ist auch hier die Bestimmung der Endkarbonatisierungstiefe. Sie ergibt sich aus der Bedingung  $p(x_c) = 0$ . Berechnet wird sie in [34] für die Fälle, in denen durch in Auslagerungsversuchen gemessene Karbonatisierungstiefen eine Verifikation des Karbonatisierungsmodells erfolgen kann. Die Auslagerungsversuche wurden in den Standorten Norderney, Ruhrgebiet und München [34, 65] durchgeführt. Bei der Verifikation werden für diese drei Standorte die Niederschlagsverhältnisse von Holzkirchen berücksichtigt. In allen Fällen überschreitet die berechnete die gemessene Karbonatisierungstiefe. Diese Abweichung wird nun nicht den nicht standortspezifisch erfaßten Witterungsbedingungen und auch nicht der Annahme einer konstanten Austrocknungsdauer, sondern der bisher nicht berücksichtigten Rückdiffusion zugeschrieben. Damit Rechnung und Messung übereinstimmen, muß offenbar angenommen werden, daß die Rückdiffusion die Dauer der passiven Perioden verdreifacht. Dabei wird weder überprüft, ob dies meteorologisch sinnvoll ist, noch, ob während der Durchfeuchtung derartig viel karbonatisierbare Substanz in den bereits karbonatisierten Beton transportiert wird (der Diffusionskoeffizient für Ionentransporte in wassergesättigten Beton ist um ca. 3 -4 Zehner-Potenzen kleiner, als derjenige für Gastransporte bei hygroskopischen Feuchtegehalten). Da, wie in dem Modell von Schießl der infolge Rückdiffusion eingeführte Faktor a posteriori aus gemessenen Karbonatisierungstiefen abgeleitet werden muß und ebenfalls Modellfehler zu korrigieren hat, dürfte der unmittelbar baupraktische Nutzen dieses Karbonatisierungsgesetzes gering bleiben.

### 2.6.5 Weitere Karbonatisierungsgesetze

Erwähnenswert sind hier vor allem die deterministischen Modelle, die als moving-boundary problem [11] oder als gekoppeltes System partieller Differentialgleichungen des Feuchte- und  $\text{CO}_2$ -Transportes [39] nur numerisch zu lösen sind. Auch ihr baupraktischer Nutzen ist gering. Es handelt sich um Forschungsmodelle, die dem Verständnis der physikalisch-chemischen Mechanismen der Karbonatisierung dienen. Dabei steht neben der Wechselwirkung Feuchte - Karbonatisierung vor allem die Frage im Mittelpunkt des Interesses, ob die Karbonatisierung ein durch die  $\text{CO}_2$ -Diffusion gesteuerter Vorgang ist.

## 2.7 Defizite bestehender Lebensdauermodelle

Die vorliegenden Lebensdauermodelle erfüllen nur einen Teil der Anforderungen, die an eine umfassende Lebensdauervorhersage insgesamt zu stellen sind. Insbesondere die Verbindung von SLP mit QS und ZfPM wird nur ansatzweise eingegangen.

Bei den SLP-Modellen von Tuutti und Siemes bestehen Zweifel an der Allgemeingültigkeit der benutzten Karbonatisierungsgesetze und daran, ob es wünschenswert ist, ohne zusätzliche Inspektion und Wartung planmäßig eine gewisse Bewehrungskorrosion zuzulassen. Die angegebenen zulässigen Werte über die Korrosionsgeschwindigkeit und Abtragsrate werden i.d.R. aus baupraktisch nicht unmittelbar relevanten Laborversuchen bestimmt.

Verfahren zur zerstörungsfreien Messung der Betondichtigkeit sind vorhanden. Es liegen aber z.Z. nur eine unzureichende Anzahl zumeist rein empirischer Zusammenhänge vor, wie die Meßwerte über ein Karbonatisierungsgesetz (Schadensmodell) zur Prognose der Lebensdauer einsetzbar sind. Die Notwendigkeit für eine durchgängige QS ist unstrittig. Auch hierfür fehlt es an einer einsatzfähigen Strategie, um einzuhaltende, auf die Betondeckung abgestellte Grenzwerte der Betondichtigkeit, ableiten zu können.

Aussagesichere und baupraktisch geeignete Karbonatisierungsgesetze für Bauteile, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, existieren nicht. Diese durch Einführung einer experimentell nicht quantifizierbaren Rückdiffusion zu verbessern, ist unbefriedigend. Der diesbezügliche Modellparameter kann nur a posteriori, aus der zu einem bestimmten Betonalter eingetretenen Karbonatisierungstiefe, bestimmt werden.

Mit der folgenden Modellentwicklung wird versucht, diese Defizite zu beheben.

### 3. VERSUCHE ZUR MODELLENTWICKLUNG

In die Modellentwicklung (s. Abschn. 4 ff.) gehen die Ergebnisse umfangreicher Forschung ein. Zur Entwicklung des PC reicht es nicht aus, nur Messungen der Karbonatisierungstiefe durchzuführen. Vielmehr sind jene Betoneigenschaften einschließlich ihrer zeitlichen Veränderung zu messen, von denen der Karbonatisierungsfortschritt abhängt. Dies sind vor allem die Porosität und Dichtigkeit des oberflächennahen Betons. Darzustellen sind deshalb vor allem:

- Die Erfahrungen im Umgang mit zerstörungsfreien Dichtigkeitsmeßverfahren (s. Abschn. 3.2, nur die Erfahrungen mit dem ISA-Verfahren werden dort behandelt).
- Die Untersuchungen zur Größe und Veränderung der Porosität und Dichtigkeit unter der Einwirkung der Witterung, infolge Karbonatisierung und in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung und Nachbehandlung (Abschn. 3.3).
- Die am Idealporenmodell abgeleitete Beziehung zwischen der Porosität und der Dichtigkeit einschließlich ihrer Verifikation durch Versuchsergebnisse (Abschn. 3.4).
- Die Entwicklung von Abnahmekriterien zur Qualitätskontrolle und Inspektion (Abschn. 3.5).

Der Versuchsumfang wird in Abschn. 3.1 in groben Zügen umrissen. Die graphischen Darstellungen der Versuchsergebnisse von Abschn. 3 befinden sich in Anhang 1.

#### 3.1 Überblick über das Versuchsprogramm

Es wurden in den Jahren 1985 bis 1987 insgesamt 24 Wände unterschiedlicher Zusammensetzung und Nachbehandlung hergestellt (s. Tab. 3.1). Bis auf die beiden Wände AL und BL, die im Labor stehen, wurden alle anderen senkrecht stehend ungeschützt der Witterung ausgesetzt. Die Wandoberflächen weisen nach Norden und Süden. Tab. 3.2 enthält die Ergebnisse der Frisch- und Festbeton-

prüfungen, sowie die Ergebnisse zur Messung der Karbonatisierungstiefe. Einzelheiten der Betonherstellung und weitere Angaben sind [89] zu entnehmen.

Zu den Altern, bei denen in Tab. 3.2 eine Karbonatisierungstiefe angegeben ist, und zusätzlich bei den Wänden A - D im Alter von 7, 28 und 90 Tagen, wurden Bohrkern entnommen. Diese wurden anschließend zerteilt, um an Proben unterschiedlicher Entnahmetiefe folgende Prüfungen durchzuführen:

- Quecksilberdruckporosimetrie;
- Porositätsmessung durch Wassersättigung unter Atmosphären- und Vakuumdruck;
- Bestimmung der WD-Sorptionsisotherme;
- CO<sub>2</sub>- bzw. O<sub>2</sub>-Diffusionsversuche;
- WD-Diffusionsversuche;
- Versuche zur kapillaren Wasseraufnahme;
- Gas-Permeationsversuche;
- Messung der Karbonatisierungstiefe (vorwiegend an den Proben zur Bestimmung der Porosität durch Wassersättigung und zur kapillaren Wasseraufnahme unmittelbar in Anschluß an diese Versuche).

Die Versuche fanden überwiegend an im Vakuum ( $\approx 10^{-2}$  Torr) getrockneten Proben statt. Für die Ermittlung der WD-Sorptionsisotherme und für die WD-Diffusionsversuche ist keine Trocknung erforderlich, da sich während des Versuches eine den jeweiligen Versuchsbedingungen entsprechende Probenfeuchte einstellt. Darüberhinaus wurden bei den Untersuchungen der Wände I - X zum Betonalter von ca. 1300 Tagen O<sub>2</sub>-Diffusionsversuche, Permeationsversuche, Versuche zur kapillaren Wasseraufnahme, Porosimetrieuntersuchungen und zerstörungsfreie Dichtigkeitsmessungen an Proben mit definiertem Feuchtegehalt durchgeführt. Der Schwerpunkt aller Untersuchungen galt dem Beton der oberflächennahen Schichten der Wandtiefen 0 - 10 mm und 10 - 20 mm (Abstand von der Wandoberfläche).

Darüberhinaus wurden unmittelbar auf den Wandoberflächen, kontinuierlich, mit den im Anhang 5 beschriebenen Verfahren, zerstörungsfreie Messungen der Betondichtigkeit durchgeführt.

Auf Einzelheiten der Versuchsdurchführung und der Entwicklung und Erprobung der eingesetzten Prüfmethode sowie auf die durchgeführten Untersuchungen an bestehenden Gebäuden und zur zeitraffenden künstlichen Bewitterung wird nicht eingegangen (s. [88, 89]). Die Versuchswände sind bauteilähnliche Versuchskörper, die realen Umweltbedingungen ausgesetzt sind. Von den Untersuchungsergebnissen ist deshalb zu erwarten, daß sie baupraktisch relevant und zur PC-Entwicklung realer Bauteile geeignet sind.

### 3.2 Erprobung und Anwendung des ISA-Verfahrens

Die Messung der Betondichtigkeit ist dann von hoher Zuverlässigkeit und Aussagekraft, wenn sie direkt und zerstörungsfrei am zu beurteilenden Bauteil vorgenommen wird. Meßverfahren, die diese Bedingungen erfüllen, sind in Anhang 5 beschrieben. Die dortigen Angaben werden hier durch die mit dem ISA-Verfahren gewonnenen Erfahrungen ergänzt.

#### 3.2.1 Einfluß der betontechnologischen Parameter auf den $ISA_{10}$ -Wert

Bild 3.1 zeigt den Einfluß der Parameter w/z-Wert, Zementgehalt, Betonalter und Nachbehandlungsdauer auf den  $ISA_{10}$ -Wert. Die Ergebnisse wurden an den Wänden I - VIII ermittelt. Ab einem w/z-Wert von ca. 0,7 nimmt der  $ISA_{10}$ -Wert mit zunehmendem w/z-Wert überlinear zu. I.d.R. liegen die  $ISA_{10}$ -Werte der nach einem Tag ausgeschalteten und nicht weiter nachbehandelten Wände über denjenigen der bis zum 7. Tag nachbehandelten Wände. Für die Qualitätskontrolle und/oder die Bauteilabnahme ist es entscheidend, ob die Messung während des Betonalters 28 - 120 Tage oder 120 - 360 Tage stattfindet. Für ein Betonalter von 120 - 360 Tagen fällt der  $ISA_{10}$ -Wert auf ca. die Hälfte des Wertes des Altersbereiches 28 - 120 Tage ab.

Die im Bild 3.2 dargestellte statistische Auswertung der ISA-Messungen an den Wandpaaren A und B zeigt die Effekte der Parameter Betonalter, w/z-Wert und Lagerungsbedingungen (Hydratations- und Karbonatisierungsverhältnisse nach

Abschluß der Nachbehandlung) einschließlich ihrer Wechselwirkungen. Während die Zunahme des Betonalters von 400 auf 1400 Tage bei den Wänden A und B zu einer Abnahme des  $ISA_{10}$ -Wertes um  $0,04 \text{ ml/m}^2\text{s}$  führt, bewirkt die Zunahme des w/z-Wertes von 0,5 auf 0,7 eine Zunahme des  $ISA_{10}$ -Wertes um  $0,18 \text{ ml/m}^2\text{s}$ . Laborwände weisen im Vergleich zu Wänden, die im Freien erhärten, einen um ca.  $0,22 \text{ ml/m}^2\text{s}$  größeren  $ISA_{10}$ -Wert auf. Die Wechselwirkungen zwischen diesen 3 Parametern führen i.d.R. nur zu einer geringfügigen Veränderung der Haupteffekte. Nach einem Alter von 400 Tagen ist somit nur noch eine geringe Veränderung der Dichtigkeit zu erwarten. Trotz jeweils gleicher Zusammensetzung entstehen von den Lagerungsbedingungen abhängige Dichtigkeiten.

### 3.2.2 Streuung der Meßwerte

Die Bilder 3.3 (nachbehandelte Wände) und 3.4 (nicht nachbehandelte Wände) zeigen die Standardabweichung und den Variationskoeffizienten der im Betonalter 90 - 400 Tage auf der Nordseite der Wände I - VIII gemessenen  $ISA_{10}$ -,  $ISA_{30}$ - und  $ISA_{60}$ -Werte. Erwartungsgemäß nehmen die Standardabweichung und der Variationskoeffizient infolge der Nachbehandlung ab. Im w/z-Wertbereich 0,5 - 0,7 können der Variationskoeffizient und die Standardabweichung näherungsweise als konstant angenommen werden. I.d.R. nimmt die Streuung des  $ISA_{10}$ -Wertes mit wachsender Versuchsdauer ab. Da mit wachsender Versuchsdauer aber auch die  $ISA_{10}$ -Werte kleiner werden, treten Unterschiede zwischen unterschiedlichen Betonen bei den  $ISA_{10}$ -Werten deutlicher hervor als bei  $ISA_{30}$ - oder  $ISA_{60}$ -Werten. Aber auch auf Grund der entsprechend langen Versuchsdauer, sind  $ISA_{30}$ - und  $ISA_{60}$ -Messungen baupraktisch nicht relevant.

### 3.2.3 Einfluß der Feuchte

Neben den bisher diskutierten Parametern hat die Feuchte den größten Einfluß auf den  $ISA_{10}$ -Wert. Bild 3.5 zeigt dies für Proben aus den Wänden I - X. Der  $ISA_{10}$ -Wert ist über der Lagerungsfeuchte  $\varphi$  (obere Hälfte) bzw. dem Feuchtegehalt (untere Hälfte) der Proben (Lagerungszeit bei dieser Feuchte mehr als ein halbes Jahr, Probendicke i.d.R.  $\leq 35 \text{ mm}$ ) aufgetragen. Dargestellt sind nur die Ergebnisse der Messungen auf nicht karbonatisierten Bohrkernschnittflächen. Ohne die Betonqualität der verschiedenen Wände zu berücksichtigen, erkennt man einen deutlichen Einfluß der Feuchte auf den  $ISA_{10}$ -Wert. Erhöht

man die relative Feuchte von 0,15 auf 0,8 bzw. den Feuchtegehalt von ca. 1 Vol.-% auf ca. 6 Vol.-%, so fällt der  $ISA_{10}$ -Wert um den Faktor 3 - 5 ab. Für höhere Feuchten bleibt er dagegen nahezu konstant.

### 3.2.4 Feuchteverhältnisse zum Meßzeitpunkt

Auf Bauteiloberflächen, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, wurde die Messung frühestens 48 Stunden nach dem Ende des letzten Regenfalls ausgeführt. Während einer zehnmütigen Versuchsdauer wird eine Wassereindringtiefe von  $d_{ISA} = 5 - 10$  mm erreicht. Die unter diesen Bedingungen gemessene Dichtigkeit ist nur dann zur Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes geeignet, wenn der Beton soweit ausgetrocknet ist, daß die für den Karbonatisierungsfortschritt maßgebende Betondichtigkeit vorliegt (näheres s. Abschn. 4). Näherungsweise ist dies gegeben, wenn der Beton das über den vordersten 5 - 10 mm während des Schlagregens kapillar aufgenommene Wasser durch Verdunstung wieder abgegeben hat. Analog zu den Überlegungen von Abschn. 2.6.3 ergibt sich die dazu erforderliche Austrocknungsdauer zu:

$$\Delta t_R = \frac{d_{ISA}^2}{D_K} \quad (3.1)$$

Für  $d_{ISA} = 5 - 10$  mm und  $D_K = 10^{-6} - 10^{-5} \text{ m}^2/\text{h}$  (s. Abschn. 4.2.3.2) erhält man  $\Delta t_R = 10 - 25$  h. Vorbehaltlich der Überprüfung dieser Annahme im Abschn. 7 durch eine nichtlineare, instationäre Berechnung des Austrocknungsverhaltens, unter Berücksichtigung realistischer Witterungsbedingungen, wird der gewählte Zeitraum von 48 Stunden als ausreichend lang angesehen, um die für den Karbonatisierungsfortschritt maßgebende Dichtigkeit zu erhalten.

### 3.2.5 Einfluß der Karbonatisierungstiefe

Neben der Austrocknungsdauer wird der  $ISA_{10}$ -Wert von dem Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Wassereindringtiefe beeinflusst. Bild 3.6 zeigt für die Wände A - D im oberen Teil die zeitliche Entwicklung des  $ISA_{10}$ -Wertes und im unteren Teil die zeitliche Entwicklung der Karbonatisierungstiefe. Ab einem von der Betonzusammensetzung abhängigen Alter bleibt der  $ISA_{10}$ -Wert konstant, während die Karbonatisierungstiefe zunimmt. Bis zu diesem Alter nimmt der  $ISA_{10}$ -Wert ab. Bis zu diesem Alter nimmt aber auch das Verhältnis Karbonatisierungstiefe

zu Wassereindringtiefe zu. Wird dieses Verhältnis größer als 1, so verändert sich der  $ISA_{10}$ -Wert nicht mehr, da ab diesem Zeitpunkt nur der bereits karbonatisierte Beton von der Wasseraufnahme betroffen ist.

### 3.2.6 Zusammenhang des $ISA_{10}$ -wertes mit dem Wasseraufnahmekoeffizienten A

Der  $ISA_{10}$ -Wert ist die Geschwindigkeit, mit der Wasser kapillar vom Beton aufgenommen wird:

$$ISA_{10} = \frac{1}{\rho_w} \cdot \frac{dg}{dt} \quad (3.2)$$

Die Dichte des Wassers  $\rho_w$  ist zur Umrechnung der volumenbezogenen Einheiten des  $ISA_{10}$ -wertes in Gewichtseinheiten erforderlich. Die bis zum Zeitpunkt  $t$  nach Versuchsbeginn aufgenommene Wassermenge ergibt sich bei eindimensionalem Transport zu [99]:

$$g = A \cdot \sqrt{t} \quad (3.3)$$

Setzt man Gl.(3.3) in Gl.(3.2) ein, so erhält man:

$$ISA_{10} [\text{ml/m}^2\text{s}] = 0,34 \cdot A [\text{kg/m}^2\sqrt{\text{h}}] \quad (3.4)$$

Gl.(3.4) gilt unabhängig vom Feuchtegehalt. In Bild 3.7 (obere Hälfte) sind entsprechende Versuchsergebnisse an Proben aus den Wänden I - VI dargestellt. Gegeneinander aufgetragen sind die Ergebnisse von je Prüfung eigenen Proben mit vergleichbaren Feuchtegehalt. Geprüft wurden dabei auch Bohrkernabschnitte, die oberflächennah entnommen wurden und deshalb ein Stück der ehemaligen Betonoberfläche enthielten (Probenhöhe ca. 30 - 40 mm). Erfolgt die Wasseraufnahme über diese karbonatisierte Schicht, so zeigt der untere Teil von Bild 3.7, daß Gl.(3.4) auch hierfür gilt.

Der Durchmesser der Proben der ISA-Versuche war 20 mm größer als der Durchmesser der Prüfkappe. Da die Versuchsergebnisse durch Gl.(3.4) zutreffend beschrieben werden, liegt für Beton nach zehnmündiger Versuchsdauer noch ein eindimensionaler Transport vor.

### 3.2.7 Schlußfolgerungen für die Modellentwicklung

Aus diesen Untersuchungen können folgende für das PC bedeutsame Schlußfolgerungen gezogen werden:

- Die Parameter w/z-Wert, Nachbehandlungsdauer, Betonalter sowie die Lagerungs- und Erhärtingsbedingungen üben auf die Betondichtigkeit einen signifikanten Einfluß aus. Nur Messungen direkt am zu beurteilenden Bauteil sind maßgebend für die Dauerhaftigkeit, da nur sie alle Einflüsse auf die Dichtigkeit in der für das Karbonatisierungsverhalten maßgebenden Weise erfassen.
- Der Variationskoeffizient der  $ISA_{10}$ -Messungen beträgt ca. 30%, die Standardabweichung 0,01 - 0,03 ml/m<sup>2</sup>s ( $w/z < 0,7$ ). Die Streuung nimmt mit zunehmender Nachbehandlungsdauer ab.
- Neben den betontechnologischen Parametern hat die Feuchte den größten Einfluß auf den  $ISA_{10}$ -Wert. Die für die Beurteilung der Karbonatisierungstiefe maßgebenden Dichtigkeiten werden 48 Stunden nach dem Ende des letzten Regens gemessen.
- Der  $ISA_{10}$ -Wert ist auch vom Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Wassereindringtiefe abhängig. Nur die Dichtigkeit des bereits karbonatisierten Betons ist maßgebend für die Beurteilung des Karbonatisierungsfortschrittes. Der  $ISA_{10}$ -Wert erfüllt nur dann diese Forderung, wenn die Karbonatisierungstiefe größer als die Wassereindringtiefe ist. Dies ist nur bei der Untersuchung bestehender Bauwerke eines entsprechenden Alters der Fall. Für die Bauteilabnahme und Qualitätssicherung der Bauausführung sind entsprechende rechnerische Korrekturen erforderlich (s. Abschn. 5 und 10).
- Der  $ISA_{10}$ -Wert kann auf den Wasseraufnahmekoeffizienten A zurückgeführt werden. Unabhängig vom Feuchtegehalt und dem Karbonatisierungszustand gilt:  $ISA_{10} = 0,34 \cdot A$ .

### 3.3 Witterungseinflüsse auf die Porosität und Dichtigkeit des oberflächennahen Betons

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf Untersuchungen an den Wandpaaren A und B. In den Bildern 3.8 - 3.11 ist die zeitliche Entwicklung definierter Teilporositäten von Proben unterschiedlicher Entnahmetiefe dargestellt. Die Auswertungen beruhen auf Porenradienverteilungen (Quecksilberdruckporosimetrie). Als transportrelevante Teilporositäten werden  $\epsilon_{abs}$  und  $\epsilon_{diff}$  eingeführt. Die Definition dieser Größen hat physikalische Gründe. Nach [59, 100] findet der Wassertransport infolge Kapillarität im Porenbereich  $100 \text{ nm} < r < 10 \text{ }\mu\text{m}$  statt. Nennenswerte Diffusionsströme sind nach [53] für Poren  $r > 25 \text{ nm}$  zu erwarten. Die jeweilige Transportleistung von Poren kleinerer Radien kann vernachlässigt werden. Für Diffusionstransporte existiert kein oberer Grenzzadius. Der untere Grenzzadius der diffundierbaren Porosität entspricht in etwa dem Grenzzadius von  $30 \text{ nm}$  der Kapillarporosität  $\epsilon_{cap}$  [104]. Vereinfachend wird deshalb  $\epsilon_{diff}$  mit  $\epsilon_{cap}$  gleichgesetzt. Die dargestellten Ergebnisse sind jeweils Mittelwerte aus 3 bis 5 Einzelmessungen. Sie werden in den Abschn. 3.3.1 und 3.3.2 näher erläutert.

Bild 3.12 zeigt den Einfluß der Art der Probentrocknung auf den  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten  $D_c$ . Tiefenprofile von  $D_c$  im Alter von ca. 1000 Tagen sind den Bildern 3.13 und 3.14 zu entnehmen. Die zeitliche Entwicklung des Wasseraufnahmekoeffizienten ist in Bild 3.15 dargestellt (s. Abschn. 3.3.3).

#### 3.3.1 Einfluß der Lagerungsbedingungen auf die transportrelevanten Teilporositäten (Bild 3.8 - 3.11)

Die F-Wände sind gegenüber den L-Wänden einer i.M. höheren relativen Luftfeuchte und Niederschlagseinwirkung ausgesetzt. Dadurch sind sie günstigeren Hydratations- und ungünstigeren Karbonatisierungsbedingungen unterworfen. Auf diese lagerungsspezifischen Besonderheiten wird die unterschiedliche zeitliche Entwicklung der Porosität von F- und L-Wänden zurückgeführt. Für die Größe der Porosität im Alter von 7 Tagen sind dagegen vorrangig die übrigen Parameter verantwortlich.

Die Wirkung der Witterung ist am deutlichsten für  $\epsilon_{diff}$  der F-Wände erkennbar. Sowohl für den Beton der Randzone (0 - 10 mm Tiefe) als auch den Beton der

Wandmitte nimmt  $\epsilon_{diff}$  in den ersten 3 Jahren um ca.  $10 \text{ cm}^3/\text{kg}$ , bzw. um ca.  $1/3$  für Wand AF und ca.  $1/4$  für Wand BF ab. Wesentliche Teile dieser Veränderung finden im ersten Jahr der Auslagerung statt. Da  $\epsilon_{diff}$  der Kapillarporosität entspricht, und die Kapillarporosität derjenige Porositätsanteil ist, der sich mit zunehmendem Hydratationsgrad verringert, entspricht diese Beobachtung der Erwartung. Mitteleuropäische Witterungsbedingungen lassen in allen Wandtiefen eine wesentliche Nacherhärtung zu. Der anfänglich vorhandene Nachbehandlungseinfluß ist nach 400 Tagen nicht mehr vorhanden. Die anfänglich größere Porosität nicht nachbehandelter Wandhälften gleicht sich im Laufe der Zeit den Verhältnissen der 7 Tage nachbehandelten Wandhälften an. Infolge Karbonatisierung werden die Unterschiede zwischen Wandmitte und Randzone je nach w/z-Wert im Laufe der Zeit kleiner.

Die Verringerung von  $\epsilon_{diff}$  der L-Wände ist deutlich geringer als bei den F-Wänden. In Wandmitte bleibt die diffundierbare Porosität nahezu konstant. Nachhydratation findet somit kaum statt. In der Tiefe 0 - 10 mm verringert sich die Porosität infolge Karbonatisierung. Diese schreitet um so schneller voran, je schlechter die Betonqualität ist. Deshalb ist bei Wand BL (w/z = 0,7) in der Tiefe 0 - 10 mm die Verringerung von  $\epsilon_{diff}$  am größten.

Für  $\epsilon_{abs}$  ergibt sich eine ähnliche zeitliche Entwicklung. Die absoluten Beiträge der Veränderungen von  $\epsilon_{abs}$  sind allerdings wesentlich geringer. Da  $\epsilon_{abs}$  einen Teil von  $\epsilon_{diff}$  darstellt, sind alle Veränderungen von  $\epsilon_{abs}$  auch in  $\epsilon_{diff}$  enthalten. Die Differenzen im zeitlichen Verhalten von  $\epsilon_{abs}$  und  $\epsilon_{diff}$  sind den Poren des Radienbereiches  $30 \text{ nm} < r < 100 \text{ nm}$  zuzuordnen. D.h.:

- Eine Nachhydratation führt zu einer deutlichen Verringerung von  $\epsilon_{diff}$ . Da  $\epsilon_{abs}$  in diesen Fällen nahezu konstant bleibt, verringert die Nachhydratation in erster Linie die Poren mit  $30 \text{ nm} < r < 100 \text{ nm}$ .
- Die Veränderung von  $\epsilon_{abs}$  der Randschicht der L-Wände ist Folge der Karbonatisierung. Nach drei Jahren ist  $\epsilon_{abs}$  in beiden Tiefen in etwa gleich groß, im Alter von 7 Tagen dagegen bei Wand BL in der Randzone größer als in Wandmitte. Da nach drei Jahren  $\epsilon_{diff}$  in der Tiefe 0 - 10 mm größer als in Wandmitte ist, beeinflußt die Karbonatisierung vor allem die Poren  $r \geq 100 \text{ nm}$ .

### 3.3.2 Einfluß des w/z-Wertes auf die transportrelevanten Teilporositäten (Bild 3.8 - 3.11)

Der gegenüber Wand A höhere w/z-Wert von Wand B ergibt in beiden Wandtiefen und für beide Nachbehandlungsarten einen poröseren Beton. So beträgt  $\epsilon_{diff}$  von Wand B ca. das 1,5-fache des Wertes von Wand A. Diese Verhältnis bleibt in etwa während des hier betrachteten Zeitraumes erhalten. Für die F-Wände und die Wandmitte der L-Wände, für die i.w. Hydratationseinflüsse maßgebend sind, hat der w/z-Wert kaum einen Einfluß auf den absoluten Betrag der Abnahme der Porosität. Je nach w/z-Wert findet sie auf einem unterschiedlich hohen Niveau statt (Entwicklung des Hydratationsgrades ist vom w/z-Wert unabhängig).

Die kapillar wirksame Porosität der Wände A und B unterscheidet sich um den Faktor 2. Ansonsten gelten zu  $\epsilon_{diff}$  analoge Feststellungen.

### 3.3.3 Zeitliche Entwicklung der Dichtigkeit

Für  $D_c$  kann neben der zeitlichen Veränderung der Einfluß der unterschiedlichen Trocknungsart der Proben (Trockenschrank bei 105°C und Vakuumtrocknung) erkannt werden (Bild 3.12). Für die Wände B wurden vergleichbare Proben aus dem Mittelbereich des Bohrkerns beider Trocknungsarten unterzogen. Im Trockenschrank getrocknete Proben weisen gegenüber den im Vakuum getrockneten Proben einen ca. dreifach größeren Diffusionskoeffizienten auf. Die Ofentrocknung verringert die Dichtigkeit so stark, daß eine realistische Einschätzung der Dauerhaftigkeit nicht möglich ist.

Die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Wandtiefe zeigen die Bilder 3.13 (Wandpaar A) und 3.14 (Wandpaar B). Nach ca. 1000 Tagen weist der Beton der L-Wände im Vergleich zu demjenigen der zugehörigen F-Wände in allen Wandtiefen einen ca. 1,5-fach größeren Wert von  $D_c$  auf. Für alle vier Wände ist ein Einfluß der Wandtiefe und Nachbehandlungsdauer auf die Größe von  $D_c$  nicht mehr nachweisbar. Die Diffusionskoeffizienten des Wandpaares B sind ca. doppelt so groß wie diejenigen des Wandpaares A (Vergleich der Wände gleicher Lagerungsart). Tendenziell entsprechen die Unterschiede von  $D_c$  denjenigen von  $\epsilon_{diff}$ .

Für den Wasseraufnahmekoeffizienten werden die Ergebnisse an 5 cm hohen Proben des oberflächennahen Betons wiedergegeben (Wand A obere Hälfte von Bild 3.15, Wand B untere Hälfte). Eine eingehende Diskussion der Ergebnisse in Abhängigkeit der betontechnologischen Parameter erfolgt nicht.

Nach 7 Tagen läßt sich nur der Einfluß des w/z-Wertes eindeutig erkennen. Wandpaar B weist gegenüber Wandpaar A einen ca. zweieinhalbfach größeren Wasseraufnahmekoeffizienten auf. Der Einfluß der Nachbehandlung fällt nur gering aus. Der Beton der L-Wände erweist sich gegenüber dem der F-Wände als undichter. Auch hier entsprechen die Unterschiede des Wasseraufnahmekoeffizienten in etwa denjenigen von  $\epsilon_{abs}$ .

Nach 3 Jahren hat sich bei allen Wänden der Wert des Wasseraufnahmekoeffizienten infolge Hydratation und Karbonatisierung auf ca. die Hälfte verringert. Dadurch nähern sich die Wasseraufnahmekoeffizienten von Wand A und B einander an, wobei die L-Wände ihre geringere Dichtigkeit gegenüber den F-Wänden beibehalten.

### 3.3.4 Schlußfolgerungen für die Modellentwicklung

Diskutiert werden die witterungsabhängigen Veränderungen der für die Dichtigkeit maßgebenden Porenanteile. Ihre zeitliche Entwicklung ist von den Erhärtungs- und Karbonatisierungsbedingungen abhängig. Für PZ-Beton verringert sowohl eine Zunahme des Hydratationsgrades als auch der Karbonatisierungstiefe die transportrelevanten Teilporositäten. Die Hydratation wirkt sich vor allem auf die Poren des Radienbereiches von 30 - 100 nm, die Karbonatisierung auf diejenigen größer als 100 nm aus. Aus diesem Grund enthält die Teilporosität  $\epsilon_{diff}$  sowohl die Hydratations- als auch die Karbonatisierungseffekte, die Teilporosität  $\epsilon_{abs}$  dagegen nur die Karbonatisierungseffekte.

Die zeitlichen Veränderungen finden hauptsächlich bis zu einem Betonalter von einem Jahr statt. Darüber hinaus kann die Betondichtigkeit näherungsweise als konstant angesehen werden. Dies gilt auch für den  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten  $D_c$  (vergl. Abschn. 5). Bei Außenbauteilen ist der Einfluß der Nachbehandlung auf die Porosität und Dichtigkeit zeitlich begrenzt.

Die Untersuchungen bestätigen, daß nur Prüfungen auf der Oberfläche des zu untersuchenden Bauteils für eine Dauerhaftigkeitsbeurteilung geeignet sind. Prüfungen an Begleitkörpern aus demselben Beton, die von den Bauteilbedingungen abweichenden Lagerungsverhältnissen ausgesetzt sind, weisen je nach den Erhärtungs- und Karbonatisierungsbedingungen zu gleichen Altern unterschiedliche Eigenschaften auf.

### 3.4 Zusammenhang zwischen Porosität und Dichtigkeit

Neben den Teilporositäten  $\epsilon_{\text{abs}}$  und  $\epsilon_{\text{diff}}$  werden als weitere Kennwerte zur Beschreibung der Porenradialverteilung die zugehörigen hydraulische Radien herangezogen:

$$r_{h,\text{abs}} = \frac{\text{kapillar wirksame Porosität}}{\text{innere Oberfläche der kapillar wirksamen Porosität}} = \frac{\epsilon_{\text{abs}}}{O_{\text{abs}}} \quad (3.5)$$

$$r_{h,\text{diff}} = \frac{\text{diffundierbare Porosität}}{\text{innere Oberfläche der diffundierbaren Porosität}} = \frac{\epsilon_{\text{diff}}}{O_{\text{diff}}} \quad (3.6)$$

Mit diesen vier Kennwerten wird die Porenradialverteilung so erfaßt, daß eine Beurteilung der zu erwartenden Dichtigkeit des Betons möglich ist. Dazu wird ein idealisiertes Porenmodell eingeführt (Abschn. 3.4.1). Mit Hilfe der bekannten physikalischen Gesetzmäßigkeiten der Diffusion und Absorption (die Permeation wird erst im Abschn. 10 betrachtet) kann für das Porenmodell der zugehörige Transportkoeffizient ermittelt werden. Untersucht wird aber auch, ob zwischen den transportrelevanten Kennwerten Abhängigkeiten bestehen. Dies ermöglicht die Ableitung einer Beziehung zwischen den Diffusions- und Absorptionseigenschaften des Betons (Abschn. 3.4.2 u. 3.4.3). Mit Hilfe dieser Beziehungen ist die Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes in Abhängigkeit des  $ISA_{10}$ -wertes möglich.

#### 3.4.1 Transportkoeffizienten und transportrelevante Porenkennwerte

Betrachtet werden die Verhältnisse für trockenen Beton (Vakuumtrocknung). Das mit den transportrelevanten Porenkennwerten beschriebene Porenmodell weist folgende Idealisierungen auf (Bild 3.16):

- konstanter Porenradius über die Porenlänge;
- Porenlänge  $\gg$  Porenradius;
- Poren verlaufen gerade, zueinander parallel und normal zur Oberfläche;
- alle Poren haben den gleichen Radius  $r = 2 \cdot r_h$ ;
- die Porosität wird über die Probenhöhe konstant angenommen und hat je nach betrachteter Transportart die Größe  $\epsilon_{abs}$  bzw.  $\epsilon_{diff}$ .

Mit der Gesetzmäßigkeit der kapillaren Wasseraufnahme [13] und Gasdiffusion [25] erhält man die für ideale Porengeometrie gültigen Transportkoeffizienten zu (s. [89]):

$$A_{id} = K_A \cdot \sqrt{2 \cdot r_{h,abs}} \cdot \epsilon_{abs} \quad [\text{kg/m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}}] \quad (3.7)$$

$$ISA_{10,id} = \frac{K_A \cdot f_e}{2 \cdot \sqrt{10/60}} \cdot \sqrt{2 \cdot r_{h,abs}} \cdot \epsilon_{abs} \quad [\text{ml/m}^2 \text{s}] \quad (3.8)$$

$$D_{c,id} = K(r) \cdot \epsilon_{diff} \quad [\text{m}^2/\text{h}] \quad (3.9)$$

$K_A$  und  $K(r)$  sind physikalische Konstanten, die die Eigenschaften des zu transportierenden Mediums und die physikalischen Randbedingungen beinhalten. Der Faktor  $f_e$  ist zur Umrechnung der Einheiten erforderlich:

$$K_A = \frac{1}{10} \cdot \sqrt{\frac{\sigma \cdot \cos \theta}{2 \cdot \eta}} \cdot \rho_b \cdot \rho_w \quad (3.10)$$

$$f_e = 27,78 \text{ h} \cdot \text{ml}/(\text{cm} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{s}) \quad (3.11)$$

$$K(r) = \frac{2 \cdot r_{h,diff}}{17,936 \cdot (2 \cdot r_{h,diff}) + 1,111 \cdot 10^{-6}} \quad [\text{m}^2/\text{h}] \quad (3.12)$$

mit:

$\sigma$ : Oberflächenspannung des Wassers [N/m]

$\eta$ : dynamische Viskosität des Wassers [Nh/m]

$\theta$ : Benetzungswinkel [°]

$\rho_b$ : Trockenrohddichte des Betons [kg/cm<sup>3</sup>]

$\rho_w$ : Dichte des Wassers [kg/m<sup>3</sup>]

$K(r)$  nach Gl.(3.12) gilt für die Diffusion von  $\text{CO}_2$  durch Luft bei  $T = 293 \text{ K}$  und dem Luftdruck  $p = 1 \text{ bar}$ . Die Transportkoeffizienten sind dem Produkt der transportrelevanten Teilporosität und einer Funktion, die den Einfluß des Porenradius wiedergibt, proportional. Bild 3.17 zeigt dies für den  $\text{ISA}_{10}$ -Wert und die als Absorptionsprodukt bezeichnete Größe  $\epsilon_{\text{abs}} \cdot \sqrt{2 \cdot r_{h,\text{abs}}}$ . Die Versuchsergebnisse bestätigen diese Proportionalität. Die Steigung der eingezeichneten Ausgleichsgeraden entspricht allerdings nicht dem Proportionalitätsfaktor von Gl.(3.8). Dies hat zwei Gründe. Zum einen sind durch die Annahme idealisierter Poren die Einflüsse einer realen Porenstruktur auf die Transportleistung nicht berücksichtigt. Zum anderen erfolgte die  $\text{ISA}_{10}$ -Messung auf einer nur lufttrockenen Oberfläche (Abtrocknungsverhalten nach 2 Tagen Regenfreiheit), während  $\epsilon_{\text{abs}}$  und  $\epsilon_{\text{diff}}$  am getrockneten Beton bestimmt wurden. Außerdem ist die Steigung der Ausgleichsgeraden altersabhängig. Für PZ-Beton ist sie umso kleiner, je älter der Beton und je größer die Karbonatisierungstiefe ist, da die Porenstruktur von der Karbonatisierung beeinflußt wird.

Die Bilder 3.18 und 3.19 zeigen die Abhängigkeit des Wasseraufnahmekoeffizienten vom Absorptionsprodukt und des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten vom Diffusionsprodukt  $K(r) \cdot \epsilon_{\text{diff}}$ , ermittelt an Proben der Tiefe 0 - 20 mm. Angegeben ist dort auch der Faktor  $a_t$ . Dies ist das Verhältnis der Steigung nach Gl.(3.7) - (3.9) zu derjenigen der eingezeichneten Regressionsgeraden. Dieser als Turbulositätsfaktor  $a_t$  bezeichnete Wert gibt an, welche Transportwiderstände die reale Porenstruktur auf die Dichtigkeit ausübt. Die realen Werte der Transportkoeffizienten ergeben sich dann zu:

$$A_{\text{real}} = A_{\text{id}} / a_{t,\text{abs}} \quad (3.13)$$

$$\text{ISA}_{10,\text{real}} = \text{ISA}_{10,\text{id}} / a_{t,\text{abs}} \quad (3.14)$$

$$D_{\text{c,real}} = D_{\text{c,id}} / a_{t,\text{diff}} \quad (3.15)$$

Für mindestens 400 Tage alten Beton ist  $a_t$  größer als 10, so daß mit dem Idealporenmodell berechnete Transportkoeffizienten um mehr als das zehnfache größer als gemessene Werte sind. Das Idealporenmodell ist somit nur geeignet, physikalische Zusammenhänge wie die Proportionalität zwischen den Transportkoeffizienten und dem Absorptions- bzw. Diffusionsprodukt zu bestätigen.

### 3.4.2 Korrelation des Absorptions- und Diffusionsprodukts

Die Transportkoeffizienten trockenen Betons hängen von den Eigenschaften des Porensystems (transportrelevante Teilporosität, hydraulischer Porenradius, Porenstruktur) ab. Da Diffusions- und Absorptionsvorgänge jeweils eigentümliche physikalische Ursachen haben, besteht eine Beziehung zwischen den Transportkoeffizienten nur dann, wenn Absorptions- und Diffusionsprodukt miteinander korrelieren und diese Korrelation unabhängig von den betontechnologischen Parametern ist. Im Bild 3.20 ist dies für die F-Wände A - D dargestellt. Unabhängig vom Alter und der Zusammensetzung des Betons, der Nachbehandlungsdauer, der Karbonatisierungstiefe und der Entnahmetiefe der Proben (Proben der Tiefen 0 - 10 mm und 10 - 20 mm sind gemeinsam dargestellt), ist ein linearer Zusammenhang zwischen dem Diffusions- und Absorptionsprodukt erkennbar. In [89] konnte gezeigt werden, daß dieser Zusammenhang auch für Proben der Wandmitte und für Untersuchungen an ca. 25 Jahre alten Objekten sowie für Beton mit PZ und HOZ gilt. Eine Regression, die all diese Untersuchungen berücksichtigt, ergibt:

$$K(r) \cdot \epsilon_{diff} = a^* + b^* \cdot (\sqrt{2r_{h,abs}} \cdot \epsilon_{abs}) \quad (3.16)$$

mit:

$$a^* = 2,68 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h} \text{ und}$$

$$b^* = 0,016 \text{ m}^2\text{kg}/(\text{h}\sqrt{\text{cm}} \cdot \text{cm}^3).$$

Im Bild 3.21 sind die Ergebnisse der Untersuchungen der Wände I - X dieser Regressionsgeraden gegenübergestellt. Auch diese Versuchsergebnisse weichen nur geringfügig von der Regressionsgeraden nach Gl.(3.16) ab.

### 3.4.3 Korrelation $ISA_{10}$ und $D_c$

Mit den Gl.(3.8), (3.9), (3.14) und (3.16) erhält man für trockenen Beton:

$$D_{c,gem} = \frac{2,68 \cdot 10^{-4}}{a_{t,diff}} + \frac{0,016 \cdot a_{t,abs} \cdot 2 \cdot \sqrt{10/60}}{a_{t,diff} \cdot K_A \cdot f_e \cdot \rho_b} \cdot ISA_{10,gem} = a + b \cdot ISA_{10,gem} \quad (3.17)$$

wobei der Koeffizient a in  $\text{m}^2/\text{h}$  und b in  $\text{m}^4 \cdot \text{s}/\text{h} \cdot \text{ml}$  anzugeben ist. Mit Gl.(3.4) gilt:

$$D_{c, \text{gem}} = \frac{2,68 \cdot 10^{-4}}{a_{t, \text{diff}}} + \frac{0,016 \cdot a_{t, \text{abs}}}{a_{t, \text{diff}} \cdot K_A} \cdot A_{\text{gem}} = a + b \cdot 0,34 \cdot A_{\text{gem}} \quad (3.18)$$

Für die Porenstrukturfaktoren der Wände A - D wurde in [89] folgender Wertebereich ermittelt:

$$10 < a_{t, \text{diff}} < 25$$

$$4 < a_{t, \text{abs}} < 25.$$

Nimmt man an, daß  $a_{t, \text{diff}}$  und  $a_{t, \text{abs}}$  voneinander unabhängig sind (Untersuchungen zur Korrelation von  $a_{t, \text{diff}}$  und  $a_{t, \text{abs}}$  in [89] ergaben einen Korrelationskoeffizienten von  $r^2 = 0,51$ ), so folgt daraus:

$$\text{ca. } 0,4 < a_{t, \text{abs}}/a_{t, \text{diff}} < 2,5. \quad (3.19)$$

Mit Gl.(3.19) lassen sich die Werte der Koeffizienten a und b der Gl.(3.17) und (3.18) eingrenzen:

- maximale Werte für  $D_c$  ergeben sich aus der Kombination des kleinsten Wertes für  $a_{t, \text{diff}}$  und des größten Wertes für das Verhältnis  $a_{t, \text{abs}}/a_{t, \text{diff}}$ ;
- minimale Werte für  $D_c$  ergeben sich aus der Kombination des größten Wertes für  $a_{t, \text{diff}}$  und des kleinsten Wertes für das Verhältnis  $a_{t, \text{abs}}/a_{t, \text{diff}}$ .

Für  $T = 20^\circ\text{C}$  erhält man aus Gl.(3.17):

$$\text{max. } D_{c, \text{gem}} = 0,27 \cdot 10^{-4} + 14,5 \cdot 10^{-4} \cdot \text{ISA}_{10, \text{gem}} \quad (3.20)$$

$$\text{min. } D_{c, \text{gem}} = 0,09 \cdot 10^{-4} + 2,3 \cdot 10^{-4} \cdot \text{ISA}_{10, \text{gem}} \quad (3.21)$$

bzw. aus Gl.(3.18):

$$\text{max. } D_{c, \text{gem}} = 0,27 \cdot 10^{-4} + 4,9 \cdot 10^{-4} \cdot A_{\text{gem}} \quad (3.22)$$

$$\text{max. } D_{c, \text{gem}} = 0,09 \cdot 10^{-4} + 0,8 \cdot 10^{-4} \cdot A_{\text{gem}} \quad (3.23)$$

Die mit Gl.(3.22) u. (3.23) beschriebenen Zusammenhänge zwischen  $D_c$  und A werden durch Versuchsergebnisse von im Vakuum getrockneten Proben der Wände I - VIII bestätigt (s. Bild 3.22).

ISA-Messungen finden auf feuchten Bauteiloberflächen statt (s. Abschn. 3.2.3). Nach Bild 3.5 fällt der  $ISA_{10}$ -Wert ca. um das 4,5-fache ab, wenn die Probenfeuchte von weniger als 2 Vol.-% auf mehr als 6 Vol.-% zunimmt. Mitteleuropäische Witterungsverhältnisse weisen eine durchschnittliche relative Luftfeuchte von mehr als 75% auf. Nach den Sorptionsisothermen von Abschn. 7 beträgt die zugehörige Ausgleichsfeuchte mehr als 6 Vol.-%. Zur Abschätzung der maximalen und minimalen Werte von  $D_c$  auf Grund des unter diesen Feuchtebedingungen gemessenen  $ISA_{10}$ -Wertes erhält man folgende Gleichungen:

$$\max. D_{c, \text{gem}} = 0,27 \cdot 10^{-4} + 65 \cdot 10^{-4} \cdot ISA_{10, \text{gem}} \quad (3.24)$$

$$\min. D_{c, \text{gem}} = 0,09 \cdot 10^{-4} + 11 \cdot 10^{-4} \cdot ISA_{10, \text{gem}} \quad (3.25)$$

In Bild 3.23 sind die gemessenen Werte von  $D_c$  den auf den Oberflächen der Wände I - VIII gemessenen  $ISA_{10}$ -Werten gegenübergestellt. Bis auf 2 Ausnahmen liegen alle Meßwerte innerhalb der Grenzen nach Gl.(3.24) und (3.25).

Somit läßt sich zwischen  $D_c$  und  $ISA_{10}$  ein physikalisch begründeter Zusammenhang herstellen. Unsicher ist dabei die Größe des Porenstrukturfaktors. Porenstrukturfaktoren, abgeleitet aus Untersuchungen an Proben der Wände A - D, ergeben eine zutreffende Beurteilung der Verhältnisse der Wände I - VIII. Nach wie vor wird mit den Gl.(3.24) und (3.25) der Wert von  $D_c$  für trockenen Beton vorhergesagt. Die Feuchteabhängigkeit von  $D_c$  wird im Abschn. 5.4 eingehend untersucht.

#### 3.4.4 Schlußfolgerungen für die Modellentwicklung

Das Porensystem des oberflächennahen und z.T. karbonatisierten Betons kann durch die Teilporositäten  $\epsilon_{\text{diff}}$  und  $\epsilon_{\text{abs}}$ , durch deren hydraulische Porenradien sowie Porenstrukturfaktoren beschrieben werden. Dadurch wird es möglich, die Diffusionsdichtigkeit über die zerstörungsfreie Messung der Absorptionsdichtigkeit abzuschätzen. Diese Abschätzung beruht auf der von den betontechnologischen Parametern unabhängigen Korrelation des Diffusions- und Absorptionsprodukts. Derartige Ableitungen sind erforderlich, um, in ein Karbonatisierungsgesetz eingesetzt, einzuhaltende Grenzwerte der Betondichtigkeit abzuleiten.

### 3.5 Abnahmekriterium (Prüfplan) der Dichtigkeitsmessung

Für die Ausführung von Messungen zur Dichtigkeit im Rahmen der QS, Abnahme und Inspektion ist der erforderliche Prüfumfang festzulegen. Dazu wird eine Annahmekennlinie aufgestellt. Insbesondere für die ISA-Messungen und die Permeationsmessung nach Paulmann sind die Vorteile eines zeitlich abgestimmten Einsatzes mehrerer Meßtemperaturen zu nutzen. Für die Aufstellung des Prüfplanes wird von folgenden Annahmen ausgegangen:

- Die Annahmewahrscheinlichkeit eines Bauteils mit 5% Schlechtanteil soll 50% betragen.
- Der Verlust der Dauerhaftigkeit stellt vorrangig ein wirtschaftliches Risiko dar. Dafür ist eine höhere Eintretenswahrscheinlichkeit zulässig als für Verluste der Standsicherheit.
- Im Vergleich zu Annahmekennlinien für Festigkeitsprüfungen sind höhere Hersteller- und Abnehmerrisiken zulässig. Das Herstellerrisiko wird zu  $\alpha = 5\%$ , das Abnehmerrisiko zu  $\beta = 10\%$  festgelegt.

Für diese Annahmen ergibt sich nach [27] die in Bild 3.24 dargestellte Annahmekennlinie. Der Annahmefaktor beträgt 1,64. Ist die Standardabweichung bekannt, so beträgt der Stichprobenumfang  $n_0 = 6$ . Muß sie aus der Stichprobe ermittelt werden, so erhöht er sich um den Faktor 2,35 auf  $n_s = 14$ . Zum Vergleich ist in Bild 3.24 die Annahmekennlinie für Prüfungen der Druckfestigkeit nach DIN 1045 eingezeichnet. Bei vergrößertem Stichprobenumfang ist das Hersteller- und Abnehmerrisiko kleiner.

Die z.Z. vorliegenden Erfahrungen reichen nicht aus, um a priori die Standardabweichung angeben zu können. Sie ist i.d.R. aus der Stichprobe zu bestimmen. Damit hierfür ein vertretbarer Prüfumfang entsteht, wird ermittelt, wie der Stichprobenumfang und der Annahmefaktor voneinander abhängen. Dies erfolgt durch "Drehung der Annahmekennlinie" um einen ausgewählten Punkt [10], der in Abhängigkeit der Bedeutung des Bauwerks festgelegt wird. Nach der Annahmekennlinie von Bild 3.24 beträgt die Annahmewahrscheinlichkeit für einen Schlechtanteil von 10% ca. 20%. Dies wird für Bauteile mit mindestens einer der folgenden Eigenschaften berücksichtigt:

- Bauteile geringer Bedeutung;
- Bauteile, deren Lebensdauer sehr viel größer ist als die geforderte Nutzungsdauer;
- Bauteile, die einfach und mit geringem wirtschaftlichen Aufwand saniert oder ausgetauscht werden können;
- Bauteile mit kurzer Nutzungsdauer.

Der Tab. 3.3 sind die Angaben zum Stichprobenumfang und der Größe des Annahmefaktors zu entnehmen. Entsprechende Ableitungen für Bauteile mit:

- großer Bedeutung,
- mit voll ausgeschöpfter Dauerhaftigkeit (die Lebensdauer ist nur geringfügig größer als die Nutzungsdauer),
- aufwendiger Erneuerung bzw. Sanierung oder
- langer Nutzungsdauer,

sind mit der verschärften Forderung einer Annahmewahrscheinlichkeit von 10% für 10% Schlechtanteil entsprechend den Angaben von Tab. 3.3 zu prüfen.

Im Bild 3.25 sind für diese beiden Fälle die Annahmefaktoren in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs, im Vergleich zu denen der Druckfestigkeitsprüfung nach DIN 1045 und ENV 206, dargestellt. In beiden Fällen liegen die Annahmefaktoren zwischen den Angaben von DIN 1045 und ENV 206.

Zusammenfassend läßt sich feststellen:

- Annahmekennlinien wurden aus dem Wunsch nach einem vertretbaren Prüfaufwand festgelegt. Hier gewählte Annahmekennlinien liegen im Rahmen des im Betonbau Üblichen.
- Der Verlust der Dauerhaftigkeit ist i.w. ein wirtschaftliches Risiko. Es sind geringere Annahmefaktoren und Prüfumfänge als für Festigkeitsprüfungen vertretbar.

- Da z.Z. im Umgang mit Dichtigkeitsmeßverfahren keine ausreichenden Erfahrungen vorliegen und die Streuung der Dichtigkeit weitaus größer ist als jene der Festigkeit, ist es empfehlenswert, über den Anforderungen, die ENV 206 an die Festigkeitsprüfung stellt, zu bleiben.
- Es werden nach der Bedeutung des Bauteils abgestufte Annahmekennlinien verwendet.
- Die hier dargestellten Annahmekennlinien sind Vorschläge, die der Bestätigung durch weitere Erfahrungen bedürfen.

### 3.6 Zusammenfassung

Zur Prognose der Karbonatisierungstiefe mit einem Ingenieurmodell sowie zur Planung und Ausführung von Bauwerken mit einem PC, einschließlich der QS der Bauausführung, stellen die Porosität und Dichtigkeit des oberflächennahen Betons die wesentlichen Eigenschaften dar. An Wänden, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt wurden, konnten hierzu umfangreiche Erfahrungen gewonnen werden. Diese betreffen den Einfluß der betontechnologischen Parameter auf die Größe und witterungsbedingte Veränderung der Porosität und Dichtigkeit sowie den Einfluß der Feuchte auf den ISA-Wert. Für die Porosität werden die physikalisch begründeten Kennwerte abgeleitet, auf die die Dichtigkeit zurückgeführt werden kann. Zwischen den für Diffusions- und Absorptionsvorgänge maßgebenden Kennwerten besteht eine von den betontechnologischen Parametern und dem Karbonatisierungszustand unabhängige Korrelation. Darauf aufbauende Beziehungen zwischen dem  $ISA_{10}$ -Wert und dem  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten unter Berücksichtigung der bei der ISA-Messung vorliegenden Betonfeuchte können durch Versuchsergebnisse verifiziert werden. Für den erforderlichen Prüfumfang der zerstörungsfreien Dichtigkeitsmessung kann eine von der Bedeutung des zu prüfenden Bauteils abhängige Annahmekennlinie abgeleitet werden.

#### 4. INGENIEURMODELL DER KARBONATISIERUNG VON AUSSENBAUTEILEN

Wie im Abschn. 1.2 dargestellt, besteht das Lebensdauermodell aus mehreren Modellbausteinen. Als erstes ist das Ingenieurmodell der Karbonatisierung - **Karbonatisierungsmodell** - zu entwickeln. Mit ihm soll die Karbonatisierungstiefe von Außenbauteilen unter Berücksichtigung der Witterungsbedingungen (Niederschlagsverhältnisse des Bauwerksstandortes) vorhergesagt werden.

Zunächst werden diese Einflüsse im Abschn. 4.1 näher erläutert und durch entsprechende Versuchsergebnisse veranschaulicht. Das Ingenieurmodell, dessen Aufstellung im Abschn. 4.2 erfolgt, berücksichtigt sie in einer baupraktisch relevanten Form. Dazu sind Annahmen und Vereinfachungen erforderlich. Im weiteren Fortgang der Arbeit werden sie nacheinander aufgegriffen und durch entsprechende Verifikationen sowie unabhängige Kontrollrechnungen als begründet nachgewiesen.

Im Abschn. 4.2 wird die allgemeine Form des Karbonatisierungsgesetzes für Außenbauteile angegeben. In der Anwendung ist die Karbonatisierung von Bauteilen im Freien unter Dach von derjenigen von Bauteilen, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, zu unterscheiden. Für letztere ist außerdem die Orientierung und Neigung gegen die Horizontale zu beachten. Diese Unterscheidungen sind erforderlich, da jeweils eigentümliche Karbonatisierungsbedingungen vorliegen. Abgeschlossen wird die Modellentwicklung durch folgende Ausführungen (Abschn. 4.3):

- Untersuchungen zum Einfluß der Streuung der Modellparameter auf die Streuung der Karbonatisierungstiefe und die daraus resultierende Verteilungsfunktion (Abschn. 4.3.1).
- Untersuchungen zur Berechtigung der vereinfachenden Annahme stationärer  $\text{CO}_2$ -Diffusion (Abschn. 4.3.2).
- Untersuchungen zum Einfluß der in [34, 91] berücksichtigten Rückdiffusion (Abschn. 4.3.3).
- Angaben zur Abschätzung der Größe des Feuchtetransportkoeffizienten  $D_k$  über Dichtigkeitsmeßwerte (Abschn. 4.3.4).

### 4.1 Einfluß der Witterung auf die Karbonatisierungstiefe

#### 4.1.1 Vorüberlegungen

Der Beton setzt der Karbonatisierung mehrere Widerstände entgegen. In Bild 4.1 ist das Ersatzschaltbild der maßgebenden Karbonatisierungswiderstände dargestellt. Es beruht auf den wesentlichen Reaktionsschritten der Karbonatisierung nach [87]. Für baupraktische Belange können der Widerstand  $R_B$  infolge Stoffübergang und der Reaktionswiderstand  $R_K$  vernachlässigt werden. Auf die Berücksichtigung der Wirkung der Rückdiffusion  $R_{RD}$  wird verzichtet (s. Abschn. 4.4.3). Es verbleibt somit nur der Widerstand der Betondichtigkeit. Er ergibt sich einerseits durch den der Betonqualität  $R_Q$  und andererseits durch den des Feuchtegehaltes  $R_F$ . Für vollständig karbonatisierten und hydratisierten Beton ist der Dichtigkeitsanteil infolge der Betonqualität konstant (s. Abschn. 5).

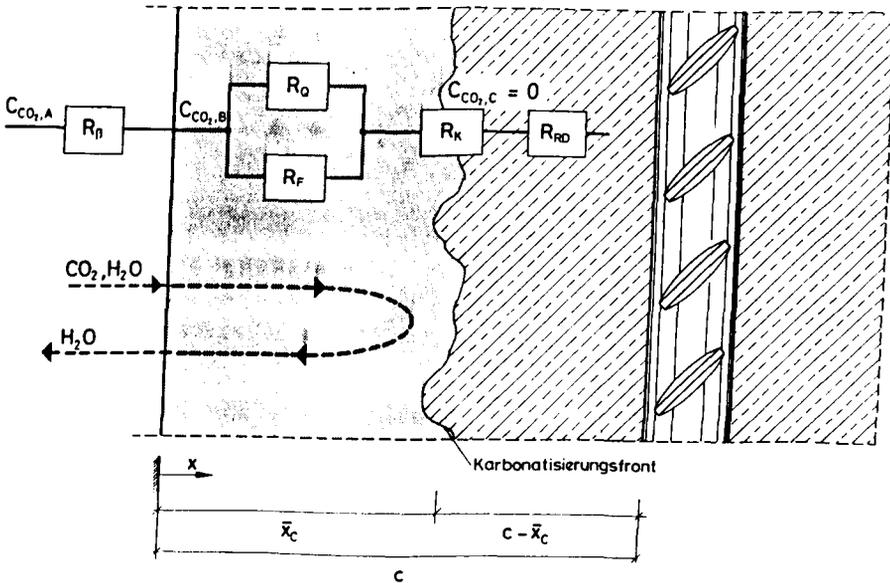


Bild 4.1: Ersatzschaltbild der Widerstände der Karbonatisierung an der Witterungsseite eines vertikalen Stahlbetonbauteils

Der feuchteabhängige Dichtigkeitsanteil ist witterungsabhängig. Dabei haben Veränderungen der relativen Feuchte und Durchfeuchtungen (Schlagregen) unterschiedliche Bedeutung (s. Bild 4.2):

- Durchfeuchtungen "blockieren" vorübergehend die Karbonatisierung, da die oberflächennahen Poren dann weitestgehend wassergefüllt sind. Dadurch wird die  $\text{CO}_2$ -Diffusion nahezu verhindert (s. [51]). Bild 4.3 (s. Abschn. 5.4) zeigt dies an Hand der experimentell bestimmten Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der relativen Feuchte. Gegenüber trockenem Beton nimmt die Diffusionsdichtigkeit bei Steigerung der relativen Feuchte auf Werte über 0,9 um mehr als den Faktor 20 zu.
- Für hygroscopische Feuchtegehalte verlangsamt die Zunahme der relativen Feuchte, entsprechend der überproportionalen Abnahme des Diffusionskoeffizienten nach Bild 4.3, den Karbonatisierungsfortschritt.

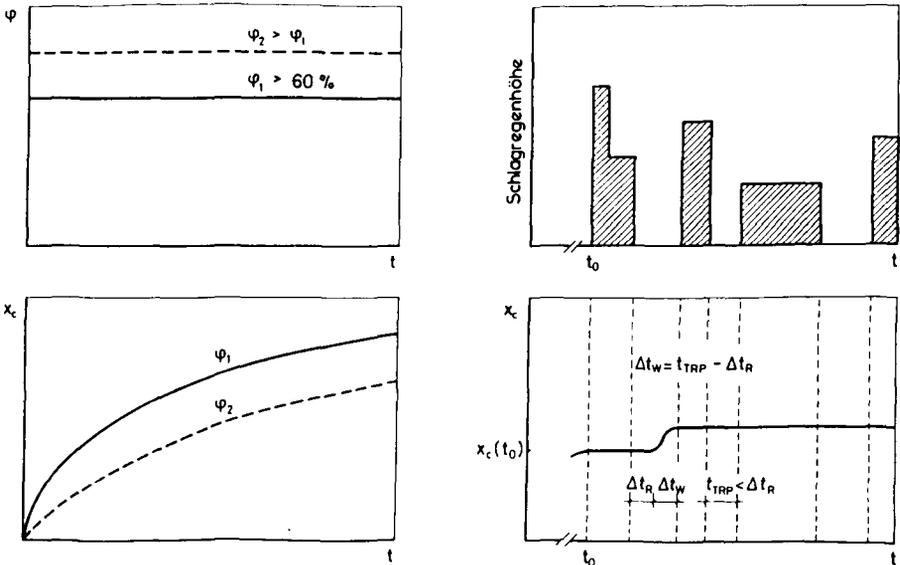


Bild 4.2: Schematische Darstellung des Einflusses der relativen Feuchte (links) und des Schlagregens (rechts) auf den Karbonatisierungsfortschritt

Die für den Karbonatisierungsfortschritt maßgebende Dichtigkeit ergibt sich somit aus den witterungsbedingten Feuchteverhältnissen des Bauwerksstandortes. Messungen der Karbonatisierungstiefe an Außenbauteilen und Ergebnisse von Versuchen zum Einfluß systematischer Durchfeuchtungen auf die Karbonatisierungstiefe verdeutlichen diesen Einfluß.

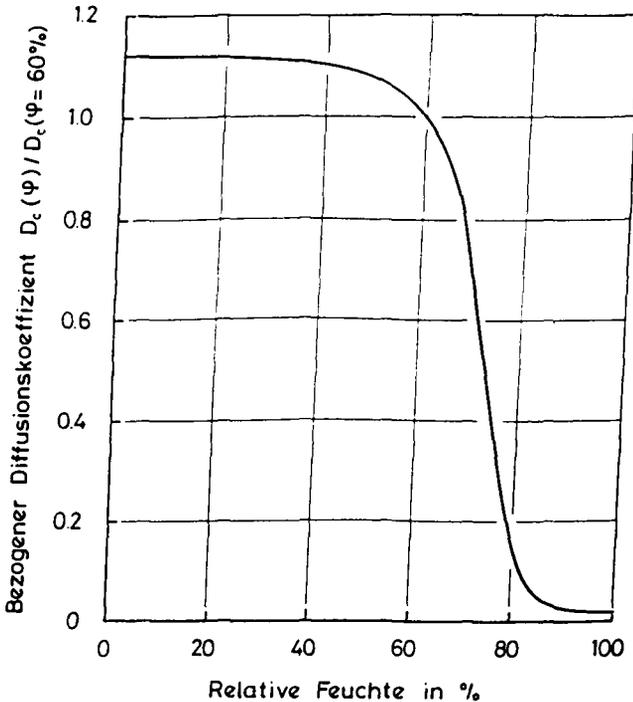


Bild 4.3: Abhängigkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten von der relativen Feuchte (näheres s. Abschn. 5.4)

#### 4.1.2 Versuche zum Einfluß der Durchfeuchtung auf den Karbonatisierungsfortschritt

Die Karbonatisierungstiefe von bis zu ca. 40 Jahre alten Bauteilen, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt waren, zeigt Bild 4.4 (entnommen aus [63]). Folgende Schlußfolgerungen können daraus gewonnen werden:

- Die mittlere Karbonatisierungstiefe überschreitet nur in Ausnahmefällen den Wert von 16 mm.
- Ein unbegrenztes Fortschreiten der Karbonatisierung ist für unmittelbar der Witterung ausgesetzte Bauteile nicht zu erwarten.

Diese Beobachtungen werden durch Laboruntersuchungen mit definierten Durchfeuchtungsbedingungen bestätigt [63]. Für Mörtel unterschiedlicher Zusammensetzung ist im Bild 4.5 über dem w/z-Wert die Karbonatisierungstiefe im Alter von 2,5 Jahren aufgetragen. Geprüft wurden Mörtelprismen von 40x40x160 mm, die bei 18°C und 50 % rel. Feuchte lagerten. Von jeweils zwei gleichartigen Proben wurde eine zusätzlich einmal pro Woche 2 Minuten lang in ein Wasserbad getaucht. Nur infolge dieser wöchentlich zweiminütigen Wasserlagerung verringerte sich die Karbonatisierungstiefe auf ca. 2/3 der Tiefe der gleichartigen, aber ausschließlich luftgelagerten Proben.

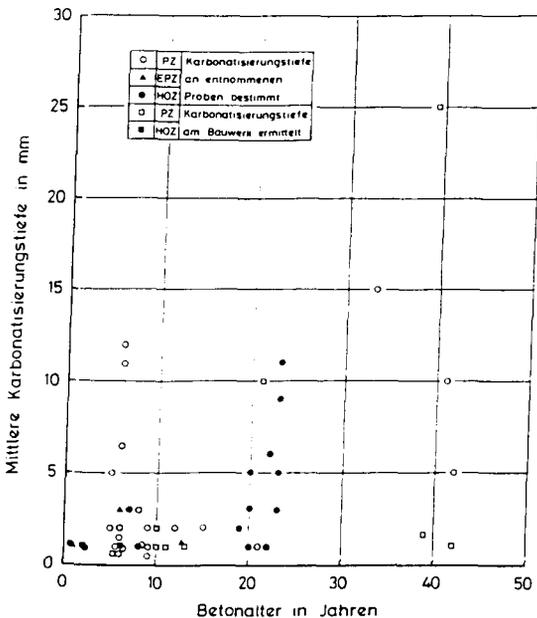


Bild 4.4: Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe vom Betonalter für ungeschützt der Witterung ausgesetzte Bauteile [63]

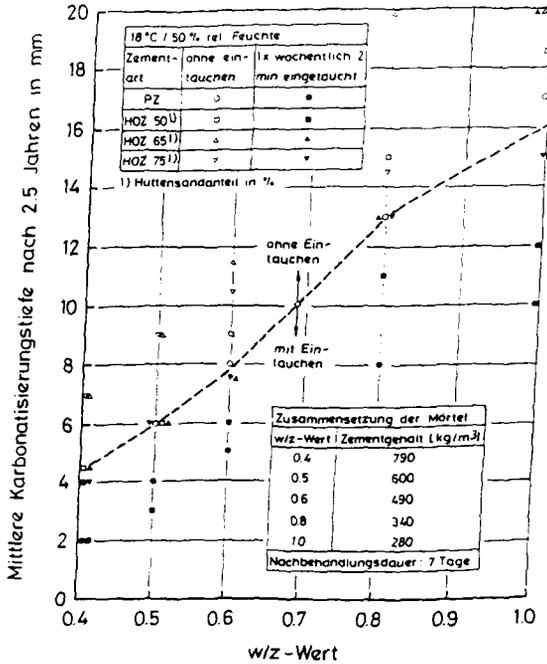


Bild 4.5: Einfluß einer wöchentlich zweiminütigen Wasserlagerung auf die Karbonatisierungstiefe von Mörteln unterschiedlicher Zusammensetzung nach [63]

Bild 4.6 zeigt den Karbonatisierungsfortschritt von Betonproben (Würfel,  $d = 10 \text{ cm}$ ), die bei  $20^\circ\text{C}$  und  $65\%$  rel. Feuchte lagerten. Von zwei Proben einer Mischung wurde eine zweimal wöchentlich eine Stunde in ein Wasserbad getaucht. Nach 4 Jahren Karbonatisierungsdauer ergab sich infolge der Wasserlagerung für den dichteren Beton ( $w/z = 0,4$ ) eine Karbonatisierungstiefe, die nur ca.  $1/3$  jener der ausschließlich luftgelagerten Proben betrug. Für den Beton mit  $w/z = 0,8$  stellte sich infolge Wasserlagerung etwa die Hälfte der bei ausschließlicher Luftlagerung gemessene Karbonatisierungstiefe ein. Der Diffusionskoeffizient der Trocknung des Betons mit  $w/z = 0,8$  übertrifft jenen des Betons mit  $w/z = 0,4$ , weswegen letzterer schneller bis zur jeweiligen Karbonatisierungstiefe austrocknet. Aus diesem Grund ist die karbonatisierungswirksame Zeitspanne bei einem Beton mit  $w/z = 0,8$  länger als bei einem Beton mit  $w/z = 0,4$ . Bezogen auf den Zeitraum von vier Jahren beträgt sie für den Beton mit  $w/z = 0,4$  ca. 6 Monate (ca.  $1/8$  des Betonalters) und für den

Beton mit  $w/z = 0,8$  ca. 16 Monate (ca. 1/3 des Betonalters). Infolge des Eintauchens weisen die Betone nach vier Jahren dieselbe Karbonatisierungstiefe auf wie die ausschließlich luftgelagerten Proben zu den angegeben wesentlich kürzeren Zeiträumen. Die karbonatisierungswirksame Zeit ist somit das Betonalter, das einem ausschließlich luftgelagerten Beton zuzuweisen wäre, damit er die Karbonatisierungstiefe aufweist, die beim niederschlagsbeanspruchten oder zeitweise wassergelagerten Beton zum realen Betonalter vorliegt.

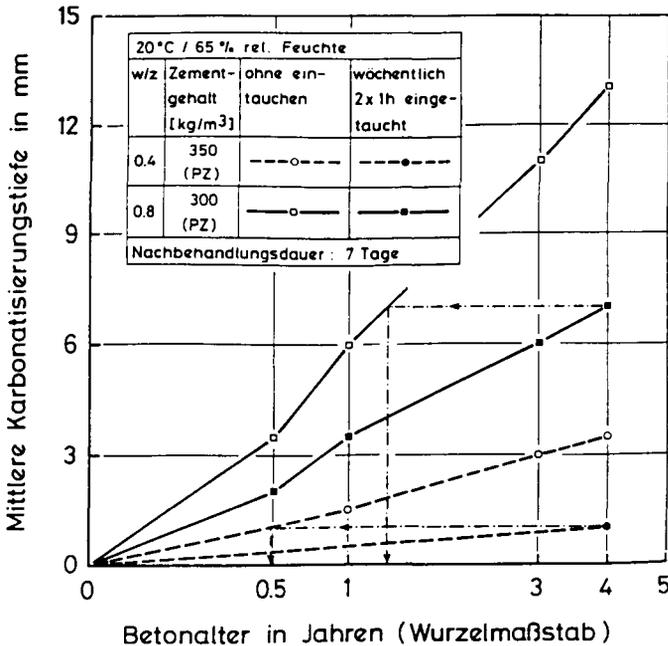


Bild 4.6: Einfluß einer wöchentlich zweimal ausgeführten Wasserlagerung auf den Karbonatisierungsfortschritt von Beton mit den  $w/z$ -Werten 0,4 und 0,8 nach [63]

Im folgenden wird für bekannte Niederschlagsverhältnisse die verzögernde Wirkung einer Durchfeuchtung auf den Karbonatisierungsfortschritt, die karbonatisierungswirksame Zeit, abgeschätzt. Nicht karbonatisierungswirksam sind die Niederschlagszeiten und die Zeiten, die der Beton nach Durchfeuchtung benö-

tigt, um bis zur Karbonatisierungstiefe auf einen Gleichgewichtsfeuchtegehalt zu weniger als ca. 90 % relative Feuchte auszutrocknen.

## 4.2 Aufstellung des Karbonatisierungsgesetzes

Zur Abschätzung der karbonatisierungswirksamen Zeit wird das Jahr in Niederschlags- und Trockenperioden eingeteilt. Niederschlagsperioden sind Zeitspannen an aufeinanderfolgenden Tagen mit mindestens einem Niederschlag. Trockenperioden sind die Zeiträume zwischen den Niederschlagsperioden. Niederschlags- und Trockenperioden wechseln miteinander ab. Während der Niederschlagsperiode werden die Niederschläge unterschiedlicher Dauer als Zufallsfolge mit konstanter Windrichtung angesehen. Für mehrere Bauwerksstandorte enthält [82] Angaben zur Anzahl und Dauer der im langjährigen Mittel beobachteten Niederschlags- und Trockenperioden sowie zur Häufigkeitsverteilung der Windrichtung während der Niederschlagsperioden.

Der Einfluß der Witterung auf die oberflächennahe Betonfeuchte wird mit einem Feuchtemodell beschrieben, in das die Bauteilgeometrie und die hygrischen Betoneigenschaften eingehen. Weitere Annahmen sind bezüglich der maßgebenden Gesetzmäßigkeit des Austrocknungsverhaltens, zur Abschätzung der maximal möglichen Durchfeuchtungstiefe sowie für das Kriterium zur Ableitung der Endkarbonatisierungstiefe zu entwickeln und zu verifizieren. Das Karbonatisierungsmodell enthält somit drei Teilmodelle:

- Ein Gesetz über die  $\text{CO}_2$ -Diffusion in die Betonporen und die Angabe der Bedingungen, unter denen es zur Diffusion kommt.
- Ein Modell über die Niederschlags- und Windverhältnisse am Bauwerksstandort.
- Ein Modell zur Abschätzung des Einflusses von Durchfeuchtung und Austrocknung des oberflächennahen Betons auf die karbonatisierungswirksame Zeit.

### 4.2.1 Beschreibung der $\text{CO}_2$ -Diffusion

Sowohl der Karbonatisierungsfortschritt als auch die Austrocknungsdauer nach Durchfeuchtung werden mit dem 1. Fick'schen Gesetzes berechnet. Für Bauteile

im Freien unter Dach, deren Karbonatisierung zwar unter dem Einfluß einer streuenden relativen Feuchte, aber ohne Schlagregeneinwirkung stattfindet, führt dies auf das  $\sqrt{t}$ -Gesetz von Abschn. 2.6.1. Für ungeschützt der Witterung ausgesetzte Bauteile kann sich wegen der durchfeuchtungsbedingten Blockierung der CO<sub>2</sub>-Diffusion eine Endkarbonatisierungstiefe einstellen. Dafür wird im folgenden ein neues Karbonatisierungsgesetz aufgestellt, welches die Durchfeuchtungshäufigkeit berücksichtigt.

Angaben zu den Niederschlagsverhältnissen für 10 verschiedene Bauwerksstandorte enthält Tab. 4.1. Auf die Unterscheidung von Regen und Schnee wird im folgenden verzichtet. In Tab. 4.1 sind nur die langjährigen mittleren Niederschlagsverhältnisse berücksichtigt. Es wird davon ausgegangen, daß diese Verhältnisse maßgebend für den Karbonatisierungsfortschritt sind, da Zeiträume mehrerer Jahrzehnte verfolgt werden. Für derartige Zeiträume ist davon auszugehen, daß sich Unter- und Überschreitungen der mittleren Witterungsverhältnisse hinsichtlich der Wirkung auf den Karbonatisierungsfortschritt ausgleichen. Die Witterungsbedingungen werden somit näherungsweise als konstant angesehen.

Nicht während der gesamten Dauer der Niederschlagsperiode fällt Regen. Dennoch wird vereinfachend davon ausgegangen, daß in diesen Zeiten die durchschnittliche relative Luftfeuchte so groß ist, daß eine CO<sub>2</sub>-Diffusion nicht stattfindet. Außerdem wird angenommen, daß die Karbonatisierungstiefe am Ende der Niederschlagsperiode noch durchfeuchtet ist.

Tab. 4.1: Niederschlagsverhältnisse der in [82] berücksichtigten Bauwerksstandorte (langjährige, mittlere Verhältnisse)

Standort	Anzahl der Tage mit Niederschlag		Summe der Niederschlagsstunden (einschließlich Schneerain)	Niederschlagsmenge	
	Insgesamt [Tage/Jahr]	ohne Tage m. Schnee [%/Jahr]		[h/Jahr]	[mm/Jahr]
Bamberg	199	172	54.5	1083	622
Braunschweig	218	198	59.7	-	676
Bremen	220	205	60.3	839	543
Clausthal	185	143	50.7	1032	1349
Hamburg	211	199	57.8	783	740
Husum	194	174	53.2	-	806
Karlsruhe	194	183	53.2	967	756
Lubeck	192	176	52.6	-	632
München	202	174	55.3	1206	904
Münster	191	184	52.3	1028	777
Mittelwert	200.6	180.8	55.0	991.1	790.5

#### 4.2.2 Niederschlagsmodell des Bauwerksstandortes

Die Einführung des Niederschlagsmodells ist nur für Bauteile, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, erforderlich. Für Bauteile im Freien unter Dach ist keine Abminderung der karbonatisierungswirksamen Zeit erforderlich.

##### 4.2.2.1 Verteilungsfunktion der Dauer der Trocken- und Niederschlagsperiode

Karbonatisierungen finden nur während der Trockenperioden statt. Die Dauer der Trockenperiode ist die Zeitspanne (Wartezeit) zwischen konsekutiven Niederschlagsperioden. Nach [97] entspricht die Verteilung der Wartezeit zwischen poissonverteilten Ereignissen der Exponentialverteilung. Eine Poisson-Verteilung liegt vor [2], wenn in einem bestimmten Zeitabschnitt die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Niederschlagsperioden nur von der Länge des Zeitabschnittes abhängig ist. Sie muß unabhängig davon sein, zu welchem Betonalter dieser Zeitabschnitt gewählt wird. Außerdem muß die Wahrscheinlichkeit des Ereignisses Niederschlagsperiode unabhängig davon sein, wie viele Niederschlagsperioden bereits früher eingetreten sind. Diese Unabhängigkeit ist gegeben, wenn der Zeitabschnitt so lang ist, daß die Niederschlagsperioden meteorologisch unterschiedlichen Wetterlagen entstammen. Da diese Forderungen nach Unabhängigkeit erfüllt sind, ist außerdem davon auszugehen, daß das Ereignis Niederschlagsperiode poissonverteilt ist.

Die Verteilungsfunktion der poissonverteilten Dauer der Trockenperiode  $t_{TRP}$  lautet [97]:

$$F_t(t_{TRP}) = 1 - e^{-\lambda \cdot t_{TRP}} \quad (4.1)$$

Die Verteilungsdichte ergibt sich zu:

$$f_t(t_{TRP}) = \lambda \cdot e^{-\lambda \cdot t_{TRP}}, \quad (4.2)$$

$$\text{mit dem Erwartungswert: } m_{TRP} = 1/\lambda \quad (4.3)$$

$$\text{und der Standardabweichung: } \sigma_{TRP}^2 = 1/\lambda^2. \quad (4.4)$$

Die Tab. 4.2 enthält für sechs Bauwerksstandorte Angaben zur Häufigkeitsverteilung der Dauer der Trockenperiode. Neben dem langjährigen Jahresdurch-

schnitt (maßgebend für die Berechnung der Karbonatisierungstiefe, s.o.) sind dort Angaben für die Monate mit der kürzesten bzw. längsten Dauer der Trockenperiode angegeben. Die Bilder 4.7 und 4.8 zeigen die Häufigkeitsverteilungen der Dauer der Trockenperiode nach Tab. 4.2. Die Beobachtungswerte können durch die Poissonverteilung beschrieben werden. Da die Beobachtungswerte eines Standortes nur in vier Klassen vorliegen, wird auf einen Anpassungstest verzichtet. Für alle Standorte ergeben sich vergleichbare Verhältnisse, weswegen für alle Standorte nur eine gemeinsame Verteilung ermittelt wird. Der Erwartungswert der Dauer der Trockenperiode liegt für die durchschnittlichen Jahresverhältnisse bei  $m_{TRP} = 55$  h und für die Monate mit den längsten Trockenperioden bei  $m_{TRP} = 90$  h. Im Durchschnitt dieser Verhältnisse liegen pro Jahr 55 Trocken- und Niederschlagsperioden vor. Sofern nicht frei gewählte Beispiele untersucht werden, wird für alle weiteren Untersuchungen von diesen Erwartungswerten ausgegangen.

Tab. 4.2: Dauer der Trockenperioden der in [82] berücksichtigten Bauwerksstandorte (langjährige, mittlere Jahresverhältnisse und extreme Monatswerte)

Standort	Betrachteter Zeitraum	Mittlere Anzahl der Trockenperioden der Dauer von				Gesamtanzahl pro Jahr n <sub>Tages</sub>
		1-3 Tage	4-7 Tage	8-14 Tage	>15 Tage	
Museum	Jahresmittel	44,0	9,8	3,1	0,4	57,4
	Monat mit d. kürzesten Dauer	4,5	0,6	0,1	-	-
	Monat mit d. längsten Dauer	3,0	1,0	0,4	-	-
Hamburg	Jahresmittel	33,5	9,4	3,7	0,5	47,2
	Monat mit d. kürzesten Dauer	3,4	0,6	0,3	0,05	-
	Monat mit d. längsten Dauer	2,4	0,7	0,4	0,15	-
Clausenthal	Jahresmittel	42,3	10,6	3,3	0,5	56,7
	Monat mit d. kürzesten Dauer	4,1	0,8	0,2	0,05	-
	Monat mit d. längsten Dauer	2,6	0,9	0,4	0,15	-
Münster	Jahresmittel	39,4	10,1	3,3	0,5	53,3
	Monat mit d. kürzesten Dauer	4,4	0,6	0,3	-	-
	Monat mit d. längsten Dauer	2,9	0,9	0,5	0,05	-
Karlsruhe	Jahresmittel	41,8	12,5	4,0	0,9	59,2
	Monat mit d. kürzesten Dauer	3,9	1,0	0,3	-	-
	Monat mit d. längsten Dauer	3,1	1,0	0,5	0,25	-
München	Jahresmittel	43,2	11,1	3,2	0,5	58,0
	Monat mit d. kürzesten Dauer	4,0	0,8	0,2	-	-
	Monat mit d. längsten Dauer	2,9	0,9	0,4	0,1	-
Mittelwert						55,3

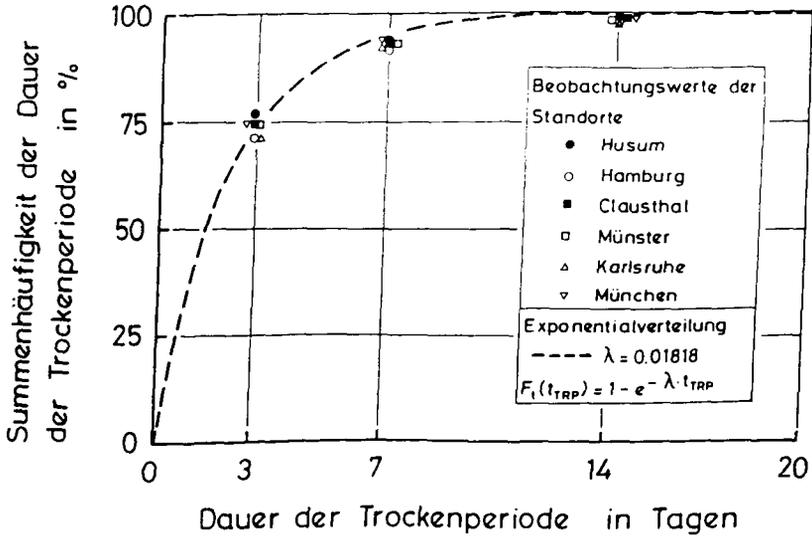


Bild 4.7: Verteilungsfunktion der Dauer der Trockenperiode für langjährige, mittlere Jahresverhältnisse [82]

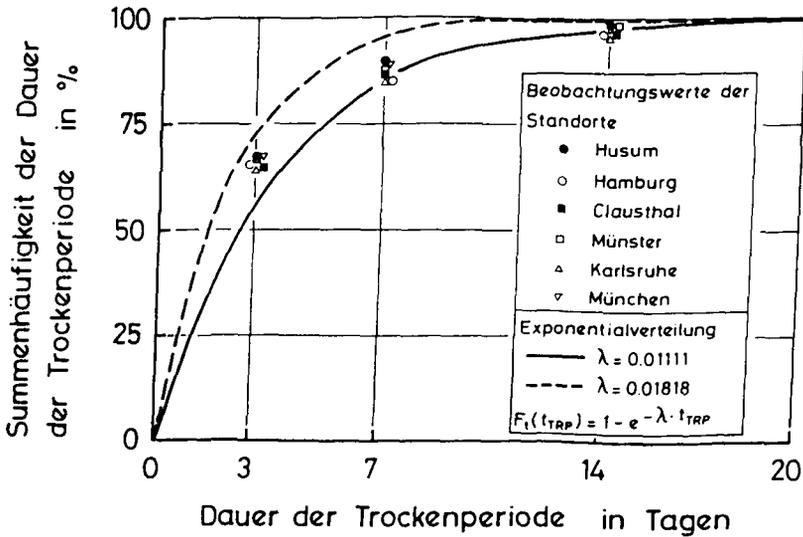


Bild 4.8: Verteilungsfunktion der Dauer der Trockenperiode für die Monate der längsten Dauer der Trockenperiode [82]

Dem Bild 4.9 sind entsprechende Angaben für die im langjährigen Mittel zu erwartende Dauer der Niederschlagsperiode zu entnehmen. Der Erwartungswert der Dauer der Niederschlagsperiode  $m_{NP}$  beträgt  $m_{NP} = 62,5$  h.

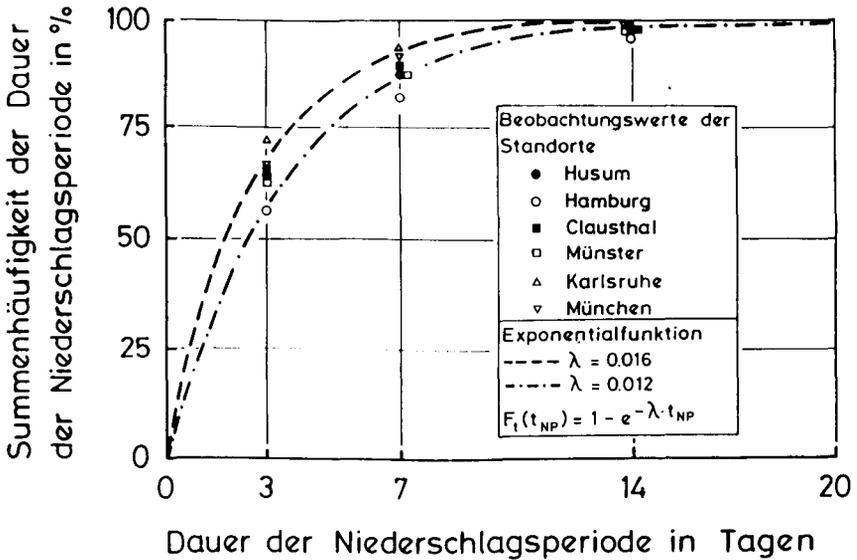


Bild 4.9: Verteilungsfunktion der Dauer der Niederschlagsperiode für langjährige, mittlere Jahresverhältnisse [82]

#### 4.2.2.2 Einfluß der Windverhältnisse des Bauwerksstandortes

Die Windverhältnisse bestimmen die Schlagregenbeaufschlagung vertikaler Bauteile. Schlagregen trifft eine Wand, wenn die Windrichtung mit der Wandorientierung übereinstimmt, bzw. zumindest nicht um mehr als ein definiertes Maß davon abweicht. Um die Anzahl der Durchfeuchtungen nicht zu überschätzen, wird dieses Maß auf  $\pm 45^\circ$  beschränkt. Angaben zu den standortspezifischen Windverhältnissen enthält Tab. 4.3 [82]. Als einzige Gemeinsamkeit aller Standorte ist zu erkennen, daß die überwiegende Zahl aller Regenfälle mit SW- und W-Wind verbunden sind. Somit ergibt sich standortspezifisch eine bestimmte Wahrscheinlichkeit  $p_s$  für eine Wand, im Jahresdurchschnitt vom Schlagregen getroffen zu werden. Diese ist in Tab. 4.4 angegeben.

Tab. 4.3: Verteilung der Windrichtungen während Niederschlagstagen nach [82] (langjährige, mittlere Verhältnisse während Niederschlägen)

Standort	Anteil [%] der Niederschläge bei Wind aus der Richtung								
	N	NO	O	SO	S	SW	W	NW	Windstille
Bamberg	2,9	0,5	0,7	9,2	16,0	35,0	17,1	7,4	11,1
Berlin	4,1	4,2	3,9	5,3	7,8	21,7	30,5	17,0	5,5
Braunschweig	6,7	6,8	3,8	4,8	8,4	30,6	26,5	11,1	1,3
Bremen	3,7	4,4	4,5	9,3	14,7	25,8	24,2	11,6	1,6
Clausthal	3,9	3,1	2,4	3,0	8,9	41,3	24,8	11,4	1,3
Hamburg	5,7	4,1	5,8	9,5	10,7	29,0	22,9	10,7	1,6
Husum	3,2	3,7	5,1	9,0	12,1	29,2	16,8	12,5	8,4
Karlsruhe	3,5	8,0	2,2	3,2	2,9	58,5	10,6	4,7	5,4
Lübeck	7,2	4,8	5,4	4,2	10,7	29,7	25,4	7,5	5,0
München	2,1	3,2	1,4	1,9	3,7	33,3	37,2	9,3	7,9
Münster	3,6	3,3	2,2	4,9	7,8	50,7	18,7	7,9	0,9
Neuwied	3,4	1,7	3,3	10,8	9,1	25,3	15,9	21,2	5,2
Mittelwert	4,2	4,0	3,4	6,3	9,4	34,2	22,6	11,0	4,7
Kleinster Einzelwert	2,1	0,5	0,7	1,9	2,9	21,7	10,6	4,7	0,9
Größter Einzelwert	7,2	8,0	5,8	10,8	16,0	58,5	37,2	21,2	11,1

Tab. 4.4: Langjährige durchschnittliche Wahrscheinlichkeit  $p_s$  vertikaler Bauteile, von Schlagregen getroffen zu werden, in Abhängigkeit ihrer Orientierung für die Bauwerksstandorte von Tab. 4.3

Standort	Durchschnittliche Anzahl von Trockenperioden	Im langjährigen Mittel zu erwartende Wahrscheinlichkeit von Schlagregenereignissen für Bauteile der Orientierung							
		N	NO	O	SO	S	SW	W	NW
Bamberg	-	10,8	4,2	10,5	25,9	60,2	68,2	59,5	27,5
Berlin	-	25,3	12,2	13,4	17,0	34,8	60,0	69,2	51,6
Braunschweig	-	24,6	17,3	15,4	17,0	43,8	65,5	68,2	44,3
Bremen	-	19,7	12,6	18,2	28,5	49,8	64,7	61,6	39,5
Clausthal	56,7	18,4	9,4	8,5	14,3	53,2	75,0	77,5	40,1
Hamburg	47,2	20,5	15,6	19,4	26,0	49,2	62,6	62,6	39,3
Husum	57,4	19,4	12,0	17,8	26,2	50,3	58,1	58,5	32,5
Karlsruhe	59,2	16,2	13,7	13,5	8,3	64,6	72,0	73,8	18,8
Lübeck	-	19,5	17,4	14,4	20,3	44,6	65,8	62,6	40,1
München	58,0	14,6	6,7	6,5	7,0	38,9	74,2	79,8	48,6
Münster	53,3	14,8	9,1	10,4	14,9	63,4	77,2	77,3	30,2
Neuwied	-	26,3	8,4	15,8	23,2	45,2	50,3	62,4	40,5
Mittelwert	55,3	19,2	11,6	13,7	19,1	49,8	66,1	67,8	37,8
Kleinster Einzelwert	47,2	10,8	4,2	6,5	7,0	34,8	50,3	58,5	18,8
Größter Einzelwert	59,2	26,3	17,4	19,4	28,5	64,6	77,2	79,8	51,6

#### 4.2.2.3 Witterungsbedingte Verzögerung des Karbonatisierungsfortschrittes

Die karbonatisierungswirksame Zeit  $\Delta t_w$  beim nicht direkt berechneten Bauteil ist nur die Summe der Dauern der Trockenperioden (s. Bild 4.2). Bezogen auf 1 Jahr kann sie aus der durchschnittlichen Anzahl der Trockenperioden  $n_{ges}$  (s. Tab. 4.2, letzte Spalte) und dem Erwartungswert der Dauer der Trockenperiode  $m_{TRP}$  zu:

$$\Delta t_w = \sum t_{TRP} \approx m_{TRP} \cdot n_{ges} = 55,3 \cdot 55 / 24 = 127 \text{ Tage}, \quad (4.5)$$

oder ca. 1/3 des Jahres abgeschätzt werden.

Für eine Bauteiloberfläche, die von Schlagregen getroffen wird, verkürzt sich die karbonatisierungswirksame Zeit  $\Delta t_w$  zusätzlich um die Austrocknungsdauer  $\Delta t_r$  (s. Bild 4.2). Dies ist jene Zeitspanne, die zur Austrocknung der vom karbonatisierten Beton aufgenommenen Wassermenge erforderlich ist. Bei horizontalen Bauteilen im Freien ist jeder Niederschlag mit einer Durchfeuchtung des oberflächennahen Betons verbunden. Nach jeder Niederschlagsperiode ist somit für die karbonatisierungswirksame Zeit die Dauer der Trockenperiode um die Austrocknungsdauer zu vermindern. Bei vertikalen Bauteilen ist nicht jeder Regenfall ein Schlagregen. Nur nach den Niederschlägen, die zu einer Durchfeuchtung geführt haben, ist dann von der Dauer der Trockenperiode die Austrocknungsdauer abzuziehen.

Zur Vereinfachung der weiteren Berechnungen wird nicht mehr von dem Zeitraum eines Jahres, sondern von dem Zeitintervall  $m_{TRP}$  plus  $m_{NP}$  ausgegangen. Darauf bezogen ergibt sich folgende karbonatisierungswirksame Zeit:

$$\Delta t_w = m_{TRP} - \Delta t_r \cdot p_s, \quad (4.6)$$

(hier und im folgenden ist  $p_s$  dimensionslos einzusetzen).

Für Bauteile im Freien ohne direkte Berechnung (Schlagschatten,  $p_s = 0$ ) geht Gl.(4.6) in Gl.(4.5) über. Natürlich sind nur Werte  $\Delta t_w \geq 0$  sinnvoll. Für baupraktische Fragestellungen reicht die Berechnung von  $\Delta t_w$  über den Erwartungswert der Dauer der Trockenperiode aus. Untersuchungen zum Einfluß der Streuung der Dauer der Trockenperiode auf den Karbonatisierungsfortschritt werden im Abschn. 4.3.1 durchgeführt. Da die Austrocknungsdauer mit wachsender Karbonatisierungstiefe zunimmt, kann ein Betonalter erreicht werden, zu dem

$\Delta t_R \cdot p_s$  und  $m_{TRP}$  gleich groß sind. Dann folgen die Niederschlagsperioden in dem Abstand, der gerade noch zur Austrocknung ausreicht. Für diese Verhältnisse, mit  $\Delta t_w = 0$ , ist kein weiterer Karbonatisierungsfortschritt mehr möglich (Endkarbonatisierungstiefe).

#### 4.2.3 Berechnung der Austrocknungsdauer

Bei der Berechnung der Austrocknungsdauer werden Niederschlagsverhältnisse, die dazu ausreichen, die vorhandene Karbonatisierungstiefe  $x_c$  zu durchfeuchten, von denen unterschieden, die nur dazu ausreichen, eine bestimmte maximale Tiefe, im folgenden als  $\max x_D$  bezeichnet, zu durchfeuchten. Durchfeuchtungen über  $x_c$  hinaus werden vernachlässigt.

##### 4.2.3.1 Abschätzung der maximal möglichen Durchfeuchtungstiefe $\max x_D$

Die während einer Niederschlagsperiode erreichbare Durchfeuchtungstiefe ist abhängig von der streuenden Intensität und Dauer ihrer Niederschläge. Vereinfachend werden auch hier nur die mittleren Verhältnisse betrachtet.

Gemessene Sorptionsisothermen (s. Abschn. 7.3) zeigen, daß zwischen dem durchschnittlichen Feuchtegehalt des Betons am Ende der Trockenperiode und der Sättigungsfeuchte maximal eine Differenz von  $u_D = 10$  Vol.-% besteht. Für horizontale Bauteile reicht somit 1 mm Niederschlag aus, um den Beton mindestens 10 mm tief zu durchfeuchten, wenn der gesamte Niederschlag in den Beton eindringt. Nach [82] fallen an ca. 40 - 50% der Tage mit Niederschlag Tagesmengen von mehr als 1 mm Niederschlag. Die durchschnittliche Dauer der Niederschlagsperiode beträgt mindestens 2 Tage. Vereinfachend und vorbehaltlich einer genaueren Untersuchung der Befeuchtungs- und Austrocknungsverhältnisse im Abschn. 7, wird deshalb angenommen, daß mindestens die äußersten 20 mm durchfeuchtet werden können.

Für die kapillare Wasseraufnahme vertikaler Bauteile ist es ausreichend, daß sich auf der Bauteiloberfläche ein geschlossener Wasserfilm ausbildet [99]. Nimmt man an, daß sich während der gesamten Niederschlagsdauer ein solcher Wasserfilm bildet, so ist die Niederschlagsdauer für die maximal erreichbare Durchfeuchtungstiefe maßgebend. Die Häufigkeitsverteilung der Regendauern des Standortes Braunschweig [87] ist Tab. 4.5 zu entnehmen. Daraus ergibt sich

eine mittlere Regendauer  $t_{RM}$  von ca. 20 Stunden. Vereinfachend werden diese Verhältnisse für alle Standorte übernommen, da entsprechende Angaben nicht bekannt sind.

Die kapillare Wasseraufnahme wird durch den Wasseraufnahmekoeffizienten  $A$  [ $\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \sqrt{h}$ ] beschrieben. Pro Niederschlag ergibt sich dann die mittlere Durchfeuchtungstiefe  $x_{DM}$  zu:

$$x_{DM} = A \cdot \sqrt{t_{RM}} / (\rho_w \cdot 0,1) \tag{4.7}$$

Tab. 4.5: Niederschlagshöhe und -intensität des Standortes Braunschweig (1950 - 1977)

Dauer [h]	Niederschlagshöhe [mm]													Summe	Prozent der gesamten Regendauer
	<1,0	1-2	2-3	3-4	4-5	5-7,5	7,5-10	10-15	15-20	20-30	30-40	40-60	60-120		
< 1	32,78	4,39	1,41	0,47	0,24	0,20	0,15	0,04	-	-	-	-	-	39,57	2,5
1 - 3	9,62	3,42	1,24	0,79	0,38	0,73	0,38	0,11	0,07	0,04	-	-	-	16,73	4,2
3 - 6	5,43	1,48	0,64	0,44	0,31	0,55	0,22	0,13	0,04	0,07	-	-	-	9,31	5,3
6 - 12	7,04	1,63	0,80	0,51	0,38	0,71	0,26	0,22	0,09	0,04	0,02	-	0,02	11,72	13,3
12 - 18	3,68	1,28	0,75	0,46	0,37	0,49	0,18	0,20	0,05	0,05	0,05	0,02	-	7,59	14,3
18 - 24	2,41	1,46	0,97	0,60	0,48	0,62	0,57	0,46	0,11	0,05	-	0,02	-	7,75	20,5
24 - 48	1,37	0,95	0,62	0,29	0,38	0,80	0,29	0,37	0,20	0,09	0,04	0,07	-	5,49	24,9
48 - 72	0,11	0,24	0,07	0,07	0,09	0,15	0,15	0,20	0,02	0,04	0,02	-	-	1,15	8,7
> 72	0,02	-	0,05	0,05	0,07	0,18	0,11	0,11	0,02	0,07	-	-	-	0,69	6,3
Summe	62,46	14,85	6,58	3,58	2,71	4,44	2,30	1,83	0,55	0,46	0,13	0,11	0,02	100 %	100 %
Prozent des mittl. Niederschl. (Sommer)	16	11	8	6	6	14	12	12	5	6	2	3	1	100 %	

Dauer [h]	Niederschlagsintensität [mm/h]													Summe	Prozent der gesamten Regendauer
	<0,05	0,05-0,1	0,1-0,2	0,2-0,3	0,3-0,5	0,5-1,0	1-2	2-3	3-5	5-12	10-20	20-30	>30		
< 1	0,02	-	0,27	2,08	2,96	9,05	11,59	6,24	4,19	2,35	0,62	0,13	0,05	39,57	2,5
1 - 3	0,07	1,26	3,09	1,70	2,34	3,66	7,61	0,99	0,55	0,42	0,02	0,02	-	16,73	4,2
3 - 6	1,61	1,74	1,73	0,95	0,95	1,04	0,95	0,18	0,11	0,05	-	-	-	9,31	5,3
6 - 12	4,52	2,19	1,59	0,94	0,90	1,06	0,44	0,04	0,04	0,02	-	-	-	11,72	13,3
12 - 18	2,98	1,35	1,35	0,62	0,69	0,38	0,13	0,05	0,02	-	-	-	-	7,59	14,3
18 - 24	2,67	1,46	1,61	0,66	0,91	0,38	0,04	0,02	-	-	-	-	-	7,75	20,5
24 - 48	2,16	0,97	1,04	0,49	0,46	0,22	0,15	-	-	-	-	-	-	5,49	24,9
48 - 72	0,46	0,20	0,33	0,11	0,02	0,04	-	-	-	-	-	-	-	1,15	8,7
> 72	0,20	0,33	0,07	0,07	0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	0,69	6,3
Summe	14,69	9,50	11,08	7,62	9,25	15,83	15,91	7,52	4,91	2,85	0,64	0,15	0,05	100 %	100 %
Prozent des mittl. Niederschl. (Sommer)	4	5	9	8	12	17	18	8	8	5	2	1	<1	100 %	

Bem.: Mittel: 386,2 mm Niederschlag pro Saison (Sommer) in 1550,6 h; 228 Regeneinheiten pro Saison

Nach [88] ist  $A$  i.d.R. größer als  $0,5 \text{ kg/m}^2\sqrt{h}$ . Für eine mittlere Niederschlagsdauer von 20 Stunden ergibt sich eine Durchfeuchtungstiefe von  $x_0 \approx 20 \text{ mm}$ . Dieser Wert wird im folgenden als maximale Durchfeuchtungstiefe  $\max x_0$  berücksichtigt, auch wenn die Karbonatisierung in größere Tiefen fortgeschritten ist und pro Niederschlagsperiode durchschnittlich mehr als ein Niederschlag fällt.

#### 4.2.3.2 Austrocknungsdauer vollständig durchfeuchteter Karbonatisierungstiefen

Zur Vereinfachung der Berechnung wird für die karbonatisierte Randschicht von einer am Ende der Austrocknungszeit und vor Beginn des nächsten Regenfalls im langjährigen Mittel charakteristischen Feuchte  $u_0$  [ $\text{m}^3/\text{m}^3$ ] ausgegangen. Infolge Schlagregen kommt es zur Sättigung der karbonatisierten Randzone, sofern sie kleiner als 20 mm ist. Vom karbonatisierten Beton der Fläche  $F$  wird dabei die Wassermenge  $\Delta w$  aufgenommen:

$$\Delta w = (u_{\text{ges}} - u_0) \cdot x_c \cdot F = \Delta u \cdot x_c \cdot F \quad [\text{m}^3] \quad (4.8)$$

Bevor die weitere Karbonatisierung einsetzen kann, muß diese Wassermenge wieder verdunsten. Unter der Annahme stationärer Verhältnisse, einer Austrocknung, die ausschließlich in die Atmosphäre stattfindet und eines konstanten Feuchtetransportkoeffizienten  $D_k$  gilt in Analogie zum 1. Fick'schen Gesetz mit  $\Delta u$  als Transportursache:

$$\Delta w = D_k \cdot F \cdot \Delta t_R \cdot \Delta u / x_c \quad [\text{m}^3] \quad (4.9)$$

Durch Gleichsetzen von Gl.(4.8) und (4.9) erhält man die erforderliche Austrocknungsdauer:

$$\Delta t_R = x_c^2 / D_k, \quad (4.10)$$

mit:

- $\Delta t_R$ : Austrocknungsdauer des karbonatisierten Betons nach Durchfeuchtung,
- $x_c$ : Karbonatisierungstiefe (Dicke der auszutrocknenden Betonschicht),
- $D_k$ : Feuchtetransportkoeffizient im überhygroskopischen Feuchtebereich.

Beispiel:

Für eine angenommene Karbonatisierungstiefe von 8 mm und  $D_k = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{h}$ , ergibt sich  $\Delta t_R = 2,7$  Tage. Würde das Bauteil alle 2,7 Tage durch einen Schlagregen mindestens 8 mm tief durchfeuchtet, so ist eine weitere Zunahme der Karbonatisierungstiefe nicht mehr möglich und die Endkarbonatisierungstiefe erreicht.  $D_k$  ist eine im allgemeinen nicht bekannte Größe. Ihre Größe kann nach Abschn. 4.3.4 abgeschätzt werden.

#### 4.2.3.3 Austrocknungsdauer teilweise durchfeuchteter Karbonatisierungstiefen

Auch hierfür kann Gl.(4.10) angewendet werden. Sobald ein Betonalter erreicht ist, zu dem  $x_c(t) > 20$  mm ist, ist die Austrocknungsdauer konstant. Sind die Witterungsverhältnisse so, daß  $m_{TRP}$  größer als  $\Delta t_R \cdot p_s$  ist, so ist zu jedem Betonalter  $\Delta t_w > 0$ . Es findet somit zu jedem Betonalter ein Karbonatisierungsfortschritt statt, und eine Endkarbonatisierungstiefe ist nicht möglich.

#### 4.2.4 Allgemeines Zeitgesetz der Karbonatisierung von Außenbauteilen

Das Ingenieurmodell berücksichtigt für karbonatisierungswirksame Zeiten das  $\sqrt{t}$ -Gesetz nach Abschn. 2.6.1. Anstelle des Betonalters  $t$  ist die Summe der während  $t$  vorhandenen karbonatisierungswirksamen Zeiten zu berücksichtigen. Dazu wird der Quotient

$$\alpha_w(t) = t_w/t = \frac{m_{TRP} - \Delta t_R \cdot p_s}{m_{TRP} + m_{NP}} \quad , \quad (4.11)$$

eingeführt. Das Verhältnis  $\alpha_w(t)$  wird im folgenden als Witterungskoeffizient bezeichnet. Der Karbonatisierungsfortschritt ergibt sich dann zu:

$$x_c(t) = K_c \cdot \sqrt{\alpha_w(t)} \cdot \sqrt{t}. \quad (4.12)$$

Mit zunehmendem Betonalter nimmt  $\alpha_w(t)$  ab, da die Austrocknungsdauer quadratisch mit der durchfeuchteten Tiefe wächst.

Setzt man Gl.(4.10) und Gl.(4.11) in Gl.(4.12) ein, so erhält man das Karbonatisierungsgesetz für Außenbauteile:

$$x_c(t) = K_c \cdot \sqrt{\frac{D_k \cdot \alpha_{w,o} \cdot m_{TRP}}{D_k \cdot m_{TRP} + p_s \cdot \alpha_{w,o} \cdot K_c^2 \cdot t}} \cdot \sqrt{t} \quad (4.13)$$

mit:

$$\alpha_{w,o} = \frac{m_{TRP}}{m_{TRP} + m_{NP}} \quad (4.14)$$

Gl.(4.13) setzt voraus, daß zu jedem Betonalter  $x_c(t) < x_{DM} = 20$  mm ist.

Die Karbonatisierungstiefe über  $\sqrt{t}$  aufgetragen ergibt somit keine Gerade mehr. Die Lösung von Gl.(4.13) entspricht der Beobachtung, daß für Außenbauteile mit zunehmendem Betonalter eine gegenüber dem  $\sqrt{t}$ -Gesetz geringere Karbonatisierungsgeschwindigkeit gemessen wird.

#### 4.2.4.1 Abschätzung der Endkarbonatisierungstiefe $x_{c,\infty}$

Für mittlere Verhältnisse ( $m_{TRP}$ , regelmäßiger Abstand der Schlagregenereignisse) liegt  $x_{c,\infty}$  vor, wenn das Betonalter erreicht ist, zu dem  $\alpha_w(t) = 0$  wird. Ist  $x_{c,\infty} < x_{DM} = 20$  mm, so kann  $x_{c,\infty}$  mit Gl.(4.11) aus folgender Bedingung ermittelt werden:

$$m_{TRP} - \Delta t_R \cdot p_s = 0 \quad (4.15)$$

Mit  $\Delta t_R = x_{c,\infty}^2 / D_k$  ergibt sich aus Gl.(4.15):

$$x_{c,\infty} = \sqrt{m_{TRP} \cdot D_k / p_s} \quad (4.16)$$

Ist dagegen auch für das Betonalter, zu dem  $x_c = 20$  mm ist,  $\alpha_w(t) > 0$ , so ist eine Endkarbonatisierungstiefe nicht möglich (wegen Beschränkung von  $x_{DM}$  auf 20 mm, s.o.).

Die Endkarbonatisierungstiefe hängt somit weder vom  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten noch von der Menge an  $CO_2$ -bindbarer Betonsubstanz und von der  $CO_2$ -Konzentration der Luft ab. Sie wird von den Witterungsverhältnissen des Standortes, der Orientierung des Bauteils und dem Austrocknungsverhalten des Betons bestimmt. Tab. 4.6 enthält für verschiedene Erwartungswerte der Dauer

der Trockenperiode  $m_{TRP}$  und des Feuchtetransportkoeffizienten  $D_K$  den Erwartungswert für  $x_{c,\infty}$ .

Tab. 4.6: Erwartungswert der Endkarbonatisierungstiefe nach Gl.(4.16) in Abhängigkeit von  $m_{TRP}$  und  $D_K$

$m_{TRP}$ [h]	Endkarbonatisierungstiefe $x_{c,\infty}$ in mm für $D_K$ [ $m^2/h$ ]									
	$10^{-7}$	$3 \cdot 10^{-7}$	$5 \cdot 10^{-7}$	$8 \cdot 10^{-7}$	$10^{-6}$	$3 \cdot 10^{-6}$	$5 \cdot 10^{-6}$	$8 \cdot 10^{-6}$	$10^{-5}$	
12	1.1	1.9	2.4	3.1	3.5	6.0	7.7	9.8	11.0	
24	1.5	2.7	3.5	4.4	4.9	8.5	11.0	13.9	15.5	
36	1.9	3.3	4.2	5.4	6.0	10.4	13.4	17.0	19.0	
48	2.2	3.8	4.9	6.2	6.9	12.0	15.5	19.6	21.9	
60	2.4	4.2	5.5	6.9	7.7	13.4	17.3	21.9	24.5	
72	2.7	4.6	6.0	7.6	8.5	14.7	19.0	24.0	26.8	
84	2.9	5.0	6.5	8.2	9.2	15.9	20.5	25.9	29.0	
96	3.1	5.4	6.9	8.8	9.8	17.0	21.9	27.7	31.0	
120	3.5	6.0	7.7	9.8	11.0	19.0	24.5	31.0	34.6	
188	4.1	7.1	9.2	11.6	13.0	22.4	29.0	36.7	41.0	

Die Endkarbonatisierungstiefe ist außerdem nicht von der Anzahl der Trockenperioden abhängig: In jeder Trockenperiode, die kürzer als die Austrocknungsdauer ist, kann eine weitere Karbonatisierung nicht stattfinden. Je mehr Trockenperioden vorliegen, desto schneller erfolgt der Karbonatisierungsfortschritt und desto eher wird die Endkarbonatisierungstiefe erreicht.

Bei vertikalen Bauteilen ist nur jede  $(1/p_s)$ -te Niederschlagsperiode mit Schlagregen verbunden. Die Endkarbonatisierungstiefe  $x_{c,\infty}$  stellt sich dann ein, wenn die Austrocknungsdauer so groß ist, daß auch nach  $1/p_s$  Trockenperioden der bereits karbonatisierte Beton noch nicht wieder ausgetrocknet ist. Vereinfachend wird dabei für die Zeiten der Niederschlagsperioden ohne Schlagregen (zwischen den zu überbrückenden Trockenperioden) angenommen, daß in ihnen weder eine Feuchteaufnahme, noch eine -abgabe eintritt.

In Bild 4.10 ist die mit diesen Annahmen berechnete Endkarbonatisierungstiefe als Windrose dargestellt. Hierfür wird von dem Erwartungswert  $m_{TRP} = 55$  h und  $D_K = 10^{-6} m^2/h$  ausgegangen. Die im Bild 4.10 dargestellten Ergebnisse stehen grundsätzlich in Einklang mit Meßwerten von 18 Jahre altem Beton aus [119] nach Bild 4.11. Jeweils nach Osten orientierte Bauteile weisen die größte Karbonatisierungstiefe auf. Sie ist ca. doppelt so groß, wie diejenige gleichartiger, aber nach Westen orientierter Bauteile. Nach Bild 4.11 werden für die Südseite der Ostseite vergleichbare Karbonatisierungstiefen gemessen. Nach dem Ingenieurmodell sind die Tiefen der Südseite nur ca. halb so groß

wie diejenige der Ostseite. Dieser Unterschied ist in erster Linie dem im Ingenieurmodell vernachlässigten Einfluß der Thermodiffusion (verstärkte Sonneneinstrahlung und dadurch bedingte Aufheizung der Südoberflächen beschleunigen die Austrocknung) zuzuschreiben. Auf die Bedeutung dieses bislang vernachlässigten Einflusses wird in Abschn. 7 eingegangen.

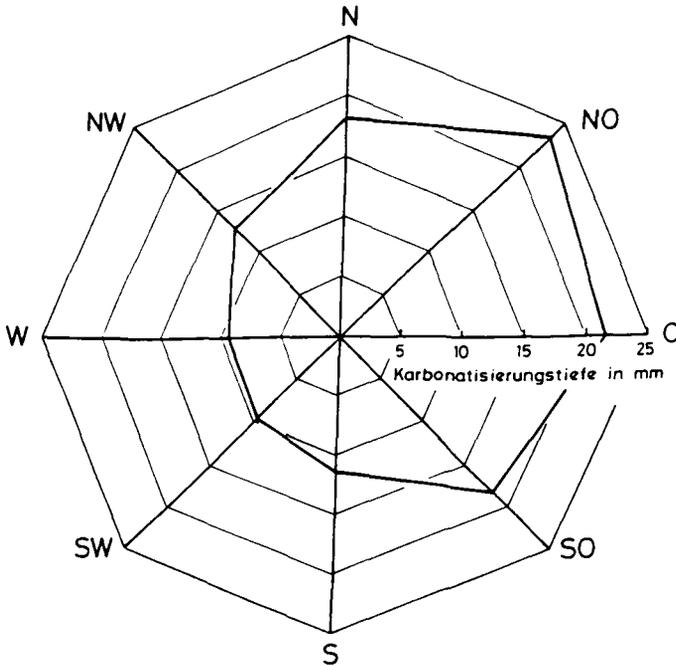


Bild 4.10: Abhängigkeit der Endkarbonatisierungstiefe vertikaler Bauteile von ihrer Orientierung bei Annahme mittlerer Niederschlags- und Austrocknungsverhältnisse

#### 4.2.4.2 Karbonatisierung bei Überschreitung von $x_{DM}$

Wegen der Beschränkung der i.M. erreichbaren Durchfeuchtungstiefe auf  $x_{DM}$ , ist Gl.(4.13) nur bis zu dem Betonalter  $t_{DM}$  gültig, zu dem die mittlere Karbonatisierungstiefe kleiner als  $x_{DM}$  ist. Für Betonalter  $t > t_{DM}$  ergibt sich die Karbonatisierungstiefe zu:

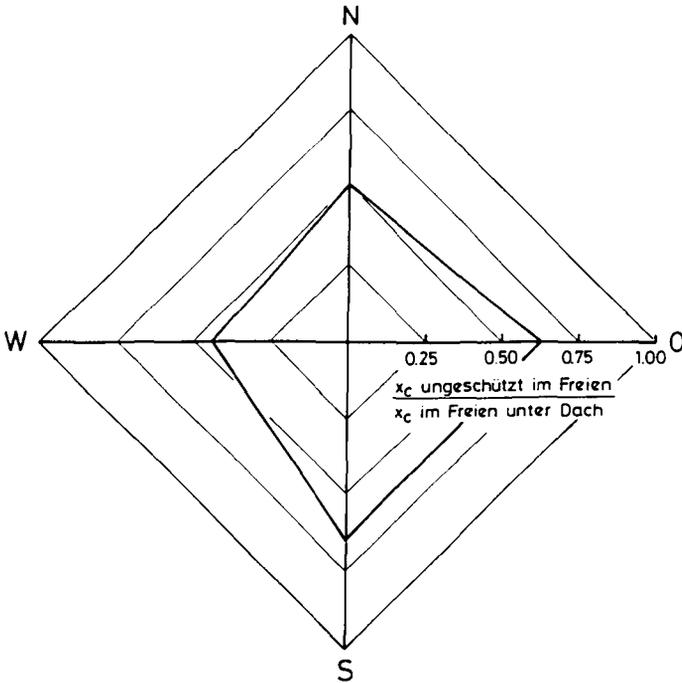


Bild 4.11: Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe im Alter von 18 Jahren für vertikale Bauteile, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind ([119], auf die Karbonatisierungstiefen der Lagerung im Freien unter Dach bezogen)

$$x_c(t) = x_{DM} + K_c \cdot \sqrt{\frac{m_{TRP} - x_{DM}^2 \cdot p_s / D_k}{m_{TRP} + m_{NP}}} \cdot (\sqrt{t} - \sqrt{t_{DM}}) \quad (4.17)$$

Der Zeitpunkt  $t_{DM}$  kann mit Hilfe von Gl.(4.13) zu

$$t_{DM} = \frac{x_{DM}^2}{K_c^2 \cdot \alpha_{w,o}} \cdot \frac{D_k \cdot m_{TRP}}{D_k \cdot m_{TRP} + x_{DM}^2 \cdot p_s} \quad (4.18)$$

bestimmt werden.

### 4.3 Untersuchungen zur Modellgüte

Das Ingenieurmodell beruht auf vereinfachenden Annahmen bezüglich der CO<sub>2</sub>-Diffusion sowie des Durchfeuchtungs- und Austrocknungsverhaltens und vernachlässigt bisher die Rückdiffusion und die Streuung der Modellparameter. Unbekannt ist bisher auch die Größe des Modellparameters D<sub>K</sub>, die mit Hilfe der zerstörungsfreien Dichtkeitsmessungen abgeschätzt werden soll.

#### 4.3.1 Betrachtung zur Streuung der Endkarbonatisierungstiefe

Die Größe der Endkarbonatisierungstiefe x<sub>c,∞</sub> ist von den Parametern Dauer der Trockenperiode t<sub>TRP</sub>, den Feuchtetransportkoeffizienten im überhygroskopischen Feuchtbereich D<sub>K</sub> und der Schlagregenwahrscheinlichkeit p<sub>s</sub> nichtlinear nach Gl. (4.15) abhängig. Die Streuung der Endkarbonatisierungstiefe ergibt sich aus der Streuung dieser Parameter. Für den Fall, daß p<sub>s</sub> zunächst als konstant angenommen wird, kann die Gesamtstreuung analytisch berechnet werden.

Dabei ist t<sub>TRP</sub> eine exponentialverteilte Variable. Für D<sub>K</sub> wird näherungsweise eine Normalverteilung angenommen (vergl. Abschn. 5.2.2, dortige Untersuchung für den O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten). Nach dem in [97] dargestellten Verfahren ergibt sich daraus die Verteilungsdichte von x<sub>c,∞</sub> zu:

$$f_x(x_{c,\infty}) = \frac{2 \cdot \lambda \cdot x_{c,\infty}}{\sigma_{DK} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \int_0^{x_{c,\infty}} \frac{1}{D_K} \cdot e^{-\frac{2 \cdot \sigma_{DK}^2 \cdot \lambda \cdot x_{c,\infty} + D_K (D_K - m_{DK})^2}{2 \cdot D_K \cdot \sigma_{DK}}} dD_K \quad (4.19)$$

mit:

- m<sub>DK</sub>: Erwartungswert (Mittelwert) der Variablen D<sub>K</sub>
- σ<sub>DK</sub>: Standardabweichung der Variablen D<sub>K</sub>
- λ : Parameter der Exponentialverteilung der Dauer der Trockenperiode.

Da Gl. (4.19) analytisch nicht lösbar ist, wird die Verteilungsdichte über eine numerischen Simulation berechnet. In Fortführung des o.g. Beispiels mit Δt<sub>R</sub> = 2,7 Tage und der Annahme von v<sub>DK</sub> = 30 % für D<sub>K</sub> ist für n = 1000 Simulationsläufe in Bild 4.12 für eine Klassenbreite von Δx<sub>c</sub> = 0,002 m die ermittelte Verteilungsfunktion und -dichte dargestellt. Der Erwartungswert dieser Verteilung ergibt sich aus:

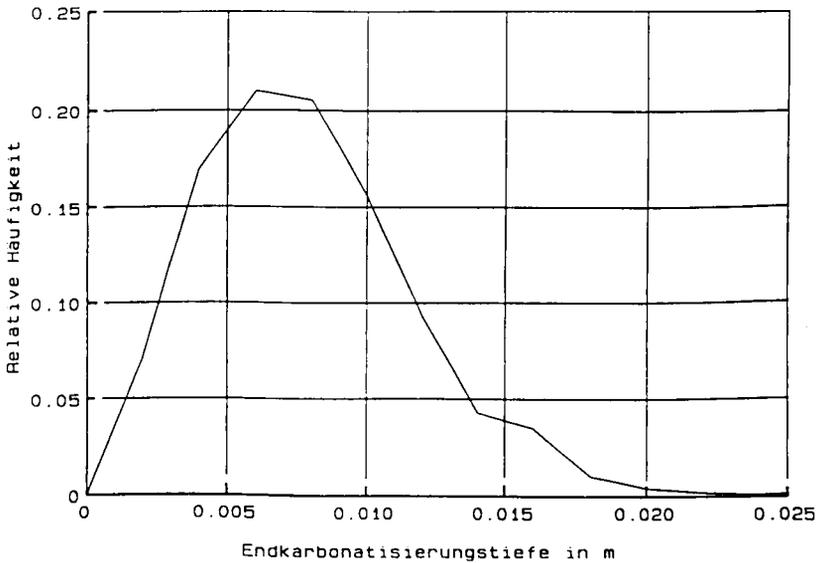
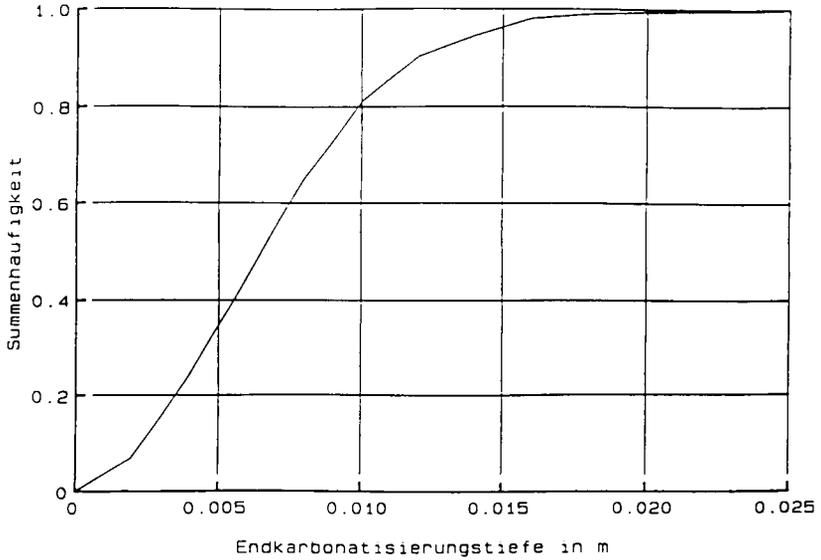


Bild 4.12: Verteilungsfunktion (oben) und Verteilungsdichte (unten) der Endkarbonatisierungstiefe ( $m_{TRP} = 55$  h,  $D_K = 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/h,  $V_{DK} = 30\%$ )

$$E(x_{c,\omega}) = \sum x_{c,\omega i} \cdot f_x(x_{c,\omega i}) \quad (4.20)$$

zu  $E(x_{c,\omega}) = 7,934$  mm. Dies stimmt mit dem Wert nach Gl.(4.16) überein, wenn dort die Erwartungswerte für  $\Delta t_R$  und  $D_K$  eingesetzt werden ( $E(x_{c,\omega}) = 8$  mm).

Die bisherigen Ausführungen gelten für die Annahme einer konstanten Schlagregenhawrscheinlichkeit  $p_s$ . Die Streuung von  $p_s$  ist abhängig von derjenigen der Niederschlags- und Windverhältnisse. Sie ist nicht bekannt. Ihr Einfluß auf die Streuung der Endkarbonatisierungstiefe wird deshalb über die vereinfachende Annahme normalverteilter Schlagregenhawrscheinlichkeit für verschiedene Werte des zugehörigen Variationskoeffizienten  $V_{ps}$  untersucht. Die Ergebnisse dieser numerischen Simulation sind für ein Beispiel in Bild 4.13 als Häufigkeitsdichte der Endkarbonatisierungstiefe dargestellt. Selbst Variationskoeffizienten  $V_{ps}$  von mehr als 30% führen nur zu einer geringfügigen Zunahme der Streuung. Somit hat die Wahl der Größe von  $V_{ps}$  einen vernachlässigbaren Einfluß auf die Streuung der Endkarbonatisierungstiefe. Für die weiteren Ausführungen wird deshalb von  $V_{ps} = 30\%$  ausgegangen.

#### 4.3.2 Überprüfung der Annahmen stationärer Diffusionsbedingungen

Eine wesentliche Vereinfachung des Ingenieurmodells ist die Annahme stationärer Diffusionsbedingungen. Wirklichkeitsnäher ist es, die  $CO_2$ -Diffusion als instationären, nichtlinearen Vorgang aufzufassen. Die Nichtlinearität beruht dabei auf der Abhängigkeit des  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten vom Hydratationsgrad und dem Ausmaß der bereits eingetretenen Karbonatisierung (näheres s. Abschn. 5). Instationär ist der Vorgang, weil mit dem Voranschreiten der Karbonatisierung sich das  $CO_2$ -Profil mit verändert und es nach jeder Durchfeuchtung wieder neu aufgebaut werden muß.

Für den Fall eindimensionaler Diffusion mit konstantem Diffusionskoeffizienten soll gezeigt werden, daß infolge stationärer bzw. instationärer Bedingungen die in einem Zeitintervall  $\Delta t = t_e - t_o$  jeweils in den Beton eindiffundierenden  $CO_2$ -Mengen vergleichbar sind. Es wird somit zunächst der reine Diffusionsvorgang betrachtet. Daran schließt sich eine Betrachtung der nichtlinearen Einflüsse auf den Karbonatisierungsfortschritt an.

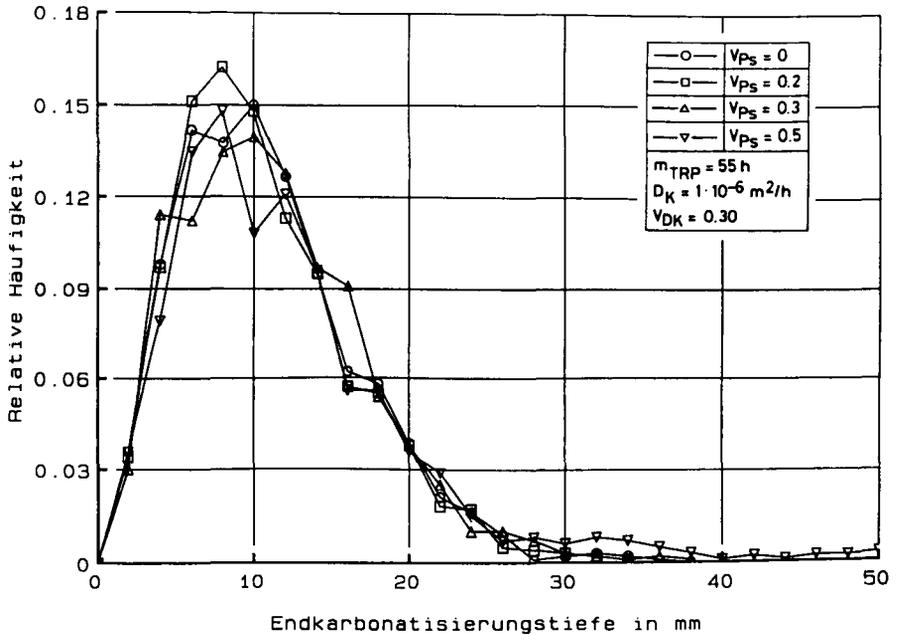


Bild 4.13: Einfluß des Variationskoeffizienten der Schlagregenwahrscheinlichkeit auf die Streuung der Endkarbonatisierungstiefe

#### 4.3.2.1 Vergleich stationärer mit instationären Diffusionsbedingungen

Für den instationären Anfangszustand der Diffusion mit einem konstanten Diffusionskoeffizienten ergibt sich mit der Invarianten  $\eta = x / (2 \cdot \sqrt{D_c} \cdot \sqrt{t})$ , folgende Lösung (s. z.B. [14]):

$$c_c(x, t) = c_1 \cdot (1 - \text{erf } \eta) \tag{4.21}$$

mit:

$c_c(x, t)$ :  $\text{CO}_2$ -Konzentration in der Tiefe  $x$  zur Zeit  $t$

$c_1$ : Atmosphärische  $\text{CO}_2$ -Konzentration.

Summiert man die Gesamtmenge  $G_c$  des bis zum Zeitpunkt  $t_e$  durch die Oberfläche  $x = 0$  eindiffundierenden  $\text{CO}_2$ -Massenstroms  $m$  auf, so erhält man mit:

$$G_c = \int_0^{t_e} m \, dt = - \int_0^{t_e} (D_c \cdot dc_c(x=0,t)/dx) \, dt \quad (4.22)$$

durch Ausführung der Integration:

$$G_c = \frac{2 \cdot \sqrt{D_c} \cdot c_1}{\sqrt{\pi}} \cdot \sqrt{t_e} \quad (4.23)$$

Bezieht man die eindiffundierte Menge  $G_c$  auf  $c_1$ , so erhält man die Tiefe  $x_o$ , die der Annahme entspricht,  $G_c$  sei auf dieser Tiefe in konstanter Größe mit dem Wert  $c_1$  verteilt (Scharffrontmodell):

$$x_o = \frac{G_c}{c_1} = \frac{2 \cdot \sqrt{D_c} \cdot \sqrt{t_e}}{\sqrt{\pi}} \quad (4.24)$$

Definiert man  $\eta_e = x_o / (2 \cdot \sqrt{D_c} \cdot \sqrt{t_e})$ , so erhält man mit Gl.(4.24):

$$\eta_e = 1/\sqrt{\pi} = 0,564. \quad (4.25)$$

Setzt man dies nun in Gl.(4.21) ein, so ergibt sich:

$$c_c(x_o, t_e) = c_1 \cdot 0,45. \quad (4.26)$$

Dies ist die Stelle des über eine instationäre Berechnung ermittelten  $CO_2$ -Profils, welche die gleiche Entfernung von der Oberfläche hat, wie sich auf Grund der Blockverteilung des eindiffundierenden Kohlendioxids in Höhe der atmosphärischen Konzentration ergibt (Bild 4.14). Somit gibt der Wert  $\eta_e$  die Stelle des instationären  $CO_2$ -Profils an, die dem Voranschreiten der  $CO_2$ -Konzentration als Blockverteilung in einem Scharffrontmodell gleichzusetzen ist.

Die Übertragung dieses Ergebnisses auf den Vorgang der Karbonatisierung wird dadurch erschwert, daß eine plausible Annahme über den Zusammenhang zwischen der  $CO_2$ -Konzentration der Porenluft und der zugehörigen, infolge Karbonatisierung chemisch gebundenen  $CO_2$ -Menge, erforderlich ist. Unter der Annahme, daß zwischen der  $CO_2$ -Konzentration der Porenluft und der Menge an chemisch gebundenem  $CO_2$  Proportionalität besteht, kann in [14] gezeigt werden, daß die Diffusion wesentlich langsamer voranschreitet, sich aber an dem Vorgang selbst und an der Form des  $CO_2$ -Profils nichts ändert.

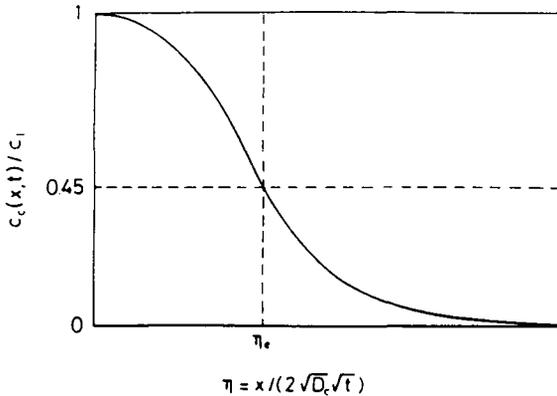


Bild 4.14: Vergleich des instationären  $\text{CO}_2$ -Profils mit einem Scharffrontmodell (schematisch)

#### 4.3.2.2 Einfluß der Nichtlinearität (Veränderlicher Diffusionskoeffizient)

Auf den Einfluß einer Veränderlichkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten auf den Vorgang der  $\text{CO}_2$ -Diffusion und Karbonatisierung wurde bereits in [87] eingegangen. Witterungseinflüsse auf die  $\text{CO}_2$ -Dichtigkeit wurden dabei nicht untersucht. Vielmehr wurde dort der Fall einer Veränderlichkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten infolge eingetretener Karbonatisierung untersucht. Das Ergebnis dieser Untersuchungen war (s. Bild 2.3 in [87]), daß nur der Proportionalitätsfaktor zwischen  $x_c$  und  $\sqrt{t}$ , nicht aber die  $\sqrt{t}$  Abhängigkeit selbst, von der Veränderlichkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten abhängig ist. Dies kann aber in baupraktisch ausreichender Weise dadurch erfaßt werden, daß von vornherein vom Wert des karbonatisierten Betons ausgegangen wird.

#### 4.3.2.3 Numerisches Modell der Berechnung des instationären, nichtlinearen Karbonatisierungsfortschrittes.

Gezeigt werden soll, daß der Karbonatisierungsfortschritt mit dem Ingenieurmodell zutreffend beschrieben wird, und eine instationäre, nichtlineare Berechnung dazu nicht erforderlich ist. Ein solches Modell wird aus der Bilanz der  $\text{CO}_2$ -Diffusionsströme eines Volumenelements (einschließlich der Anteile an chemisch gebundenen  $\text{CO}_2$ ) analog zur Berechnung der Wärme- und Feuchteleitung abgeleitet.

Mit diesem Modell, auf dessen Erläuterung hier verzichtet wird, wird das Profil an chemisch gebundenem  $\text{CO}_2$  (Karbonatisierungsprofil) berechnet. Nach Abschn. 4.3.2.1 ist die Stelle  $\eta_c = 0,564$  ein Maß für die Karbonatisierungstiefe. Es soll überprüft werden, ob dies auch für veränderliche  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten gilt. Im Bild 4.15 sind die Ergebnisse des numerischen Modells für ein Beispiel mit drei verschiedenen Annahmen bezüglich der Veränderlichkeit des Diffusionskoeffizienten dargestellt. Für den Fall des konstanten Diffusionskoeffizienten kann gezeigt werden, daß die durch  $c_g(x,t)/a = 0,45$  bestimmte Lage des  $\text{CaCO}_3$ -Profils identisch ist mit der Karbonatisierungstiefe  $x_c$  nach dem 1. Fick'schen Gesetz. Nach Gl.(2.1) ergibt sich letztere zu:

$$\frac{x_c}{2 \cdot \sqrt{D_c \cdot \sqrt{t}}} = \frac{\sqrt{c_1}}{\sqrt{2 \cdot a}} = \eta_c \quad (4.27)$$

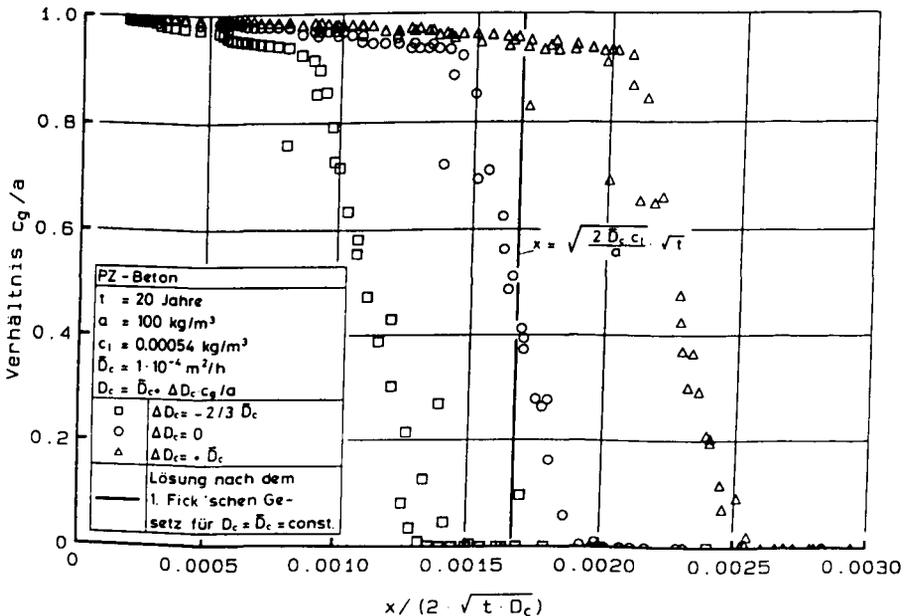


Bild 4.15: Vergleich der für stationäre und instationäre Bedingungen berechneten Tiefenprofile der Karbonatisierung an Hand eines Beispiels

Für das in Bild 4.15 dargestellte Beispiel ergibt  $\eta_c = 0,00164$  die Lage der Karbonatisierungstiefe nach dem Scharffrontmodell des 1. Fick'schen Gesetzes. Eine empirische Ausgleichsgerade durch die Rechenwerte des numerischen Modells ergibt als Schnittpunkt mit der Vertikalen im Punkt  $\eta_c$  den nach Abschn. 4.3.2.1 zu erwartenden Wert  $c_g(x,t)/a = 0,45$ . Somit ergibt das instationäre Karbonatisierungsgesetz prinzipiell dieselbe Karbonatisierungstiefe wie das  $\sqrt{t}$ -Gesetz stationärer Verhältnisse.

Weitere hier nicht dargestellte Untersuchungen galten dem Einfluß nichtlinearer Effekte, indem  $D_c$ ,  $a$  und  $c_1$  als streuende, bzw. alters- und tiefenabhängige Größen eingeführt werden. Auch in diesen Fällen ergaben sich keine wesentlichen neuen Erkenntnisse.

#### 4.3.3 Abschätzung des Einflusses der Rückdiffusion

Nach [34] und [91] entscheidet die Rückdiffusion von karbonatisierbarer Substanz über die Größe der Endkarbonatisierungstiefe. Dagegen wird in [4, 93] angegeben, daß sich letztere nur auf Grund der Durchfeuchtung und Austrocknungsdauer des karbonatisierten Betons einstellt. Die Rückdiffusion wird bei diesem Vorgehen als vernachlässigbar angesehen.

Es ist somit zu überprüfen, welche dieser beiden Ansichten zutrifft. Dazu werden die in [91] angegebenen Werte der Rückkarbonatisierungskonstanten  $\bar{b}$  mit den Werten verglichen, die sich auf Grund des Ingenieurmodells ergeben würden. Für Bauteile, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, zeigt Bild 4.16  $\bar{b}$ -Werte aus [91]. Aufgetragen sind sie in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit der Proben, an denen  $\bar{b}$  bestimmt wurde. Diese Werte wurden mit folgender Gleichung bestimmt:

$$x_{\infty} = \frac{D_B \cdot c_1}{\bar{b}} \quad (4.28)$$

mit:

$x_{\infty}$ : Endkarbonatisierungstiefe nach Schießl in m

$D_B$ : Diffusionskoeffizient in Alter von 90 Tagen in  $m^2/h$

$c_1$ :  $CO_2$ -Konzentration der Atmosphäre, die in [91] zu  $0,000800 \text{ kg } CO_2/m^3$  Luft angenommen wurde

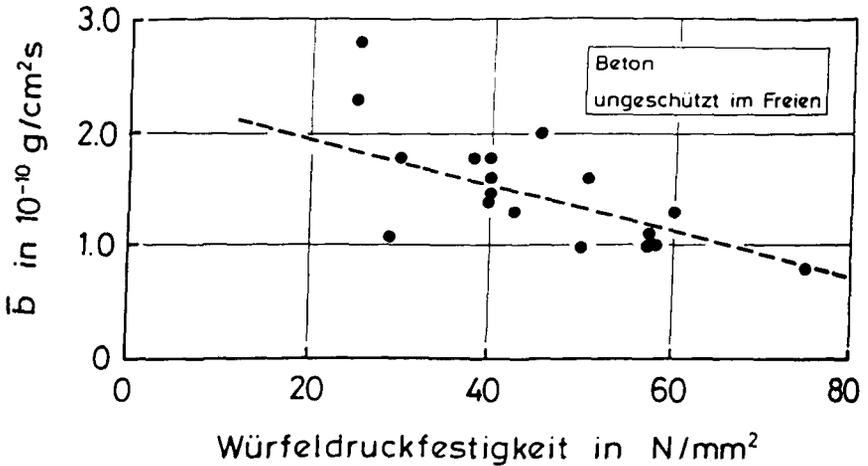


Bild 4.16: Abhängigkeit von  $\bar{b}$  von der Betongüte für Bauteile ungeschützt im Freien (rechnerisch ermittelt aus dem Karbonatisierungsfortschritt von Betonen mit verschiedenen Zementen nach [91])

$\bar{b}$  : Rückkarbonatisierungskonstante in  $\text{kg/m}^2\text{h}$

Nach [91] setzt sich  $\bar{b}$  aus zwei Anteilen zusammen:

$$\bar{b} = b + f \cdot D_b \cdot c_1 \tag{4.29}$$

mit:

$b$ : Hemmkonstante in  $\text{kg/m}^2\text{h}$ ; die zur Karbonatisierung der pro Zeit- und Flächeneinheit aus der infolge Rückdiffusion anfallenden Menge an karbonatisierbarer Substanz erforderliche  $\text{CO}_2$ -Menge

$f$ : Faktor zur Beschreibung der Abnahme des Diffusionskoeffizienten mit zunehmender Tiefe infolge der dort vorhandenen größeren Feuchte und des größeren Hydratationsgrades in  $1/\text{m}$ .

Das Ingenieurmodell setzt voraus, daß  $\bar{b} = 0$  ist (keine Rückdiffusion). Setzt man nun für  $x_s$  nach Gl.(4.28) den Wert  $x_{c_s}$  nach Gl.(4.16) ein und stellt Gl.(4.28) nach  $\bar{b}$  um, so erhält man:

$$\bar{b} = \frac{D_b \cdot c_1 \cdot \sqrt{\rho_s}}{\sqrt{m_{TRP} \cdot D_k}} \tag{4.30}$$

Berücksichtigt man für die Größen von Gl.(4.30) den folgenden Wertebereich:

$$\begin{aligned} 0,2 \cdot 10^{-4} &\leq D_b \text{ [m}^2\text{/h]} \leq 4 \cdot 10^{-4} \quad (\text{s. Abschn. 5}) \\ 0,00054 &\leq c_1 \text{ [kg/m}^3\text{]} \leq 0,00080 \\ 0,005 &\leq \sqrt{m_{TRP} \cdot D_k / p_s} \text{ [m]} \leq 0,025 \end{aligned}$$

so folgt bei sinnvoller Zuordnung der Werte:

$$0,6 \cdot 10^{-10} \leq \bar{b} \text{ [g/cm}^2\text{s]} \leq 3,6 \cdot 10^{-10} . \quad (4.31)$$

Dieser Wertebereich stimmt weitestgehend mit jenem im Bild 4.16 überein. Um somit auf die in [91] angegebene Größenordnung der Karbonatisierungshemmung zu kommen, reichen alleine die Durchfeuchtungsverhältnisse aus. Die Annahme einer Rückdiffusion ist dazu nicht erforderlich.

#### 4.3.4 Abschätzung der Größe $D_k$

Die Betoneigenschaft  $D_k$  kann mit den Meßwerten  $ISA_{10}$  oder  $M$  in einen feuchteabhängigen Zusammenhang gebracht werden (s. Abschn. 3 und 9). Er ist im Bild 4.17 an Hand des  $ISA_{10}$ -Wertes wiedergegeben. Wegen der großen Streubreite ist nicht erkennbar, ob eine Zunahme von  $ISA_{10}$  auch mit einer Zunahme von  $D_k$  verbunden ist. Durch eine Dichtigkeitsmessung ist somit die bauwerksspezifische Abschätzung von  $D_k$  nicht möglich. Wie Abschn. 7.4 zeigen wird, kann der Einfluß der betontechnologischen Parameter auf  $D_k$  näherungsweise vernachlässigt werden (näheres s. dort). Für baupraktische Anwendungen ist es deshalb ausreichend, für alle Betone für  $D_k$  den gleichen Wert anzunehmen.

#### 4.4 Zusammenfassung

Alle Außenbauteile eines Bauwerksstandortes sind denselben Witterungsbedingungen ausgesetzt. Durch eine Bedachung und die Orientierung vertikaler Bauteilflächen nach einer bestimmten Himmelsrichtung haben diese einen unterschiedlichen Einfluß auf den Karbonatisierungsfortschritt. Von den Witterungsverhältnissen gehen jeweils charakteristische Auswirkungen auf die Diffusionsdichtigkeit und Austrocknungsverhältnisse, und damit auch auf die karbonatisierungswirksame Zeit aus.

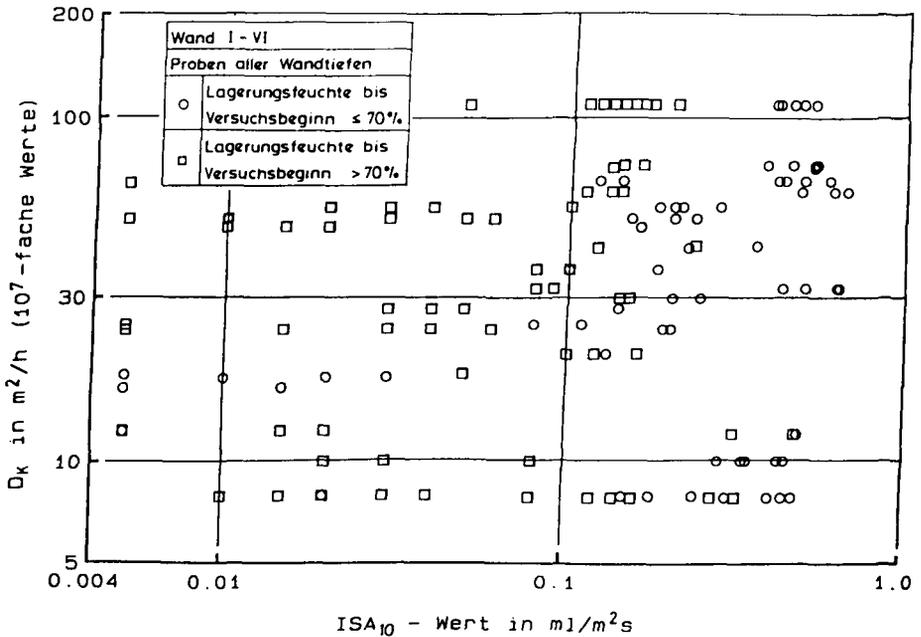


Bild 4.17: Empirische Abhängigkeit zwischen  $D_k$  und  $ISA_{10}$  (Versuchsergebnisse von Proben der Versuchswände I<sup>K</sup> - VI aus unterschiedlicher Entnahmetiefe und mit unterschiedlicher Prüffeuchte)

Für Bauteile im Freien unter Dach ist keine Abminderung des Betonalters auf eine karbonatisierungswirksame Zeit zu berücksichtigen, da wegen fehlender Durchfeuchtungsmöglichkeit auch keine Austrocknungsdauer erforderlich ist. Für die Diffusionsdichtigkeit kann die mittlere relative Feuchte der Atmosphäre als karbonatisierungsrelevant angesehen werden.

Bauteilen, die ungeschützt im Freien karbonatisieren, wird dieselbe karbonatisierungsrelevante relative Feuchte zugewiesen. Abhängig von der Schlagregenwahrscheinlichkeit (Durchfeuchtungshäufigkeit) ergibt sich eine unterschiedlich große karbonatisierungswirksame Zeit. Geht diese gegen Null, so ist die Endkarbonatisierungstiefe erreicht. Für baupraktische Verhältnisse ist dafür die Bedingung einzuhalten, daß die mittlere Dauer zwischen zwei Niederschlagsperioden kleiner ist als die zur Austrocknung des durchfeuchteten Betons erforderliche Zeit. Es konnte gezeigt werden, daß die Endkarbona-

tisierungstiefe nur von den Niederschlagsverhältnissen abhängt und eine Rückdiffusion nicht erforderlich ist.

Zur Berücksichtigung der Witterungsabhängigkeit des Karbonatisierungsfortschrittes wird der Witterungskoeffizient  $\alpha_w(t)$  eingeführt. Da seine Größe zeitabhängig ist, folgt der Karbonatisierungsfortschritt nicht mehr einem  $\sqrt{t}$ -Gesetz. Mit zunehmender Karbonatisierungstiefe wächst die Austrocknungsdauer und verringert sich die karbonatisierungswirksame Zeit. Dies kann durch das Karbonatisierungsgesetz nach Gl.(4.13) berücksichtigt werden.

Zur Bestimmung aller Modellparameter ist die Messung der Karbonatisierungstiefe zu einem bestimmten Betonalter nicht erforderlich. Alle Modellparameter sind zum Zeitpunkt der Bauwerksplanung bekannt (s. auch Abschn. 5, 6 und 8). Hierin besteht ein wesentlicher Vorteil des aufgestellten Karbonatisierungsmodells.

Nachgewiesen werden konnte auch, daß es ausreicht, von stationären Diffusionsbedingungen auszugehen. Maßgebend für die Karbonatisierung ist der Diffusionskoeffizient des karbonatisierten Betons. Die Anwendung des Ingenieurmodells setzt die Kenntnis der Niederschlags- und Windverhältnisse am Bauwerksstandort voraus. Dazu liegen Angaben aus [82] vor.

## 5. MODELL DES CO<sub>2</sub>-DIFFUSIONSKOEFFIZIENTEN (D<sub>c</sub>-MODELL)

### 5.1 Ziel und Vorgehen

Die Anwendung des Karbonatisierungsgesetzes bedingt neben anderem die Kenntnis des CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten D<sub>c</sub> und der vom Beton bindbaren CO<sub>2</sub>-Menge a. Im folgenden wird der Zusammenhang zwischen D<sub>c</sub> und den wesentlichen beton-technologischen Parametern auf Basis der Literatur abgeleitet. Umfangreiche Ergebnisse liegen allerdings nur für den O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten D<sub>o</sub> vor. Welcher Zusammenhang zwischen D<sub>c</sub> und D<sub>o</sub> besteht, wird im Abschn. 5.5 gezeigt.

Da die Abhängigkeit von D<sub>o</sub> von den betontechnologischen Parametern nicht streng hergeleitet werden kann, wird der Zusammenhang über ein quadratisches Regressionspolynom dargestellt. Dabei werden folgende Parameter (als Faktoren bezeichnet) berücksichtigt:

- w/z-Wert w/z;
- Zementgehalt z;
- Nachbehandlungsdauer t<sub>NB</sub>;
- Probendicke d;
- CaO-Gehalt des Bindemittels C;
- SiO<sub>2</sub>-Gehalt des Bindemittels S;
- Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-Gehalt des Bindemittels A;
- Betonalter t;
- Karbonatisierungsgrad KG (Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Probendicke).

Die Angaben zur Zusammensetzung des Bindemittels beziehen sich dabei auf die Gesamtmenge des PZ-Klinkers und der Zuschlagstoffe (z.B. Hüttensand, Flugasche oder Silikatstaub). Der w/z-Wert ist dann als Verhältnis aus dem Wasser- zum gesamten Bindemittelgehalt definiert.

Durch diese Regression werden vor allem nichtlineare Einflüsse und Wechselwirkungen der einzelnen Faktoren berücksichtigt. Zusätzlich wird im Abschn. 5.4 die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der Feuchte untersucht. Die Auswertung beruht auf Versuchsergebnissen von Mörtel- und Betonproben [22, 28, 56, 78, 83, 91, 101, 112, 121]. Berücksichtigt werden nur Ergebnisse

von Proben, die im Vakuum oder bei maximal  $T=50\text{ }^{\circ}\text{C}$  getrocknet wurden bzw. vor Versuchsbeginn ausreichend lange bei weniger als 65 % rel. Feuchte lagerten und in diesem Zustand geprüft wurden (Begründung s. [87]). Für diese Bedingungen liegen ca. 1000 Versuchsergebnisse vor. Davon entfallen ca. 600 Werte auf nicht-karbonatisierte Proben, 400 auf zumindest teilweise karbonatisierte Proben (siehe Bild 5.1 und 5.2).

Voruntersuchungen ergaben, daß die Parameter Zusatzmittel und Mahlfeinheit des Zementes keinen Einfluß auf den Diffusionskoeffizienten ausüben. Nicht berücksichtigt werden außerdem folgende Einflüsse:

- Unterschiede des Diffusionskoeffizienten von Betonen mit mengenmäßig gleicher Zusammensetzung der Hauptbestandteile des Bindemittels, aber unterschiedlicher Art des Zuschlagstoffes;
- Einflüsse der Lagerungs- und Erhärtingsbedingungen (bei gleicher Betonzusammensetzung und Nachbehandlung);

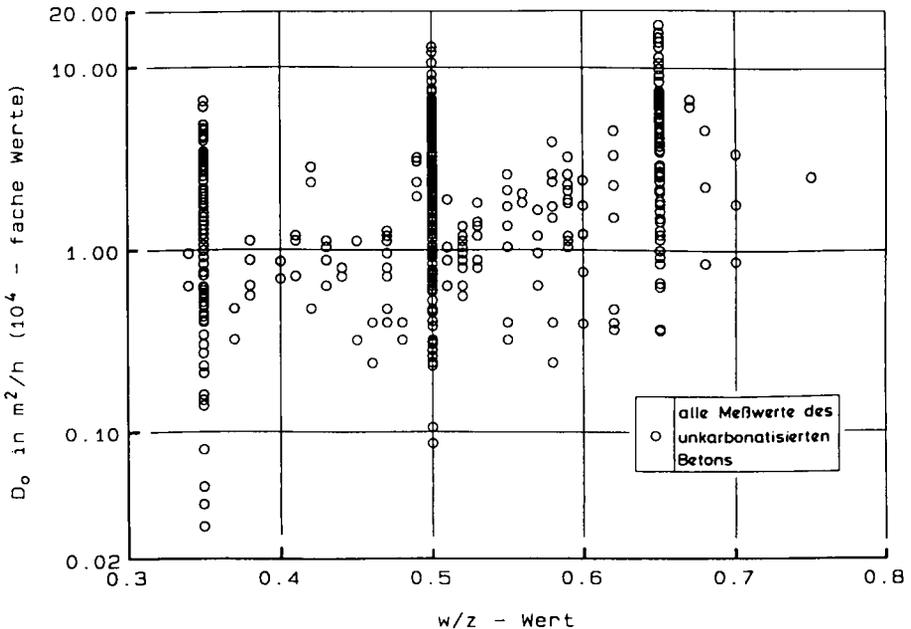


Bild 5.1: Zusammenstellung von Literaturangaben zur Abhängigkeit des  $\text{O}_2$ -Diffusionskoeffizienten vom  $w/z$ -Wert

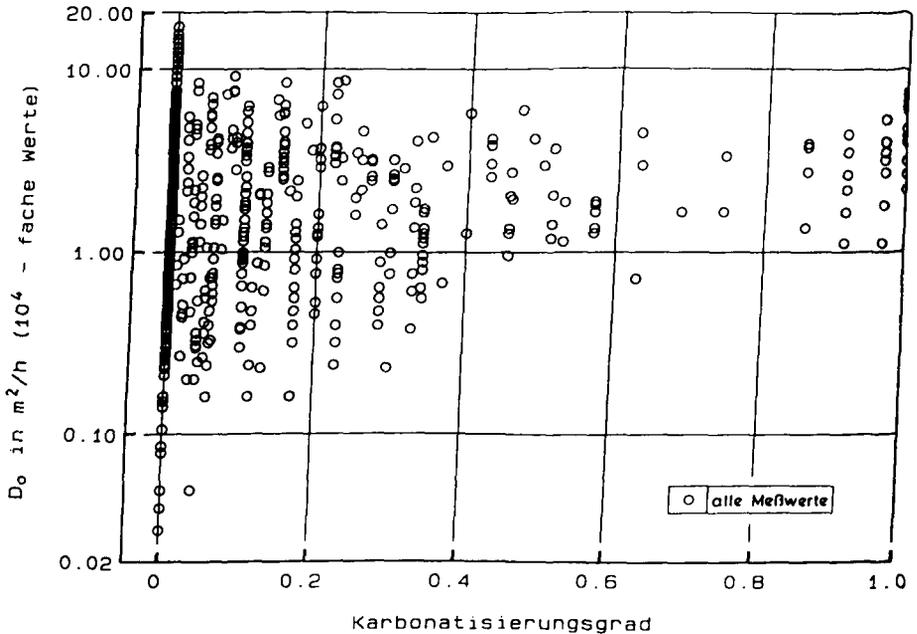


Bild 5.2: Zusammenstellung von Literaturangaben zur Abhängigkeit des  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten vom Karbonatisierungsgrad

- Einflüsse der Probekörperabmessung und Entnahmetiefe, aus denen die Proben entstammen (unterschiedliche Nachbehandlungseinflüsse, Zuschlag- und Sieblinienverteilung);
- Einflüsse der Sieblinie, des Größtkorndurchmessers und der Gesteinsart des Zuschlages sowie des Zuschlaggehaltes;
- Einflüsse aus der Art der Nachbehandlung;
- Einflüsse aus der Prüfmethode.

Die mit dem Regressionspolynom vorhergesagten Werte  $D_0$  weisen wegen nicht berücksichtigter und wegen der Eliminierung nicht signifikanter Einflüsse (s. Abschn. 5.2.3) einen Vorhersagefehler auf. Eine zusätzliche Fehlermöglichkeit besteht in der Unkenntnis der vorhandenen, aber nicht angegebenen Größe, mit der die betontechnologischen Parameter streuen.

Es ist z.Z. nicht möglich, anstelle des empirischen Regressionspolynoms die physikalische Abhängigkeit zwischen  $D_0$  und den betontechnologischen Parametern anzugeben. Dazu müßten z.B. die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Parametern und der Porenradienverteilung quantitativ bekannt sein. Durch Anwendung des Diffusionsgesetzes auf diese Porenradienverteilung könnte dann der gesuchte Zusammenhang hergestellt werden. Bekannt sind aber nur quantitative Zusammenhänge zwischen den betontechnologischen Parametern und der Porenradienverteilung (s. z.B. [8, 89]).

Neben dem Diffusionskoeffizienten wird im Abschn. 5.6 die Abhängigkeit der  $\text{CO}_2$ -Bindfähigkeit des Betons von der Zementzusammensetzung und vom Zementgehalt angegeben. Im Abschn. 5.7 erfolgt die Verifikation der aufgestellten Zusammenhänge.

## 5.2 Aufstellung und Ableitung des Regressionspolynoms

### 5.2.1 Faktorenbereich

Ein quadratisches Regressionspolynom für 9 Faktoren enthält unter Berücksichtigung eines konstanten Gliedes und aller Wechselwirkungen 55 Terme. Dieser Umfang wird durch Eliminierung der nicht signifikanten Terme reduziert. Die Faktoren decken folgenden Wertebereich ab:

$$\begin{aligned} 0,35 &\leq w/z [-] &\leq 0,8 \\ 230 &\leq z [\text{kg/m}^3] &\leq 770 \\ 1 &\leq t_{\text{NB}} [\text{Tage}] &\leq 28 \\ 10 &\leq d [\text{mm}] &\leq 50 \\ 32,8 &\leq C [\%] &\leq 69,5 \\ 18,3 &\leq S [\%] &\leq 37,9 \\ 1,0 &\leq A [\%] &\leq 14,8 \\ 1 &\leq t [\text{Tage}] &\leq 2560 \\ 0 &\leq \text{KG} [-] &\leq 1. \end{aligned}$$

Allen Auswertungen liegen die  $10^4$ -fachen Werte des Diffusionskoeffizienten zugrunde. Da ein quadratisches Polynom den Einfluß der Faktoren Betonalter und

Karbonatisierungsgrad auf die Größe von  $D_0$  nicht zutreffend wiedergibt, wird der Einfluß dieser Faktoren gesondert betrachtet.

### 5.2.2 Regressionspolynom zur Beschreibung des Einflusses des Betonalters und Karbonatisierungsgrades

Der Alterseinfluß ist auf die Hydratation und die Karbonatisierung zurückzuführen. Die Hydratation ist nach einigen Monaten weitgehend abgeschlossen. Dann geht sie in die langsam ablaufende Nacherhärtung über. Die zeitliche Entwicklung des Diffusionskoeffizienten infolge Hydratation ist somit nicht-linear und strebt monoton fallend einem Endwert zu. Zur Beschreibung der Altersabhängigkeit wird folgender Ansatz gewählt:

$$D_0(t) = (b_1 \cdot w/z + b_2 \cdot z + b_3 \cdot C + b_4 \cdot d + b_5 \cdot t_{NB}) \cdot (1 + e^{(b_6 + b_7 \cdot t_{NB} + b_8 \cdot C) \cdot t}) \\ = f_{\infty, t} \cdot f(t) \quad (5.1)$$

mit:

$b_i$ : Regressionskoeffizienten

$f_{\infty, t}$ : Endwert von  $D_0$  für  $t \rightarrow \infty$

$f(t)$ : nichtlineare Zeitfunktion zur Beschreibung der Altersabhängigkeit von  $D_0$ ; für  $t \rightarrow \infty$  strebt  $f(t) \rightarrow 1,0$ .

Vereinfachend berücksichtigt die gewählte Zeitfunktion nur die unterschiedlichen Hydratationsgeschwindigkeiten verschiedener Zemente und von Betonen unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer. Der Endwert  $f_{\infty, t}$  wird in Abhängigkeit der  $w/z$ -Wertes, des Zementgehaltes, des CaO-Gehaltes des Bindemittels, der Nachbehandlungsdauer und der Probendicke ermittelt. Dadurch können unterschiedliche Betonqualitäten erfaßt werden. Von weiterem Interesse ist nur der Teilansatz  $f(t)$ . Der Endwert wird durch das abschließende Regressionspolynom differenzierter erfasst werden. Für die Koeffizienten des Teilansatzes  $f(t)$  ergeben sich, mit  $r^2 = 0,85$  für den Gesamtansatz, die Werte:

$$b_6 = 0,00839,$$

$$b_7 = -0,0036 \text{ und}$$

$$b_8 = -0,000146.$$

Vor Durchführung der Regression wurde bezüglich der Nachbehandlungsdauer festgelegt, allen Proben, die bis zur Ausführung der Prüfung u.U. mehrere Jahre unter Wasser lagerten, maximal eine Nachbehandlungsdauer von 28 Tagen zuzuweisen.

Die Schwierigkeiten in der Erfassung des Einflusses des Karbonatisierungsgrades beruhen auf dem grundsätzlich anderen Verhalten von z.B. PZ- und HOZ-Beton: PZ-Betone werden mit zunehmender Karbonatisierung dichter, HOZ-Betone durchlässiger. Der Karbonatisierungseinfluß ist deshalb nur von den Faktoren der Zementzusammensetzung abhängig. Untersucht wird dies durch folgenden Produktansatz:

$$D_o(KG) = (c_1 \cdot w/z + c_2 \cdot z + c_3 \cdot C + c_4 \cdot d + c_5 \cdot t_{NB}) \cdot e^{(c_6 \cdot C + c_7 \cdot C^2 + c_8 \cdot S + c_9 \cdot A + c_{10} \cdot S \cdot A) \cdot KG} \\ \approx f_{o,KG} \cdot f(KG) \quad (5.2)$$

mit:

$c_i$ : Regressionskoeffizienten

$f_{o,KG}$ : Teilansatz für  $D_o$  des unkarbonatisierten Betons

$f(KG)$ : Teilansatz für den Einfluß des Karbonatisierungsgrades.

Mit  $r^2 = 0,80$  für den Gesamtansatz, erhält man für die Koeffizienten von  $f(KG)$ :

$$c_6 = 0,224009,$$

$$c_7 = -0,002873,$$

$$c_8 = -0,090151,$$

$$c_9 = -0,423965 \text{ und}$$

$$c_{10} = 0,010633.$$

Dieser Ansatz enthält mit den Termen  $c_7 \cdot C^2 \cdot KG$  und  $c_{10} \cdot S \cdot A \cdot KG$  zwei 3-Faktoren-Wechselwirkungen, da ohne ihre Berücksichtigung die Regression zu keinem befriedigenden Ergebnis führt. Für vollständig karbonatisierte Proben ( $KG = 1,0$ ) aus Portlandzement mittlerer Zusammensetzung (s. [122],  $C = 64\%$ ,  $S = 20\%$ ,  $A = 5\%$ ) ergibt sich  $f(KG)$  zu:

$$f(KG) = 1,68 \cdot 10^6 \cdot 7,75 \cdot 10^{-6} \cdot 0,165 \cdot 0,120 \cdot 2,90 = 0,75. \quad (5.3)$$

Berücksichtigt man anstelle von  $C = 64\%$  den Wert  $C = 63\%$ , so beträgt  $f(KG) = 0,86$ , für  $C = 65\%$  ergibt sich  $f(KG) = 0,65$  (bei in allen 3 Fällen gleichen S- und A-Gehalt). Somit führen geringe Schwankungen in der Zementzusammensetzung um  $\Delta C = \pm 1\%$ , zu Veränderungen des Diffusionskoeffizienten von ca. 15%. Diese Streuung ist nicht realistisch. Sofern eine Zementanalyse nicht vorliegt, ist deshalb für  $f(KG)$  nur jener Wert zu berücksichtigen, der sich auf Grund der mittleren Zusammensetzung (z.B. nach [122]) ergibt.

### 5.2.3 Regressionspolynom zur Beschreibung des Einflusses der übrigen Faktoren

Für das weitere Vorgehen werden die gemessenen Diffusionskoeffizienten durch die beiden Teilansätze  $f(t)$  und  $f(KG)$  dividiert:

$$D^* = \text{gem. } D / (f(t) \cdot f(KG)). \quad (5.4)$$

Für  $D^*$  wird die Regression für die verbleibenden 7 Faktoren und ihre Wechselwirkungen durchgeführt. Dabei wird überprüft, ob sich für  $D^*$ , für  $\ln D^*$  oder für  $\sqrt{D^*}$  die beste Anpassung ergibt. Mit  $r^2 = 0,96$  trifft dies für:

$$\sqrt{D^*} = \sum a_i \cdot X_i \quad (5.5)$$

zu. Die Größe der Koeffizienten  $a_i$  der einzelnen Terme  $X_i$  ist Tab. 5.1 zu entnehmen. Neben den gesonderten Ansätzen für den Einfluß des Betonalters und des Karbonatisierungsgrades verbleiben 23 signifikante Einzeleinflüsse und Wechselwirkungen. Die physikalische Begründung ihrer Signifikanz wird nicht versucht. Beispielhafte Erläuterungen der ermittelten Zusammenhänge erfolgen in den weiteren Abschnitten.

### 5.2.4 Einfluß der betontechnologischen Parameter auf die Diffusionsdichtigkeit

Folgendes Standardbeispiel wird näher untersucht:

- w/z = 0,5,
- z = 300 kg/m<sup>3</sup>,
- t<sub>NB</sub> = 3 Tage,
- d = 20 mm,

Tab 5.1: Koeffizienten des Regressionspolynoms für den  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

Bezeichnung des Koeffizienten $a_i$	Zahlenwert des Koeffizienten $a_i$	Zugehöriger Einflußfaktor $X_i$
$a_0$	+ 0,3601	-
$a_z$	- 0,00387	z
$a_{tnb}$	- 0,0151	$t_{NB}$
$a_d$	+ 0,0870	$d_{NB}$
$a_c$	+ 0,0515	C
$a_s$	+ 0,0262	S
$a_a$	- 0,1236	A
$a_{wzwz}$	+ 5,5819	w/z · w/z
$a_{wzz}$	+ 0,00917	w/z · z
$a_{wzc}$	- 0,06985	w/z · C
$a_{wzs}$	- 0,0946	w/z · S
$a_{wza}$	- 0,1054	w/z · A
$a_{ztnb}$	+ 0,000026	z · $t_{NB}$
$a_{tnbntnb}$	+ 0,000709	$t_{NB} \cdot t_{NB}$
$a_{tnbs}$	- 0,00120	$t_{NB} \cdot S$
$a_{tnba}$	- 0,000732	$t_{NB} \cdot A$
$a_{dd}$	+ 0,00108	d · d
$a_{dc}$	- 0,00208	d · C
$a_{ds}$	+ 0,00113	d · S
$a_{da}$	- 0,00794	d · A
$a_{cc}$	- 0,000212	C · C
$a_{ca}$	+ 0,00308	C · A
$a_{aa}$	+ 0,00640	A · A

t = 9000 Tage und

KG = 1,0.

Es werden PZ-Klinker mit unterschiedlichen Mengen an Hüttensand untersucht. Angaben der chemischen Zusammensetzung von PZ-Klinkern, Hüttensand, Flugasche, Silikastaub, Traß sowie natürlicher und künstlicher Puzzolane sind z.B. [122] zu entnehmen. Ermittelt wird der Wert von  $D_0$  für den vollständig karbonatisierten Beton. Dieser Wert ist maßgebend für die Vorhersage der Karbonatisierungstiefe. Durchgeführt werden diese Berechnungen zur exemplarischen Aufdeckung von augenscheinlichen Widersprüchen zu langjährigen Erfahrungen.

In Bild 5.3 ist der Einfluß des w/z-Wertes (obere Hälfte) und der Nachbehandlungsdauer (untere Hälfte) auf die Größe von  $D_0$  dargestellt. Für alle Hüttensandgehalte nimmt  $D_0$  für 3 Tage Nachbehandlungsdauer mit zunehmendem w/z-Wert überlinear zu. Ebenso nimmt  $D_0$ , unabhängig vom w/z-Wert, mit zunehmendem Hüttensandgehalt zu. Wie die untere Hälfte von Bild 5.3 zeigt, gilt dies bei

$w/z = 0,5$  und für Nachbehandlungsdauern von mehr als ca. 10 Tagen nicht mehr. Ab dieser Dauer ist  $D_0$  für PZ-Betone nahezu konstant. Für längere Nachbehandlungsdauern werden nur die Betone aus Zement mit mehr als 50% Hüttensandanteil deutlich dichter. Für eine i.d.R. baupraktisch nicht relevante Nachbehandlungsdauer von 15 bis 20 Tagen ist die Größe von  $D_0$  des karbonatisierten Betons nahezu unabhängig von der Zementzusammensetzung.

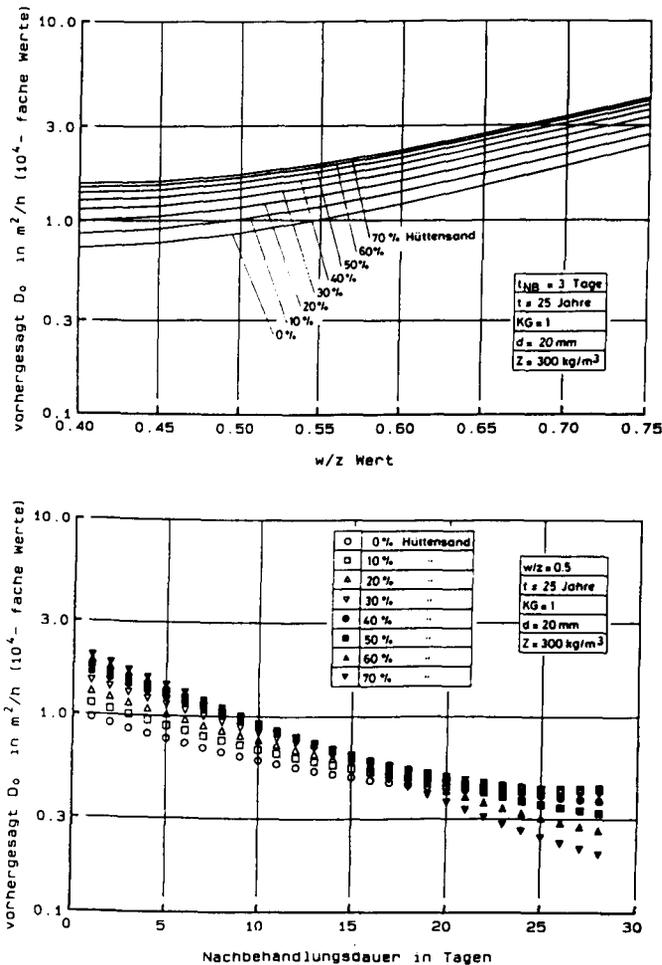


Bild 5.3: Einfluß des w/z-Wertes (oben) und der Nachbehandlungsdauer (unten) auf den Vorhersagewert des  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

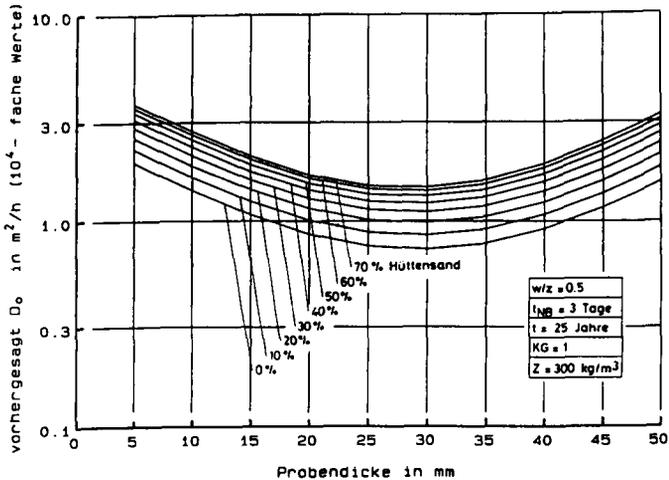
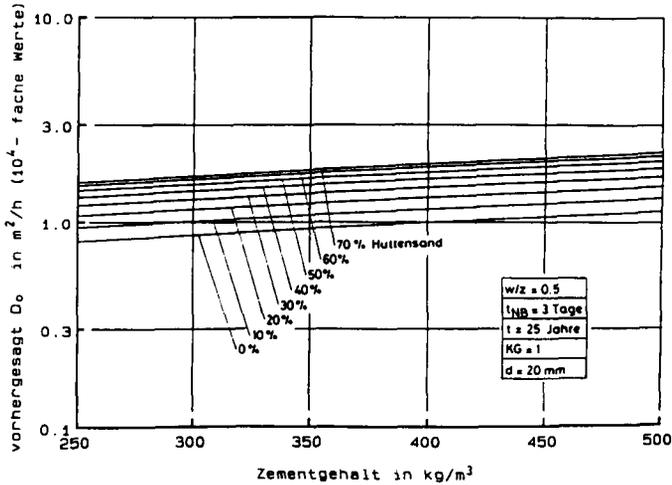


Bild 5.4: Einfluß des Zementgehaltes (oben) und der Probendicke (unten) auf den Vorhersagewert des  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

Bild 5.4 zeigt den Einfluß des Zementgehaltes (obere Hälfte) und der Probendicke (untere Hälfte). Mit zunehmendem Zementgehalt steigt der Diffusionskoeffizient geringfügig an. Eine Zunahme des Zementgehaltes von beispielsweise 300 auf 400  $kg/m^3$  führt zu einer Zunahme des Diffusionskoeffizienten von ca.

10%. Auf den ermittelten Einfluß der Probendicke wird nicht eingegangen. Es handelt sich offenbar nur um die beste Anpassung an die Versuchsergebnisse und nicht um ein physikalisches Phänomen. Zwischen  $d = 15$  und  $40$  mm wird näherungsweise von einem konstanten Wert für  $D_0$  ausgegangen und der Wert für  $d = 20$  mm als maßgebend angesehen. Alle weiteren Ausführungen beziehen sich auf diese Dicke.

### 5.2.5 Vergleich von Vorhersage und Messung am Beispiel

In [57] wird in Abhängigkeit des Hüttensandgehaltes die spezifische Permeabilität ( $D_{0,\text{Beton}}/D_{0,\text{Luft}}$ ) von Mörtelproben unterschiedlicher Nachbehandlungsdauer angegeben. In Bild 5.5 sind diesen Meßwerten die Vorhersagewerte gegenübergestellt. Für Proben mit mindestens 14 tägiger Nachbehandlungsdauer liegt eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Messung und Vorhersage vor. Für 3 Tage Nachbehandlungsdauer ergeben die Messungen eine deutliche Abnahme des Diffusionskoeffizienten mit zunehmendem Hüttensandgehalt. Auf Grund der Meßwerte entsteht somit der Eindruck, daß zur Erzielung einer bestimmten Dichtigkeit Portlandzement eine intensivere Nachbehandlungsdauer benötigt als Hochofenzement, und Hochofenzement nach mehr als 3 Tagen Nachbehandlung weniger an Dichtigkeit gewinnt als Portlandzement. Die Vorhersage ergibt dagegen, in Einklang mit langjährigen Erfahrungen, für 3 Tage Nachbehandlungsdauer einen vom Hüttensandgehalt nahezu unabhängigen Diffusionskoeffizienten. Erst mit zunehmender Nachbehandlungsdauer gewinnen Betone mit wachsendem Hüttensandgehalt deutlich an Dichtigkeit.

## 5.3 Abschätzung des Vorhersagefehlers und dessen Berücksichtigung bei der Vorhersage des Diffusionskoeffizienten

### 5.3.1 Auswertung der Residuen

Die Versuchsergebnisse von  $D_0$  werden durch drei Teilansätze erfaßt:

- den Teilansatz der Altersabhängigkeit (s. Abschn. 5.2.2)
- den Teilansatz zum Einfluß des Karbonatisierungsgrades (s. Abschn. 5.2.2)

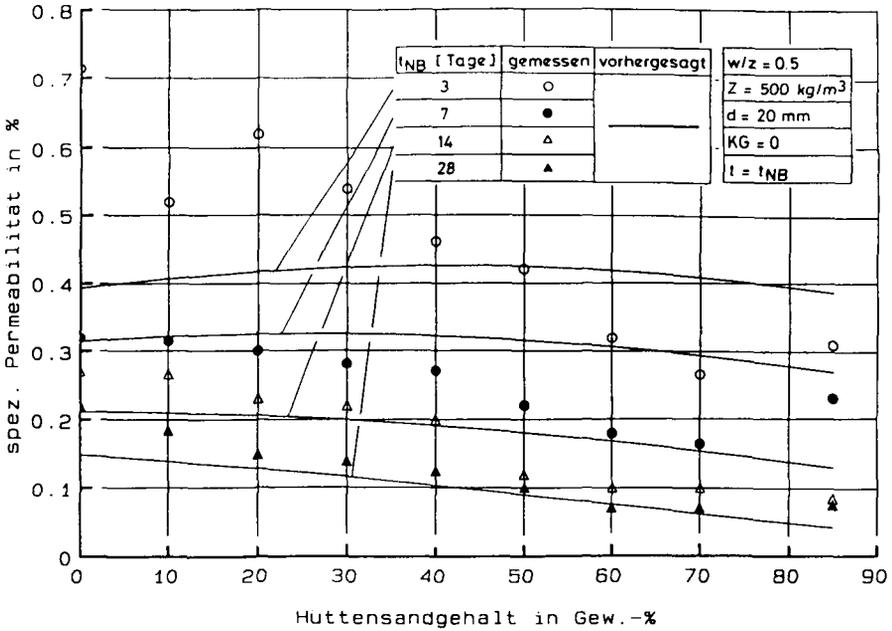


Bild 5.5: Vergleich vorhergesagter und gemessener Werte der spezifischen Permeabilität in Abhängigkeit des Hüttensandgehaltes für verschiedene Nachbehandlungsdauern [57]

- und das quadratische Regressionspolynom, welches für die Quadratwurzel der durch die beiden ersten Teilansätze dividierten Versuchsergebnisse den Einfluß der wichtigsten betontechnologischen Parameter erfaßt.

Bezogen auf die Quadratwurzel des Diffusionskoeffizienten,

$$\sqrt{\frac{\text{gem. } D_0}{f(t) \cdot f(KG)}} = \sum a_i \cdot X_i = \sqrt{D_0^*}, \quad (5.6)$$

ergeben sich die Residuen R zu:

$$R = \sqrt{\frac{\text{gem. } D_0}{f(t) \cdot f(KG)}} - \sum a_i \cdot X_i = \sqrt{\text{gem. } D_0^*} - \sqrt{\text{vorhergesagt } D_0^*} \quad (5.7)$$

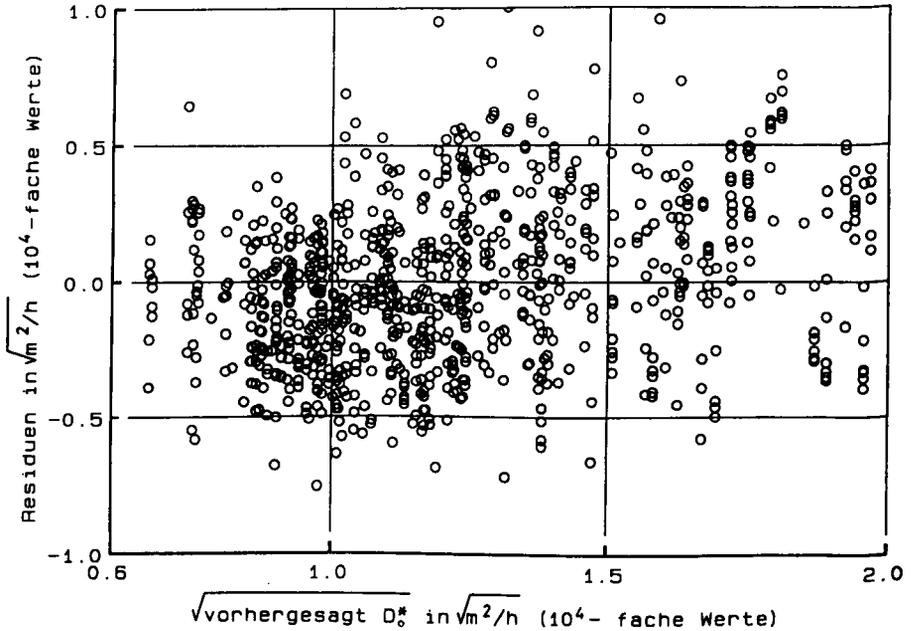


Bild 5.6: Residuen der Quadratwurzel aus den Vorhersagewerten des  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

In Bild 5.6 sind die mit Gl.(5.7) gebildeten Residuen über dem Wert  $\sum a_i \cdot X_i$  aufgetragen. Dargestellt ist nur der Residuen-Bereich von  $\pm 1,0 \sqrt{m^2/h}$ . Die Streubreite erstreckt sich von -1,39 bis 1,16. Die Residuen sind mit 95% Ausagesicherheit normalverteilt. Die statistische Auswertung der Residuen ergibt als Mittelwert aller Residuen  $R_M = -0,0035 \approx 0$  und als Standardabweichung  $s_{Res} = 0,305$  (auch diese Zahlenangaben beziehen sich auf die  $10^4$ -fachen Werte von  $D_0$ ).

Trägt man über  $\sum a_i \cdot X_i$  entsprechend Gl.(5.6) die zugehörigen Werte  $\sqrt{D^*}$  auf, so ergibt sich Bild 5.7. Außerdem sind in diese doppelt logarithmischen Darstellung die Geraden für die Beziehung  $\sqrt{\text{Meßwert}} = \sqrt{\text{Vorhersagewert}}$  und das Streuband, in dem 90% der Meßwerte liegen, eingezeichnet. Dieses Streuband ergibt sich durch um  $\pm 1,645 \cdot s_{Res}$  zur Geraden  $\sqrt{\text{gem. } D_0^*} = \sqrt{\text{vorhergesagt } D_0^*}$  parallel verschobene Geraden. Bis auf wenige Ausnahmen liegen die Werte der Quadratwurzel der Meßwerte innerhalb dieses Streubandes.

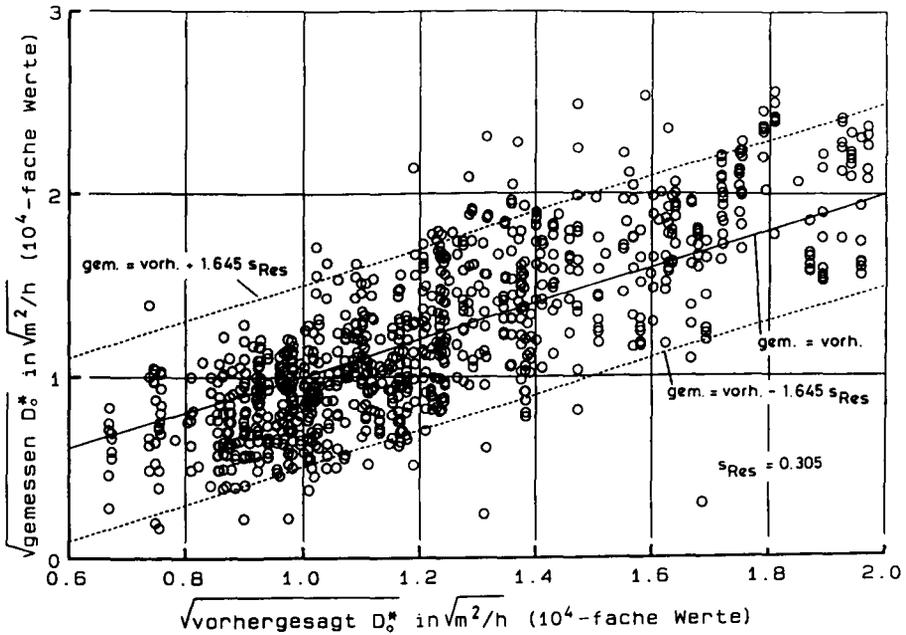


Bild 5.7: Gegenüberstellung der Quadratwurzel aus gemessenen und vorhergesagten Werten des  $D_0$ -Diffusionskoeffizienten

In den folgenden Abschnitten wird untersucht, welcher Verteilungstyp für  $D_0$  anzunehmen ist und welche Streuung sich für  $D_0$  bei Streuung der betontechnologischen Parameter ergibt.

### 5.3.2 Bestimmung des Verteilungstyps von $D_0$

Die Kenntnis des Verteilungstypes ist erforderlich, um die Simulation der Verteilungsdichte der Karbonatisierungstiefe für den Dauerhaftigkeitsnachweis in einem R-S-Modell durchführen zu können. Da die gesamte Streuung sich aus der Streuung von 9 Parametern ergibt, wird auf die analytische Berechnung der resultierenden Verteilungsdichte verzichtet. Zu erinnern ist aber:

- an den zentralen Grenzwertsatz (die Verteilung der Summe streuender, unabhängiger Variablen strebt mit zunehmender Variablenanzahl gegen die Normalverteilung);

- daran, daß das Produkt von unabhängigen, logarithmisch normalverteilten Variablen wiederum logarithmisch normalverteilt ist;
- und daran, daß der Verteilungstyp bei Multiplikation mit einem konstanten Faktor erhalten bleibt.

Da die Summanden des Regressionspolynoms nicht voneinander unabhängig sind (das Regressionspolynom enthält neben linearen Termen quadratische Ausdrücke derselben Parameter sowie Wechselwirkungen), können  $D_0$  oder  $\sqrt{D_0}$  allenfalls näherungsweise normalverteilt sein. Zur Überprüfung dieser Annahme werden den der statistischen Auswertung zugrundeliegenden Versuchsergebnissen die in Bild 5.8 dargestellten Stichproben entnommen (näheres s. dort) und im Wahrscheinlichkeitsnetz dargestellt (s. Bild 5.9). Mit für baupraktische Anwendungen ausreichender Genauigkeit liegen die Summenhäufigkeiten auf nach Augenschein festgelegten Ausgleichsgeraden.

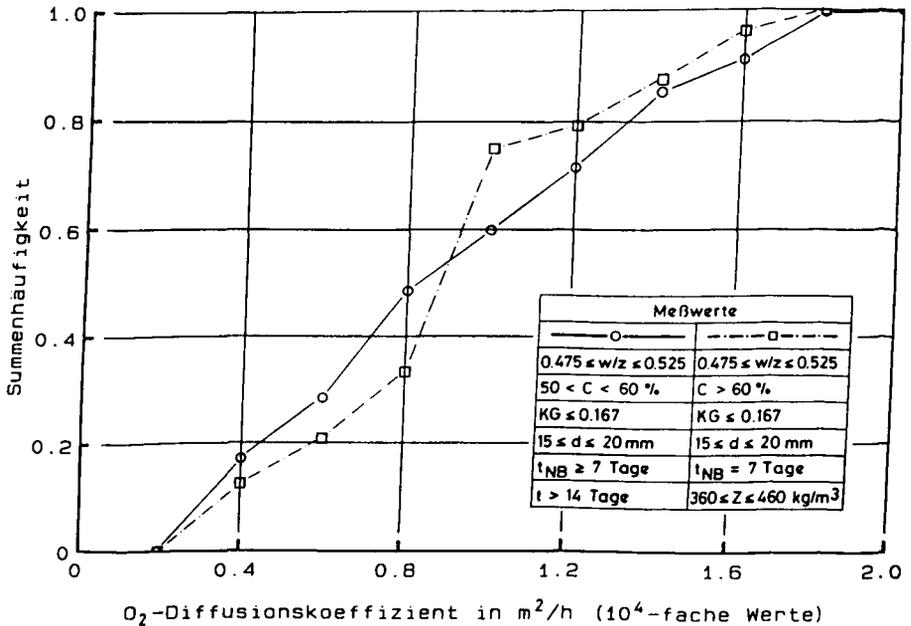


Bild 5.8: Häufigkeitsverteilung zweier Stichproben des  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

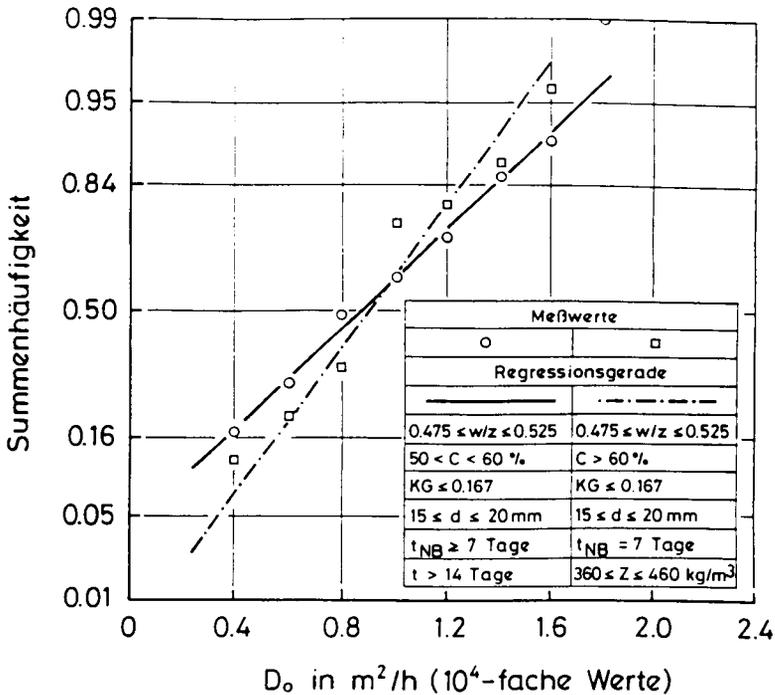


Bild 5.9: Häufigkeitsverteilung der Stichproben von Bild 5.8 im Wahrscheinlichkeitsnetz

### 5.3.3 Monte-Carlo-Simulation der Streuung des $O_2$ -Diffusionskoeffizienten

Diese Untersuchung soll Antworten auf folgende Fragen geben:

- Ist die simulierte Streuung von  $D_0$  mit der Streuung auf Grund vorliegender Erfahrungen vergleichbar (vorliegende Erfahrungen (z.B. [89]) ergeben für  $D_0$  Variationskoeffizienten von  $V_0 = 0,2 - 0,5$ )?
- Wie beeinflusst der Variationskoeffizient des w/z-Wertes und des Zementgehaltes die Streuung von  $D_0$ ?
- Welche Parameterkonstellationen ergeben eine große Streuung von  $D_0$  (Folge: verstärkte QS)?

Näher untersucht werden dazu folgende Parameterkonstellationen:

- w/z-Wert und Zementgehalt  
Für die beiden w/z-Werte 0,45 und 0,6 und den Zementgehalt  $z = 320 \text{ kg/m}^3$  werden unter der Annahme einer Normalverteilung die 3 Variationskoeffizienten  $V_{w/z}$  0,025, 0,05 und 0,075 berücksichtigt.
- Nachbehandlungsdauer  
Für die Nachbehandlungsdauer werden 2, 5 und 10 Tage berücksichtigt. Für die Streuung wird eine Gleichverteilung mit der maximalen Abweichung von  $\pm 0,4$  Tage berücksichtigt.
- Zementart  
Es werden nur die 3 Zemente PZ, HOZ und EPZ betrachtet. Angaben zur Streuung ihrer Zusammensetzung werden [122] entnommen. Sie wird durch eine Dreiecksverteilung modelliert. Diese Streuung der chemischen Zusammensetzung repräsentiert die Verhältnisse aller in der alten Bundesrepublik hergestellten Zemente. Nur zur Untersuchung der Streuung der Grundgesamtheit aller Betone sind diese Angaben geeignet.

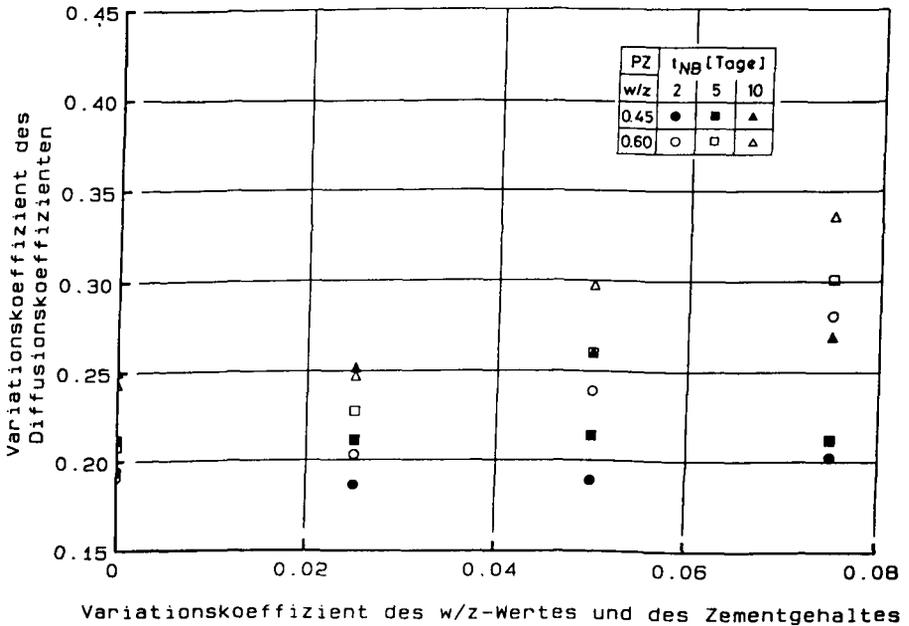


Bild 5.10: Einfluß der Sorgfalt der Bauausführung auf die Streuung des Diffusionskoeffizienten für PZ-Beton

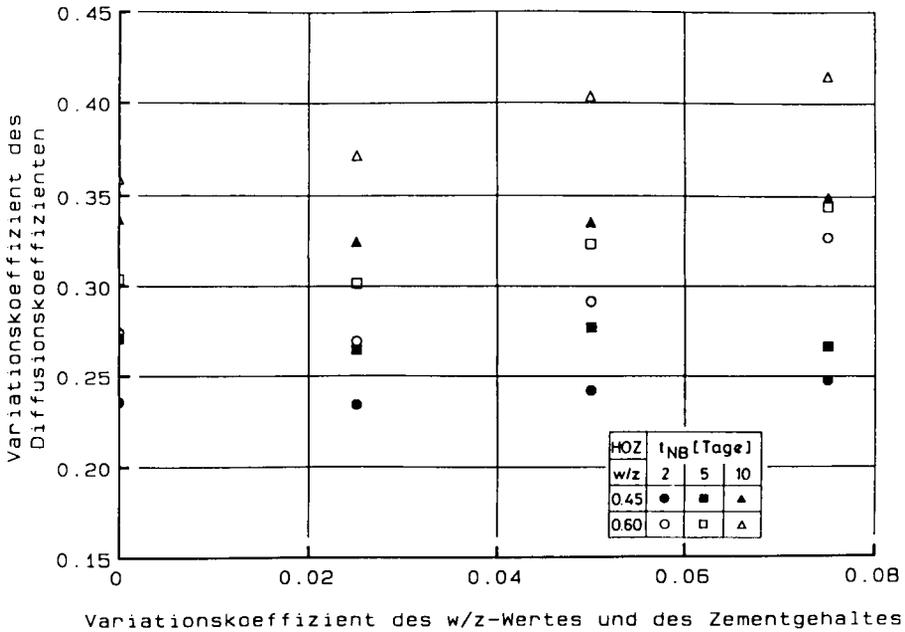


Bild 5.11: Einfluß der Sorgfalt der Bauausführung auf die Streuung des Diffusionskoeffizienten für HOZ-Beton

Für die übrigen Parameter werden mit:

- $d = 20 \text{ mm}$
- $t = 9000 \text{ Tage}$
- $KG = 1,0$

konstante Werte berücksichtigt.

Die Bilder 5.10 (PZ-Beton), 5.11 (HOZ-Beton) und 5.12 (EPZ-Beton) zeigen die Ergebnisse der Simulation. Über dem Variationskoeffizienten  $V_{w/z}$  des w/z-Wertes und des Zementgehaltes ist der Variationskoeffizient des Diffusionskoeffizienten  $V_0$  aufgetragen. Die jeweiligen w/z-Werte und Nachbehandlungsdauern sind durch unterschiedliche Symbole gekennzeichnet.

Erläutert werden zunächst die Ergebnisse für  $V_{w/z} = 0$ . Die Streuung für  $D_0$  ist dann nur auf diejenige der Zementzusammensetzung und Nachbehandlungsdauer zurückzuführen. Es ergeben sich Variationskoeffizienten für  $V_0$  von ca. 0,20 -

0,35, wobei  $V_D$  für PZ-Betone kleiner als 0,25 und für HOZ- und EPZ-Betone größer als 0,25 ist.  $V_D$  nimmt mit wachsendem w/z-Wert zu. Dies ist für HOZ-Betone am ausgeprägtesten. Da das Regressionspolynom (s. Tab. 5.1) Wechselwirkungen zwischen dem w/z-Wert und der Zementzusammensetzung enthält, ergeben Streuungen in der Zementzusammensetzung, mit einem größeren w/z-Wert multipliziert, zwangsläufig größere Streuungen für  $D_0$ .

Nicht nur aus diesem Grund nimmt  $V_D$  auch mit wachsender Nachbehandlungsdauer zu. Verstärkt wird diese Zunahme dadurch, daß mit wachsender Nachbehandlungsdauer der mittlere Diffusionskoeffizient abnimmt, die Streuung von  $D_0$  davon aber nicht beeinflusst wird. Dies läßt sich durch Betrachtung der Gesamtstandardabweichung näher erläutern:

$$s_{ges} = \sqrt{s_{ZART}^2 + s_{tNB}^2 + s_{w/z}^2} \quad (5.8)$$

mit:

$s_{ges}$  : Gesamtstandardabweichung für  $D_0$

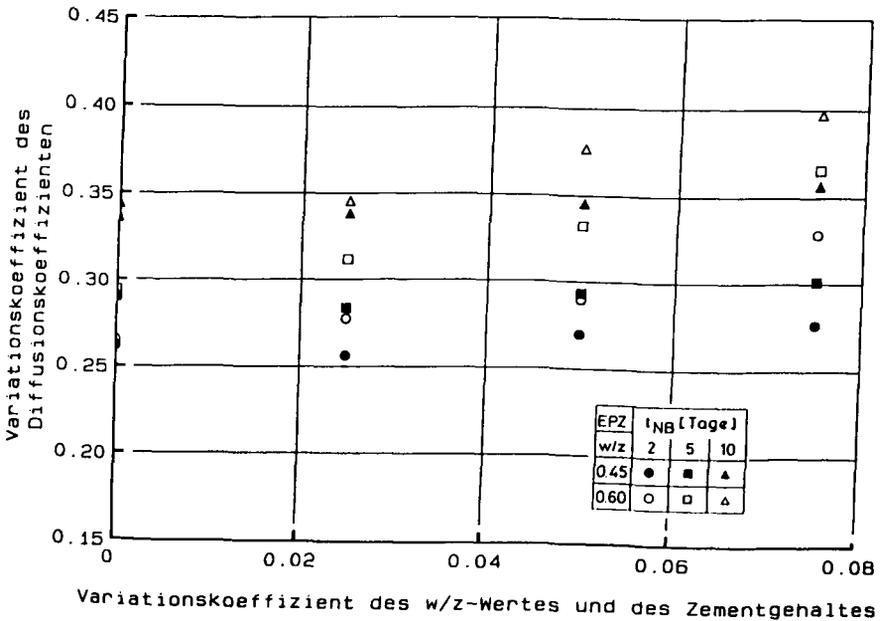


Bild 5.12: Einfluß der Sorgfalt der Bauausführung auf die Streuung des Diffusionskoeffizienten für EPZ-Beton

- $s_{ZART}$  : Standardabweichung infolge der Streuung der Zementzusammensetzung
- $s_{tNB}$  : Standardabweichung infolge der Streuung der Nachbehandlungsdauer
- $s_{w/z}$  : Standardabweichung infolge der Streuung der Betonzusammensetzung

Für den Fall  $s_{w/z} = 0$  läßt sich Gl.(5.8) umformen:

$$s_{ges} = s_{ZART} \cdot \sqrt{1 + \frac{s_{tNB}^2}{s_{ZART}^2}} \quad (5.9)$$

In Bild 5.13 ist über der Standardabweichung des Falles, daß sowohl die Zementzusammensetzung als auch die Nachbehandlungsdauer streut, die Standardabweichung des Falles aufgetragen, daß nur die Zementzusammensetzung streut. Man erkennt, daß die Streuung für beide Fälle gleich groß ist und somit  $s_{tNB} \approx 0$  gesetzt werden kann.

Betrachtet man nun die Fälle für  $V_{w/z} > 0$ , so läßt sich Gl.(5.8) mit  $s_{tNB} \approx 0$ , folgendermaßen umformen:

$$s_{w/z} = s_{ZART} \cdot \sqrt{\frac{s_{ges}^2}{s_{ZART}^2} - 1} \quad (5.10)$$

und der Anteil der Streuung von  $D_0$  infolge des Variationskoeffizienten der Betonzusammensetzung ermitteln. Je nach Zementart und Nachbehandlungsdauer ergibt sich:

- $s_{w/z} = 1/4 - 1/2 \cdot s_{ZART}$  für  $V_{w/z} = 0,05$
- $s_{w/z} = 1/3 - 2/3 \cdot s_{ZART}$  für  $V_{w/z} = 0,075$ .

Bei einem Vergleich mehrerer Bauteile, die bei gleicher Zusammensetzung und Herstellbedingungen, aber jeweils mit dem Zement eines anderen Herstellers gefertigt wurden, sind Unterschiede im Diffusionskoeffizienten in erster Linie auf die Streuung der Zementzusammensetzung und erst in zweiter Linie auf die unterschiedliche Sorgfalt der Betonherstellung zurückzuführen (solange  $V_{w/z} \leq 0,075$  ist). Der Diffusionskoeffizient streut umso mehr, je höher der Hüttensandgehalt des Zementes ist. Gibt man konstante Werte für  $V_{w/z}$  vor, so nimmt die Streuung von  $D_0$  zwangsläufig mit wachsendem w/z-Wert und Zementgehalt zu.

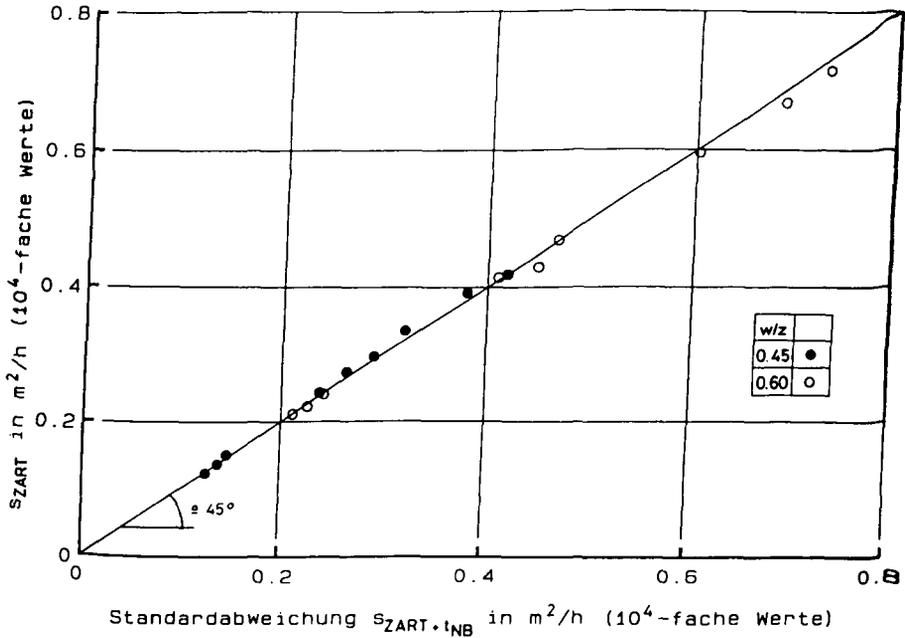


Bild 5.13: Vergleich der Streuung der Zementart mit jener infolge der Streuung der Zementart und der Nachbehandlungsdauer

Bei der Qualitätskontrolle von Bauteilen gefertigt mit dem Zement eines Herstellers, gewinnt dagegen die Streuung auf Grund der Sorgfalt der Bauausführung an Bedeutung.

### 5.3.4 Hinweise für die Bauausführung

Ziel der Planung ist die Festlegung der betontechnologischen Parameter. Diese sind so festzulegen, daß ein Beton gezielter Dichtigkeit entsteht. Abgestellt auf die Dicke der Betondeckung und unter Beachtung der Witterungsbedingungen des Bauwerksstandortes ergibt sich dann ein ausreichend dauerhaftes Bauteil (näheres s. Abschn. 8).

Bezüglich der Zementzusammensetzung stellt die Zementart die Planungsgröße dar und nicht dessen Hauptbestandteile. Für den Nachweis der Dauerhaftigkeit sind die nach Erfahrung angebbaren Anteile der Hauptbestandteile und eine

Streuung, für die die Hälfte der im Abschn. 5.3.3 berücksichtigten Streubreite angenommen wird, vorzugeben. Bei der Festlegung der Nachbehandlungsdauer sind die Ausschallfristen nach DIN 1045 zu beachten.

Näherungsweise ist davon auszugehen, daß  $D_0$  normalverteilt ist.

Für welche Parameterkonstellationen mit dem Regressionspolynom eine zutreffende Berechnung der Karbonatisierungstiefe möglich ist, wird im Abschn. 5.7 verifiziert. Zur Erleichterung dieser Aufgabe sind in den Tab. 5.2 - 5.7 für baupraktisch relevante Angaben zum Zementgehalt, der Nachbehandlungsdauer und des w/z-Wertes zementartspezifisch die Erwartungswerte des Diffusionskoeffizienten  $D_0$  angegeben (s. Anhang 2). Die Streuung von  $D_0$  kann nach Abschn. 5.3 angegeben werden. Mit 90% Aussagesicherheit liegt  $\sqrt{D_0}$  innerhalb des Intervalls von  $\sqrt{\text{vorhergesagt } D_0} \pm 0,5 \cdot \sqrt{10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}}$ .

#### 5.4 Berücksichtigung der Betonfeuchte auf den Diffusionskoeffizienten

Der Einfluß der Feuchte auf den Diffusionskoeffizienten wurde in [87] eingehend untersucht. Die dort zusammengestellten Versuchsergebnisse sind getrennt nach  $w/z \geq 0,6$  und  $w/z \leq 0,5$  in Bild 5.14 für PZ-Betone und in Bild 5.15 für HOZ-Betone dargestellt. Der Feuchtegehalt ist dabei durch die relative Feuchte gekennzeichnet, in der die Proben bis unmittelbar vor Versuchsbeginn ausreichend lange lagerten. In der Regel erfolgte die Lagerung bei  $T = 20 \text{ °C}$ . Für  $\varphi = 0 \text{ \% rel. Feuchte}$  sind auch die Ergebnisse der im Vakuum bzw. bei  $T \leq 50 \text{ °C}$  getrockneten Proben von Abschn. 5.2 berücksichtigt.

Neben den Meßwerten sind die Polygonzüge der Mittelwerte der je Feuchte vorhandenen Meßwerte dargestellt. Die Feuchteabhängigkeit des Diffusionskoeffizienten ist für beide Zementarten und die beiden w/z Wertebereiche gleichartig. Die Polygonzüge beginnen aber auf unterschiedlichem Niveau. Die Höhe des Niveaus und die Streuung der Werte ergeben sich auf Grund der unterschiedlichen Betonqualität und können mit Hilfe des Regressionspolynoms für  $D_0$  berechnet werden. Zur Berücksichtigung des Feuchteinflusses genügt es dann, von den mittleren Werten (Polygonzug) auszugehen. Dafür wird folgender empirischer Ansatz gewählt:

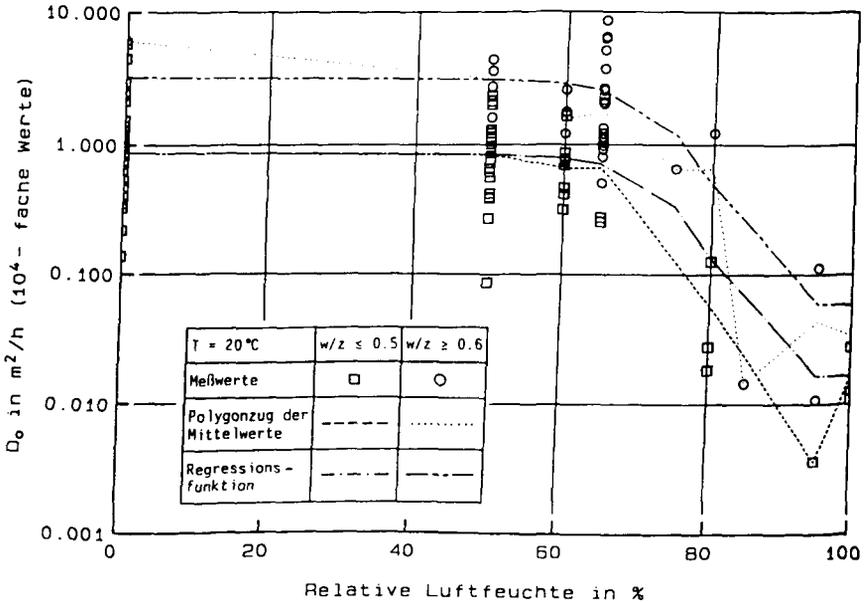
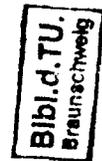


Bild 5.14: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der relativen Luftfeuchte für PZ-Beton

$$D_o(\varphi) = D_o(\varphi=0) \cdot \left( a_D + \frac{b_D}{1 + (c_D - c_D \cdot \varphi)^{d_D}} \right) = D_o(\varphi=0) \cdot f(\varphi) \quad (5.11)$$

Für PZ-Beton ergibt die Regression folgende Werte (diese werden auch für HOZ-Beton berücksichtigt):

- $a_D = 0,993$
- $b_D = -0,974$
- $c_D = 3,621$
- $d_D = 5,750.$



Dieser Ansatz ist in Bild 5.14 dargestellt. Der Diffusionskoeffizient fällt für  $\varphi = 100\%$  auf ca. 1/100 des Wertes im trockenen Zustand ab. Dies entspricht den physikalischen Erwartungen.

In diesen Untersuchungen sind die Ergebnisse von [69] nicht enthalten (s. Bild 5.16). Auch hierfür ist eine von der Betonzusammensetzung unabhängige

Form der Feuchteabhängigkeit erkennbar. Bei Steigerung der relativen Feuchte von 60 auf 80 % wird eine Abnahme des Diffusionskoeffizient um den Faktor 5 bis 10 festgestellt. Dies gilt sowohl für karbonatisierten wie nicht karbonatisierten Beton (s. Bild 5.16).

Die Temperaturabhängigkeit des  $O_2$ - bzw.  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten kann durch physikalische Überlegungen angegeben werden [25]. Unter Vernachlässigung der Temperaturabhängigkeit des effektiven Stoßdurchmessers der beteiligten Gasmoleküle ist für Effusion und Diffusion ein unterschiedlicher Temperatureinfluß zu beachten. Für Beton ist der überlagerte Transport beider Diffusionsarten maßgebend. Dies wird vereinfachend durch die folgende Annahme berücksichtigt:

$$D_c(\varphi, T) = D_c(\varphi=0\%, T=20^\circ C) \cdot f(\varphi) \cdot f(T) \quad (5.12)$$

mit:

$$f(T) = (T + 273)/293. \quad (5.13)$$

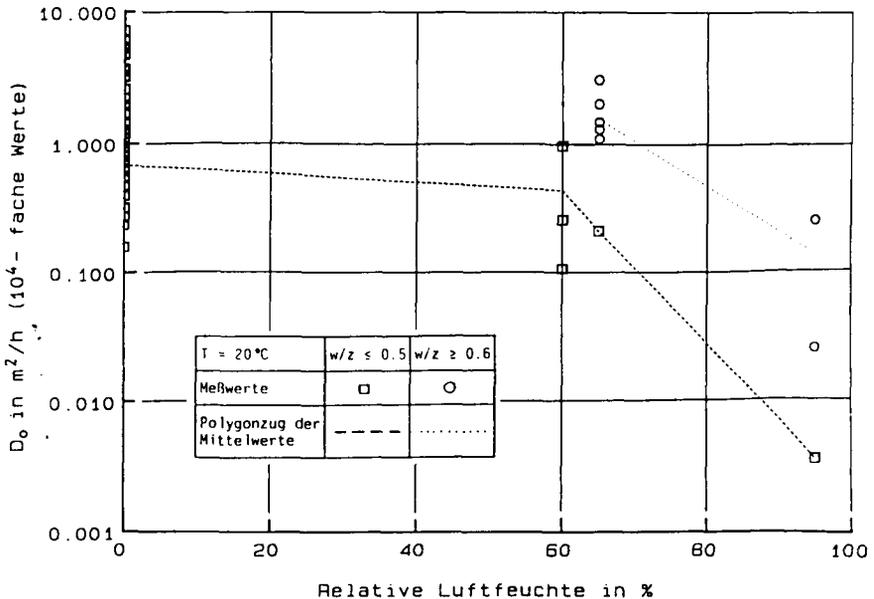


Bild 5.15: Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der relativen Luftfeuchte für HOZ-Beton

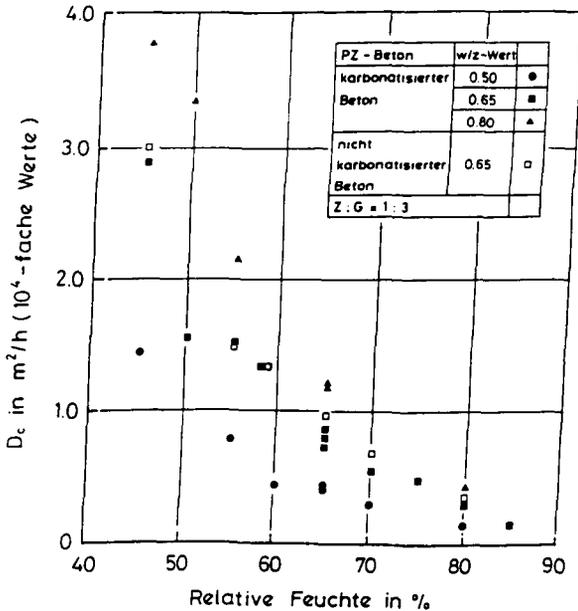


Bild 5.16: Einfluß der relativen Feuchte auf den CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten nach [69]

### 5.5 Beziehung zwischen dem O<sub>2</sub>- und dem CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten

Bei Diffusionsversuchen an feuchten Betonproben mit CO<sub>2</sub> als Prüfgas kommt es während des Versuches zur Karbonatisierung. Dies erschwert die Versuchsauswertung. Deshalb werden die Prüfungen mit Sauerstoff als inertem Gas durchgeführt.

Aufgrund molekular-kinetischer Überlegungen [25, 69] und der Größe der Diffusionskoeffizienten von CO<sub>2</sub> und O<sub>2</sub> in Luft [51] ist D<sub>c</sub> ca. 20% kleiner als D<sub>0</sub> zu erwarten. Bei dieser Abschätzung sind die Einflüsse aus der Porenradienverteilung, der Porenstruktur, unterschiedlich großer Partialdruckunterschiede und der Feuchte nicht berücksichtigt. Deshalb bestätigen Meßergebnisse an Betonproben diesen Zusammenhang nur tendenziell (s. Bild 5.17 aus [40]). In Bild 5.18 sind an Hand der eigenen Versuche an den Wänden I - X die diesbezüglichen Ergebnisse von Proben, die gleichen Wänden und Tiefen entnommen wurden, dargestellt. D<sub>0</sub> ist zwar größer als D<sub>c</sub>, aber nur in wenigen Fällen

wird der zu erwartende Größenunterschied von 1,2 erreicht. Als baupraktische Näherung wird deshalb die Umrechnung der  $O_2$ -Diffusionskoeffizienten auf  $CO_2$ -Verhältnisse nicht vorgenommen. Durch diese Annahme soll eine Unterschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes vermieden werden.

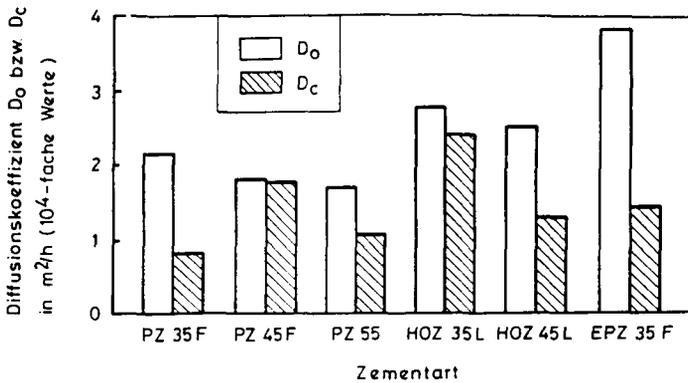


Bild 5.17: Einfluß des Prüfmediums auf den Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit der Zementart

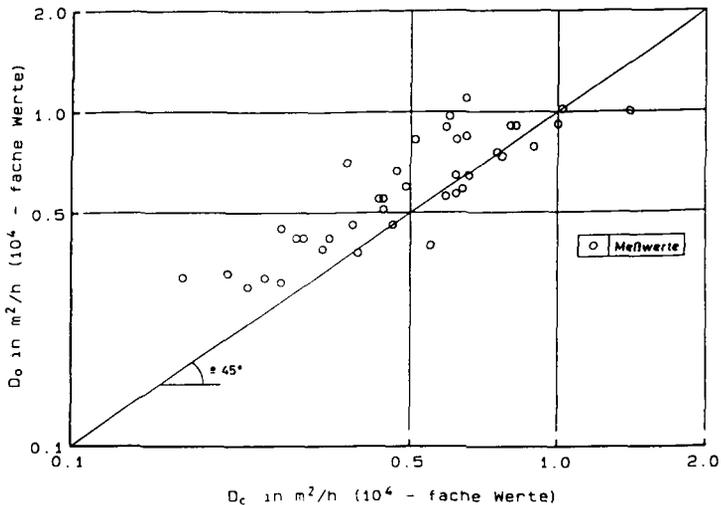


Bild 5.18: Gegenüberstellung des  $O_2$ - und  $CO_2$ -Diffusionskoeffizienten für Proben der Wände I - X ( $D_0$  an Proben mit einer Ausgleichsfeuchte zu  $\varphi = 15\%$  bestimmt,  $D_c$  an im Vakuum getrockneten Proben bestimmt)

## 5.6 Ermittlung der CO<sub>2</sub>-Bindefähigkeit des Betons

Nach [52, 108] kann das gesamte CaO des Bindemittels, sofern es bei der Hydratation nicht in CaSO<sub>4</sub> umgewandelt wurde, CO<sub>2</sub> binden. Auch das während der Hydratation in die Silikat- und Aluminatphasen eingebundene CaO steht zur Karbonatisierung zur Verfügung. Unter Vernachlässigung der in geringen Mengen im Bindemittel vorhandenen und ebenfalls CO<sub>2</sub>-bindefähigen Alkalien ergibt sich nach [108] die vom Zementanteil des Betons bindbare Menge an CO<sub>2</sub> zu:

$$a = 0,00785 \cdot (C - 0,7 \cdot SO_3) \cdot z \quad [\text{kg CO}_2/\text{m}^3 \text{ Beton}] \quad (5.14)$$

Nach DIN 1164 beträgt der maximal zulässige SO<sub>3</sub>-Gehalt von Zement 4,5%, so daß gilt:

$$a = 0,00785 \cdot (C - 3,2) \cdot z \quad (5.15)$$

Nach [91] wird dieser theoretische Wert unter baupraktischen Verhältnissen nicht erreicht. Als Hauptgrund dafür wird angegeben, daß die CaO-Moleküle, die im "Inneren" der Zementgelteilchen in die Hydratphasen eingebunden sind, für eindiffundierende CO<sub>2</sub>-Moleküle nicht zugänglich sind. Nähere Untersuchungen an durchkarbonatisierten Zementsteinproben aus Portlandzement (C = 64%) ergaben eine maximal bindbare CO<sub>2</sub>-Menge von 30 - 40 % des Zementgehaltes. Dies entspricht in etwa 2/3 der nach Gl.(5.15) möglichen Menge. Somit ergibt sich die baupraktisch relevante Größe der CO<sub>2</sub>-Bindefähigkeit zu:

$$a = 0,0052 \cdot (C - 3,2) \cdot z. \quad (5.16)$$

Da C und z streuen, ist auch die CO<sub>2</sub>-Bindefähigkeit a eine streuende Größe. Auf die Untersuchung dieser Streuung wird hier nicht eingegangen. Auch wurde nicht überprüft, ob Gl.(5.16) uneingeschränkt für alle Zementarten gilt. Nach [57] ist insbesondere für Zemente mit mehr als 60% Hüttensandanteil mit einer gegenüber Gl.(5.16) eingeschränkten CO<sub>2</sub>-Bindefähigkeit zu rechnen.

## 5.7 Verifikation des Regressionspolynoms für D<sub>0</sub> durch Vorhersage der Karbonatisierungstiefe

Für Beton, der konstanten Witterungsbedingungen ausgesetzt ist (Innenräume, Klimaraum), ist die Karbonatisierungstiefe mit dem im Abschn. 2.6.1 angegebene-

nen Karbonatisierungsgesetz vorhersagbar. Durch Anwendung des Diffusionsmodells und Gl.(5.16) sind die beiden Betoneigenschaften  $D_c$  und  $a$  bekannt und Karbonatisierungstiefen berechenbar. Entsprechende Meßergebnisse der Karbonatisierung liegen in umfangreichen Maße vor. Mit ihnen wird eine unabhängige Kontrolle der durch die Regression beschriebenen Diffusionseigenschaften vorgenommen, indem die berechneten Karbonatisierungstiefen mit den Meßwerten verglichen werden.

In Bild 5.19 sind den berechneten Werten der Karbonatisierungstiefe zugehörige Meßwerte gegenübergestellt. Der Darstellung liegen ca. 200 Meßergebnisse aus [57, 63, 101, 119] zugrunde. Sie decken folgenden Wertebereich der beton-technologischen Parameter ab:

- $0,40 < w/z [-] < 0,62$
- $270 < z [kg/m^3] < 500$
- $1 < t_{NB} [Tage] < 28$
- $39,3 < C [\%] < 66,2$

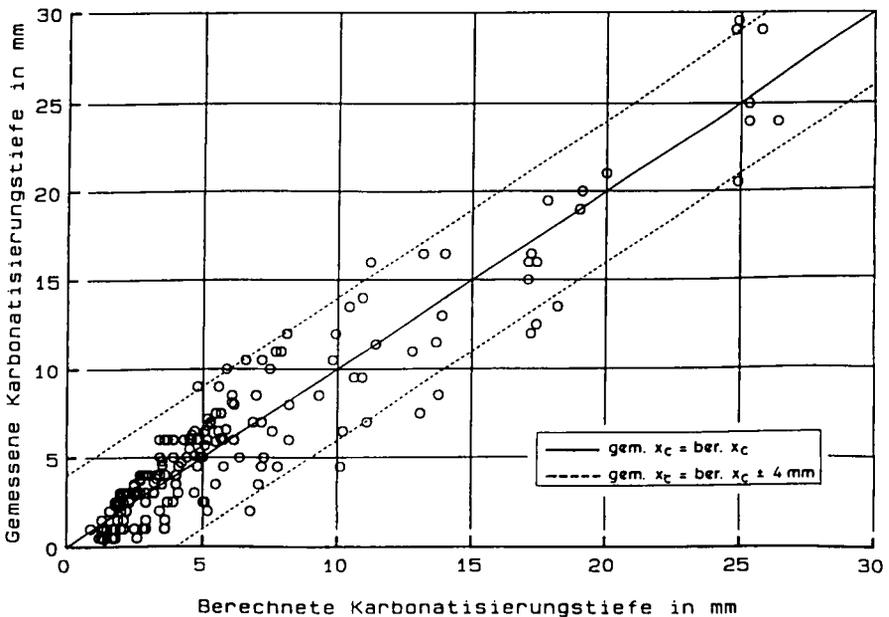


Bild 5.19: Verifikation des Diffusionsmodells durch Vergleich gemessener mit berechneten mittleren Karbonatisierungstiefen von Innenbauteilen

19,5 < S [%] < 34,2  
3,8 < A [%] < 11,9  
180 < t [Tage] < 5840  
0,50 <  $\varphi$  [-] < 0,65  
d = 20 mm  
KG = 1 [-].

Die baupraktisch relevanten Fälle sind in diesem Wertebereichen enthalten. Vereinfachend wurde bei der Berechnung der Karbonatisierungstiefe die Zeitabhängigkeit von  $D_c$  nicht berücksichtigt. Allen Berechnungen liegt der Diffusionskoeffizient des Alters  $t = 1000$  Tage und die Annahme  $KG = 1$  zugrunde. Stichprobenartige Vergleiche dieser Ergebnisse mit denen, bei der die Altersabhängigkeit von  $D_c$  durch wöchentlich konstante Werte berücksichtigt werden, ergaben nach 1 - 4 Jahren Karbonatisierungsdauer nur um max. 0,5 mm größere Karbonatisierungstiefen.

Im allgemeinen weichen für die hier untersuchten Fälle Messung und Vorhersage um weniger als  $\pm 4$  mm voneinander ab. Nicht verifizieren lassen sich aber die Karbonatisierungstiefen von Betonen mit Hochofenzementen mit einem Hüttensandgehalt von mehr als 50 - 60% (in Bild 5.19 nicht berücksichtigt). Die gemessenen Karbonatisierungstiefen werden für diesen Fall um bis zu 50% unterschätzt. Dies wird in [57] auf den sprunghaften Abfall des  $\text{Ca(OH)}_2$ -Gehaltes dieser Zemente zurückgeführt.

## 5.8 Zusammenfassung

Die Abhängigkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten  $D_c$  von den betontechnologischen Parametern und der Feuchte konnte durch eine nicht-lineare, multiple Regression ermittelt werden. Diese beruht auf einer Literaturlauswertung des  $\text{O}_2$ -Diffusionskoeffizienten  $D_o$ . Näherungsweise können  $D_c$  und  $D_o$  gleichgesetzt werden. Eingehend untersucht wurde die Streuung des Diffusionskoeffizienten. Die ermittelte Regressionsbeziehung wurde verifiziert. Dazu wurden für Bauteile die bei 20/65 karbonatisierten mittlere Karbonatisierungstiefen berechnet und den Meßwerten gegenübergestellt. Bis auf Betone mit Hochofenzement, dessen Hüttensandanteil mehr als 50 - 60% beträgt, ist es möglich, mit dem Regressionspolynom für  $D_o$  und den Angaben von [91, 108] zur  $\text{CO}_2$ -Bindefähigkeit

des Betons  $a$ , gemessene Karbonatisierungstiefen mit einer maximalen Abweichung von  $\pm 4$  mm vorherzusagen.

Für das PC handelt es sich bei dem Karbonatisierungsgesetz nach Abschn. 4 und dem Regressionspolynom der Diffusionsdichtigkeit um Planungsinstrumente. In Abhängigkeit der bei der Bauteilplanung festzulegenden Parameter  $w/z$ -Wert, Zementart und Nachbehandlungsdauer kann mit ihnen die Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes vorgenommen werden. Dies ist die Grundlage der Berechnung der Lebensdauervertelung und des Dauerhaftigkeitsnachweises nach Abschn. 8.

## 6. WITTERUNGSMODELL

### 6.1 Ziel und Vorgehen

Mit dem Witterungsmodell werden die für die Karbonatisierung und das Austrocknungsverhalten maßgebenden meteorologischen Größen standortspezifisch festgelegt. Diese sind, bei gesonderter Betrachtung der Niederschlagsverhältnisse:

- die Außenlufttemperatur  $T_A$  (Jahres- und Tagesgang),
- die absolute Luftfeuchte  $x_A$  (Jahres- und Tagesgang),
- der Bewölkungsgrad  $B$  (Jahresgang der Tagesmittelwerte),
- die Intensität der Sonneneinstrahlung  $I$  (Jahres- und Tagesgang),
- die Windgeschwindigkeit  $v$  und Windrichtung  $r_w$  (Jahresgang der Tagesmittelwerte).

Das Witterungsmodell ist erforderlich, um die unmittelbar auf die Betonoberfläche einwirkende Witterung erfassen zu können. Einerseits ist damit die karbonatisierungsrelevante relative Luftfeuchte der Atmosphäre festzulegen. Andererseits stellen diese Angaben die Randbedingungen der instationären Berechnungen des Feuchtefeldes (Überprüfung der Annahmen des Austrocknungsverhaltens im Ingenieurmodell) dar. Angestrebt werden deshalb wirklichkeitsnahe, meteorologische, nicht zufällige Zuordnungen der oben aufgezählten Wetterelemente. Diese Zuordnung erfolgt mit Hilfe des Bewölkungsgrades. An heiteren, bewölkten oder trüben Tagen herrschen jeweils spezifische Bedingungen, die die Lufttemperatur, die Luftfeuchte und die Intensität der Sonneneinstrahlung beeinflussen. Der Jahresgang des Bewölkungsgrades wird aus der für jede Jahreszeit spezifischen Häufigkeitsverteilung festgelegt. Diese und alle weiteren Angaben beruhen auf [17]. Die dort in Tabellenform vorliegenden Auswertungen langjähriger, mittlerer Witterungsverhältnisse werden durch augenscheinlich zutreffende Funktionen für den Standort Braunschweig angenähert. Für die Sonneneinstrahlung werden die physikalisch-astronomischen Gesetzmäßigkeiten berücksichtigt [1, 66].

Der Jahres- und Tagesgang der Außenlufttemperatur und des Wasserdampfgehaltes der Außenluft lassen sich durch periodische Funktionen annähern. Amplitude

und Periodendauer hängen von der Jahreszeit, von den Zeiten des Sonnenauf- und -unterganges sowie vom Bewölkungsgrad ab. Für den Bewölkungsgrad und die Windrichtung lassen sich mit [17] nach den Jahreszeiten getrennte Häufigkeitsverteilungen ermitteln. Mit Hilfe von Zufallszahlen wird daraus ein pro Tag konstanter Wert für beide Größen festgelegt. Für die von der Windrichtung abhängige Windgeschwindigkeit wird pro Tag eine konstante mittlere Geschwindigkeit berücksichtigt. Auch hierfür werden die jahreszeitlichen Besonderheiten berücksichtigt.

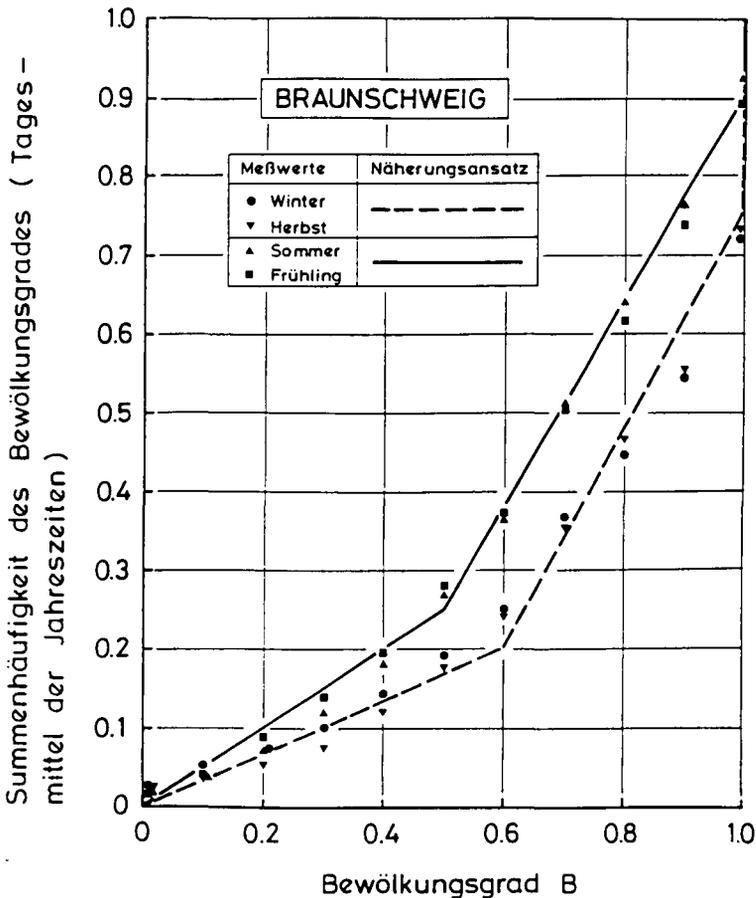


Bild 6.1: Häufigkeitsverteilung des Bewölkungsgrades (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

Weitere Ausgangsgrößen für das Witterungsmodell sind Höhe über NN, geographische Breite und Länge des Bauwerksstandortes. Vereinfachungen ergeben sich, weil die Karbonatisierung über den Zeitraum mehrerer Jahrzehnte verfolgt werden muß. Während derartig langer Zeiträume treten Auswirkungen infolge Unter- und Überschreitungen mittlerer Verhältnisse gegenüber den Wirkungen des langjährigen Durchschnittswetters zurück. Vereinfachend reicht es aus, für alle zu betrachtenden Jahre den gleichen Gang der Witterungselemente zu berücksichtigen. Dadurch, daß alle Wettergrößen vom Bewölkungsgrad abhängen, sind grobe Irrtümer, wie z.B. große Temperaturschwankungen zwischen Tag und Nacht bei bedecktem Himmel, ausgeschlossen.

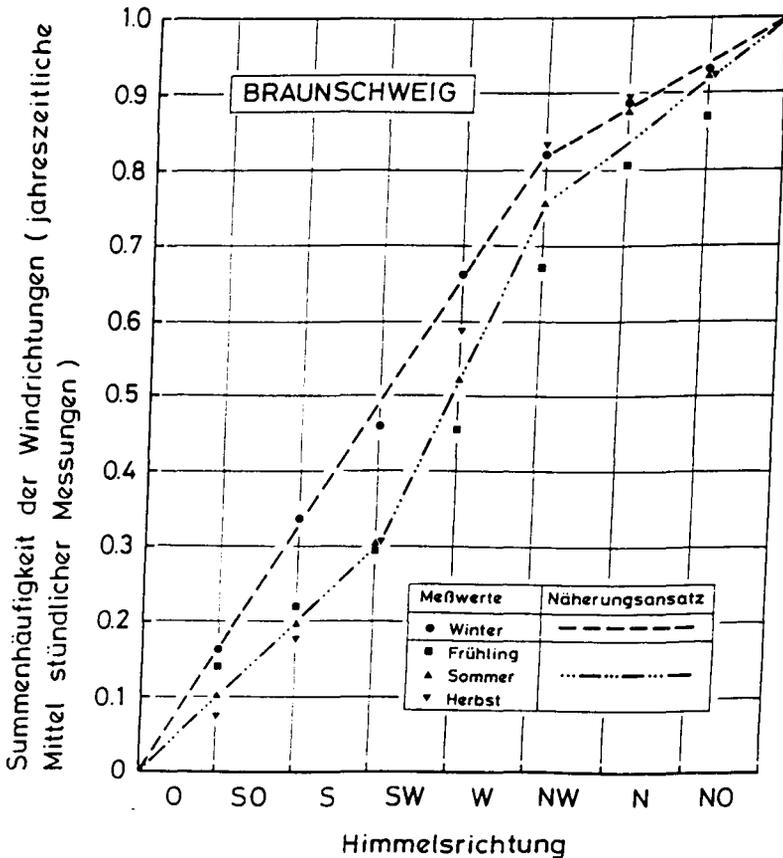


Bild 6.2: Häufigkeitsverteilung der Windrichtung (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

### 6.2 Bewölkungsgrad und Windrichtung

Das Witterungsmodell ist so aufgebaut, daß, ausgehend von jeweils zufällig gewählten Tagesmittelwerten des Bewölkungsgrades und der Windrichtung, die übrigen Witterungsgrößen festgelegt werden. Eine Korrelation dieser beiden Größen wird nicht berücksichtigt. Die jeweilige Häufigkeitsverteilung beider Größen ist den Bildern 6.1 und 6.2 zu entnehmen.

### 6.3 Windgeschwindigkeit

Die mittlere Windgeschwindigkeit hängt von der Windrichtung und der Jahreszeit ab. Mit Hilfe der nach Abschn. 6.2 für das zu betrachtende Datum festgelegten Windrichtung kann diesem Tag mittels Bild 6.3 eine mittlere Windgeschwindigkeit zugeordnet werden. Dem Tagesdatum wird dabei eine fortlaufende Nummer  $d$  zugewiesen. Diese Tagesnummer ergibt sich aus:

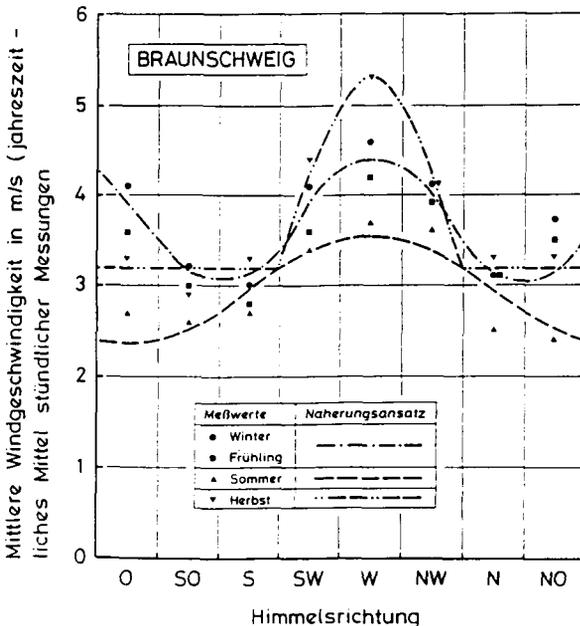


Bild 6.3: Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit von der Windrichtung (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

$$d = \text{INT}(TA + 30,42 \cdot (M - 0,98)) \quad (6.1)$$

mit:

TA : zu betrachtender Tag des Monats M

M : zu betrachtender Monat in den der Tag TA fällt

INT: Funktion, dessen Funktionswert aus dem Argument durch Weglassen sämtlicher Nachkommastellen gebildet wird.

Der Monat Februar wird mit 30 Tagen und das Jahr mit 366 Tagen berücksichtigt. Die Windgeschwindigkeit geht in den Wärmeübergangskoeffizienten ein. Windrichtung und Orientierung des Bauteils bestimmen die Schlagregenbeaufschlagung.

## 6.4 Temperaturverhältnisse

### 6.4.1 Jahrgang der mittleren Tagestemperatur und Tagestemperaturschwankung

Die Jahrgänge der mittleren Monatstemperatur und der mittleren Tagestemperaturschwankung sind den Bildern 6.4 und 6.5 zu entnehmen. DIN 4710 enthält, neben getrennten Angaben für heitere, trübe und bewölkte Tage die langjährigen, mittleren Jahrestemperaturen. Die mittleren Jahresverhältnisse sind nahezu identisch mit dem Mittelwert der trüben und bewölkten Tage. Deshalb werden für  $B \leq 0,2$  die Temperaturverhältnisse heiterer Tage und für  $B \geq 0,6$  die mittleren Jahresverhältnisse berücksichtigt. Für Bewölkungsgrade  $0,2 < B < 0,6$  erfolgt eine mit dem Bewölkungsgrad gewichtete Mittelwertbildung aus beiden Fällen.

Der Jahrgang der mittleren Monatstemperatur (gültig für den 15. eines jeden Monats), wird durch eine Sinus-Funktion angenähert. Um jahreszeitliche Witterungsübergänge ohne Unstetigkeit erfassen zu können, wird die mittlere Tagestemperatur folgendermaßen berechnet:

- für trübe und bewölkte Tage mit  $B \geq 0,6$

$$T_b = 8,0 + 8,6 \cdot \sin(\pi \cdot (d/30,42 - 3,5)/6) + T_{kor} \quad (6.2)$$

mit:  $T_{kor} = 0^\circ\text{C}$  für  $i \leq 7$

und:  $T_{kor} = +1^\circ\text{C}$  für  $i > 7$ .

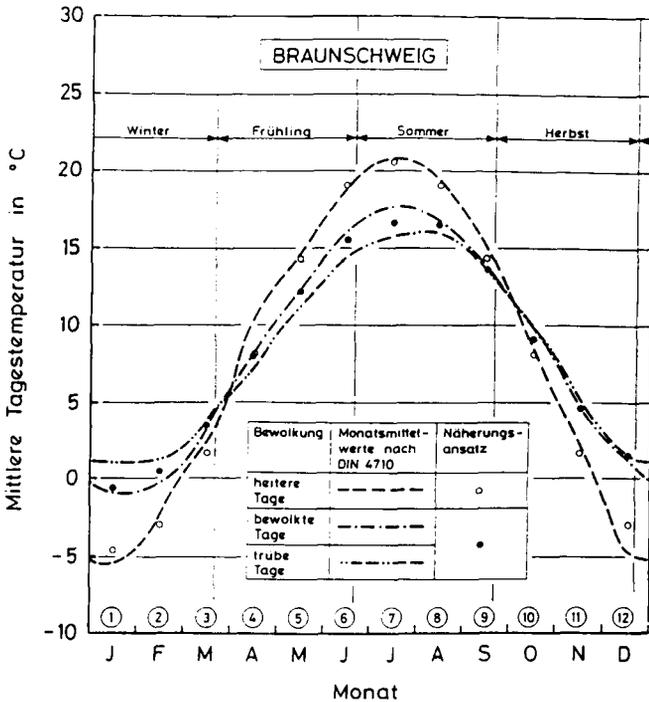


Bild 6.4: Jahresgang der mittleren Tagestemperatur (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

- für heitere Tage mit  $B \leq 0,2$

$$T_h = T_b + 4,5 \cdot \sin(\pi \cdot (d/30,42 - 3,5)/6) + T_{kor} \quad (6.3)$$

mit:  $T_{kor} = 0^\circ\text{C}$  für  $i \leq 7$

und:  $T_{kor} = -1^\circ\text{C}$  für  $i > 7$ .

- für Tage mit  $0,2 < B < 0,6$

$$T_{hb} = T_h + (T_b - T_h) \cdot (B - 0,2)/0,4 \quad (6.4)$$

Für die mittlere Tagestemperaturschwankung  $\Delta T$  zwischen minimaler und maximaler Tagestemperatur (Stundenmittel pro Monat) wird ein pro Monat konstanter Wert berücksichtigt (Bild 6.5):

- trübe und bewölkte Tage

$$\Delta T_b = 8,2 \cdot \sin(\pi \cdot i/13) \quad (6.5)$$

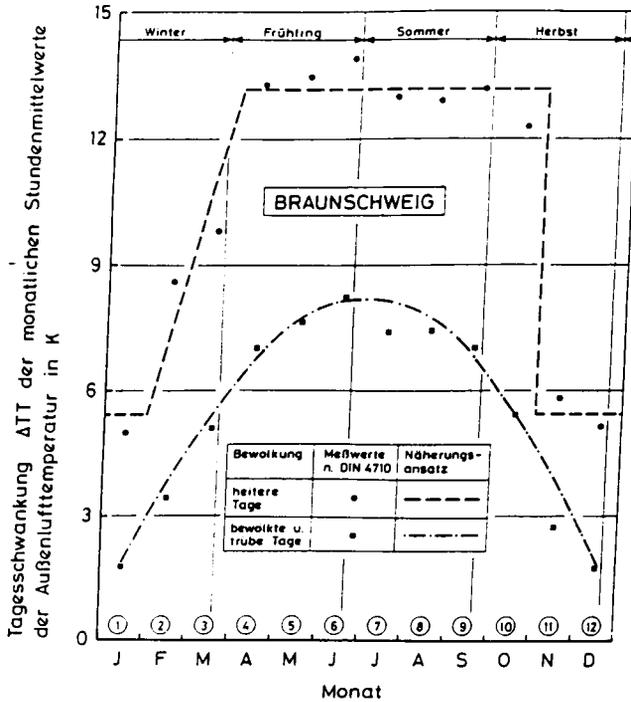


Bild 6.5: Jahresgang des Monatsmittels der Tagestemperaturschwankung (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

- heitere Tage

$$\Delta T_h = 5,3^\circ\text{C} \text{ für } i = 1, 11, 12 \quad (6.6a)$$

$$\Delta T_h = 13,2^\circ\text{C} \text{ für } i = 4 - 10 \quad (6.6b)$$

$$\Delta T_h = 5,3 + (13,2 - 5,3) \cdot (i-1)/3 \text{ für } i = 2, 3. \quad (6.6c)$$

- Tage mit  $0,2 < B < 0,6$

$$\Delta T_{hb} = \Delta T_h + (\Delta T_b - \Delta T_h) \cdot (B-0,2)/0,4 \quad (6.7)$$

Die maximale und minimale Tagestemperatur weichen ungefähr  $\Delta T/2$  von der mittleren Tagestemperatur ab.

### 6.4.2 Tagesgang der Temperatur

Der Tagesgang der Temperatur ist unabhängig vom Bewölkungsgrad. Er wird durch die Zeitpunkte des Sonnenauf- und Sonnenuntergangs sowie folgende Annahmen festgelegt:

- a) Die minimale Tagestemperatur liegt zum Zeitpunkt des Sonnenaufgangs vor.
- b) Die maximale Tagestemperatur wird im Jahresmittel um ca. 14 Uhr erreicht.
- c) Um ca 20. Uhr liegt die mittlere Tagestemperatur vor.
- d) Die mittlere Tagestemperatur wird ebenfalls in den Morgenstunden um  $\Delta t_o$ -Stunden nach Sonnenaufgang beobachtet. Für  $\Delta t_o$  kann ein Jahresgang abgeleitet werden:

$$\Delta t_o = 3 + \sin(\pi \cdot (i-2)/6). \quad (6.8)$$

- e) Zwischen Sonnenaufgang  $t_{SA}$  und 20 Uhr wird näherungsweise eine Parabel 3. Ordnung angenommen:

$$T(t) = a + b \cdot (t-t_{SA}) + c \cdot (t-t_{SA})^2 + d \cdot (t-t_{SA})^3 \quad (6.9)$$

Die Koeffizienten lassen sich aus den unter Punkt a) bis d) festgelegten Bedingungen bestimmen:

$$a = \min T = T - \Delta T/2 \quad (6.10)$$

$$b = \frac{\Delta T}{(14-t_{SA})} - c \cdot (14 - t_{SA}) - d \cdot (14 - t_{SA})^2 \quad (6.11)$$

$$c = \frac{\Delta T}{6} \cdot \left[ \frac{1}{2(20-t_{SA})} - \frac{1}{(14-t_{SA})} \right] + \frac{d}{6} \cdot \left[ (14 - t_{SA})^2 - (20 - t_{SA})^2 \right] \quad (6.12)$$

$$d = \frac{\Delta T}{\Delta t_o} \cdot \frac{\frac{1}{2} - \frac{\Delta t_o}{14-t_{SA}} + \frac{\Delta t_o(14-t_{SA}) - \Delta t_o^2}{6} \left( \frac{1}{2(20-t_{SA})} - \frac{1}{14-t_{SA}} \right)}{\frac{\Delta t_o - (14-t_{SA})}{6} \cdot ((14-t_{SA})^2 - (20-t_{SA})^2) - (14-t_{SA})^2 + \Delta t_o^2} \quad (6.13)$$

- f) Von 20 Uhr bis Sonnenaufgang fällt die Temperatur näherungsweise linear von der mittleren Tagestemperatur auf die minimale Tagestemperatur ab:

$$0 < t < t_{SA}: T = T - \Delta T \cdot (t + 4) / (2 \cdot (4 + t_{SA})) \quad (6.14)$$

$$20 \leq t \leq 24: T = T - \Delta T \cdot (t - 20) / (2 \cdot (4 + t_{SA})) \quad (6.15)$$

Da sich die mittleren Tagestemperaturen zweier aufeinanderfolgender Tage unterscheiden, entsteht am Übergang zweier Tage ein Temperatursprung. Dieser wird im folgenden vernachlässigt.

## 6.5 Wasserdampfgehalt der Atmosphäre

### 6.5.1 Jahresgang des Wasserdampfgehalts und seiner Tagesschwankung

Auch für den Jahresgang des mittleren monatlichen Wasserdampfgehaltes  $x_A$  und den Jahresgang der mittleren Tagesschwankungen des Wasserdampfgehaltes  $\Delta x_A$  (s. Bild 6.6 und 6.7) wird eine Unterscheidung in heitere, trübe und bewölkte Tage berücksichtigt:

- trübe und bewölkte Tage mit  $B \geq 0,6$

$$x_{A,b} = 6,2 + 3 \cdot \sin(\pi \cdot (d/30,42 - 3,5)/6) + x_{A,kor} \quad (6.16)$$

$$x_{A,kor} = 0 \text{ für } i < 3 \text{ und } i > 6$$

$$x_{A,kor} = 1,2 \cdot \sin(\pi \cdot i/9) \text{ für } 3 \leq i \leq 6.$$

- heitere Tage mit  $B \leq 0,2$

$$x_{A,h} = 4,8 + 3 \cdot \sin(\pi \cdot (d/30,42 - 3,5)/6) + x_{A,kor} \quad (6.17)$$

$$x_{A,kor} = 0 \text{ für } i < 5 \text{ und } i > 9$$

$$x_{A,kor} = 1,5 \cdot \sin(\pi \cdot (i - 5,5/5)) \text{ für } 5 \leq i \leq 9.$$

- Tage mit  $0,2 < B < 0,6$

$$x_{A,hb} = x_{A,h} + (B - 0,2) \cdot (x_{A,b} - x_{A,h}) / 0,4 \quad (6.18)$$

Für die pro Monat konstant angenommene Tagesschwankung werden folgende Werte berücksichtigt:

- trübe und bewölkte Tage

$$\Delta x_{A,b} = 0,2 \text{ für } i = 1, 2, 3, 11, 12 \quad (6.19a)$$

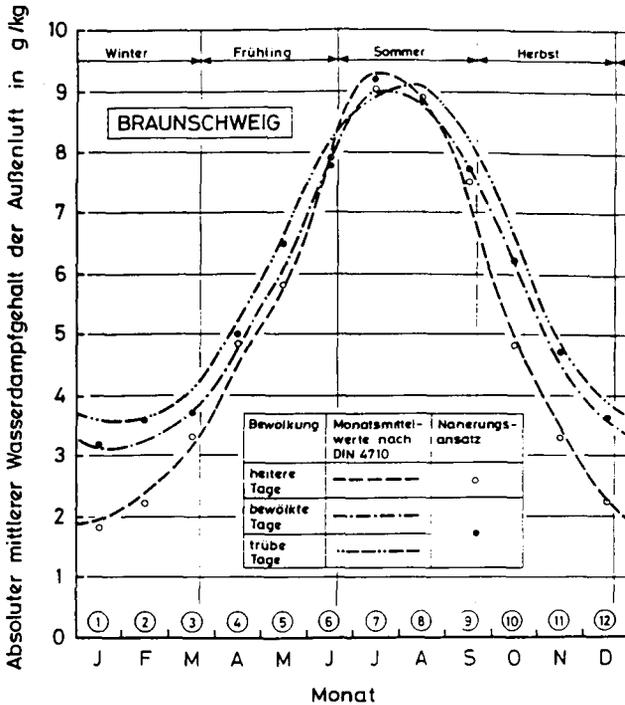


Bild 6.6: Jahresgang des Wasserdampfgehaltes der Außenluft (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

$$\Delta x_{A,b} = 0,2 + 0,55 \cdot (i - 3)/4 \text{ für } 4 \leq i \leq 6 \quad (6.19b)$$

$$\Delta x_{A,b} = 0,75 \text{ für } i = 7, 8, 9 \quad (6.19c)$$

$$\Delta x_{A,b} = 0,6 \text{ für } i = 10 \quad (6.19d)$$

- heitere Tage

$$\Delta x_{A,b} = 0,5 \text{ für } i = 1, 2, 3, 11, 12 \quad (6.20a)$$

$$\Delta x_{A,b} = 0,5 + 0,95 \cdot (i - 3)/4 \text{ für } 4 \leq i \leq 6 \quad (6.20b)$$

$$\Delta x_{A,b} = 1,45 \text{ für } i = 7, 8, 9 \quad (6.20c)$$

$$\Delta x_{A,b} = 1,2 \text{ für } i = 10 \quad (6.20d)$$

- Tage mit  $0,2 < B < 0,6$

$$\Delta x_{A,hb} = \Delta x_{A,h} + (B - 0,2) \cdot (\Delta x_{A,b} - \Delta x_{A,h})/0,4 \quad (6.21)$$

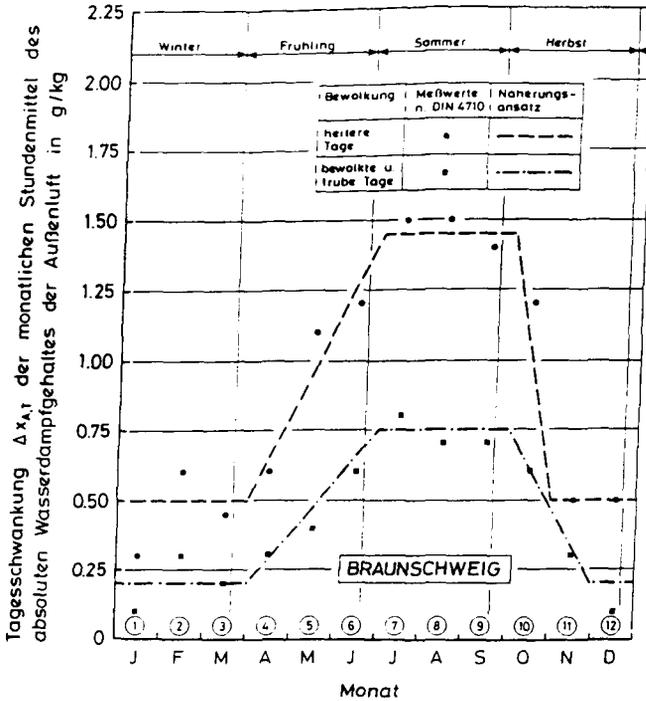


Bild 6.7: Jahresgang des Monatsmittels der Tagesschwankung des Wasserdampfgehaltes (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

### 6.5.2 Tagesgang des Wasserdampfgehaltes

Da die Tagesschwankungen des Wasserdampfgehaltes vergleichsweise gering sind, wird der Tagesgang aus abschnittsweise linearen Teilstücken zusammengesetzt:

- $0 \text{ Uhr} \leq t \leq t_{SA}$ :  $x_A$  fällt linear von  $x_A$  auf  $\min x_A$  ab
- $t_{SA} < t < t_{SA}+3h$ :  $x_A$  steigt linear von  $\min x_A$  auf  $\max x_A$  an
- an vorwiegend heiteren Sommertagen ( $B \leq 0,2$  im Mai, Juni, Juli, August, September)
  - $t_{SA}+3h \leq t < 15,5 \text{ Uhr}$ :  $x_A$  fällt von  $\max x_A$  auf  $(\max x_A - 0,75 \cdot \Delta x_A)$  ab
  - $15,5 \text{ Uhr} \leq t < 21 \text{ Uhr}$ :  $x_A$  steigt von  $(\max x_A - 0,75 \cdot \Delta x_A)$  auf  $\max x_A$  an
  - $21 \text{ Uhr} \leq t < 24 \text{ Uhr}$ :  $x_A$  fällt von  $\max x_A$  auf  $(x_A + 0,25)$  ab

- an allen übrigen Tagen (also auch im Sommer bei  $B > 0,2$ )
  - $t_{SA} + 3h \leq t < t_{SU}$ :  $x_A$  fällt von  $\max x_A$  auf  $(x_A + 0,1)$  ab
  - $t_{SU} \leq t < 24$  Uhr:  $x_A$  bleibt konstant auf dem Niveau  $(x_A + 0,1)$ .

Durch die Anbindung des Tagesgangs an die Zeitpunkte des Sonnenauf- und -unterganges sowie durch Berücksichtigung unterschiedlicher Bewölkungsverhältnisse wird ein physikalisch sinnvoller Tagesgang festgelegt. Auch für den Wasserdampfgehalt entstehen unter bestimmten Bedingungen am Übergang zweier Tage Sprünge, die vernachlässigt werden.

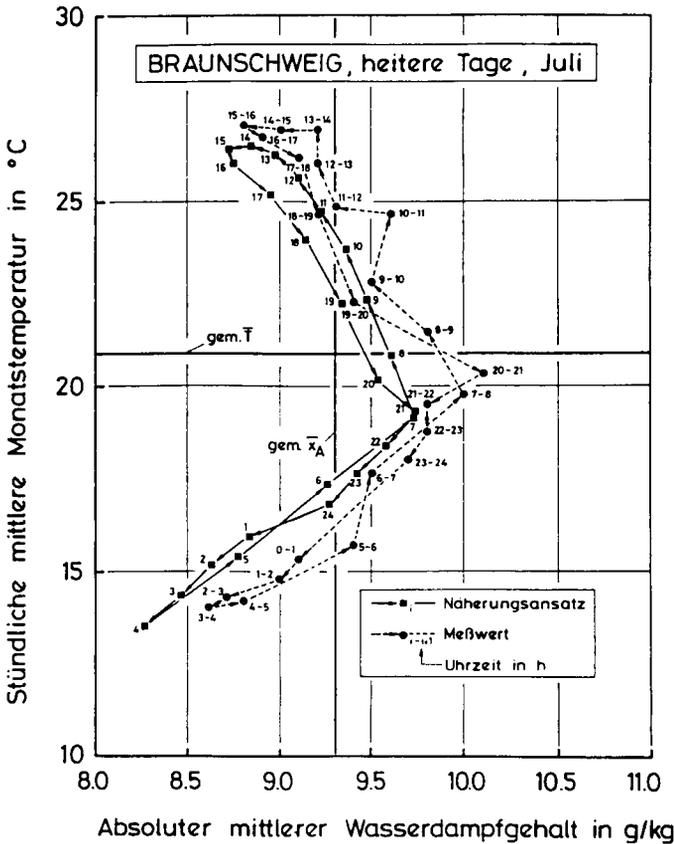


Bild 6.8 Temperatur - Wasserdampfgehalt - Diagramm der Außenluft für heitere Juli - Tage (langjährige, mittlere Verhältnisse des Standortes Braunschweig nach [17])

Eine Überprüfung der mit Abschn. 6.4 und 6.5 festgelegten Tagesverläufe der Temperatur und des Wasserdampfgehaltes zeigt Bild 6.8. Über dem Wasserdampfgehalt ist die zugehörige zeitgleiche Temperatur aufgetragen. Der Näherungsansatz steht in Einklang mit den Meßwerten.

### 6.5.3 Umrechnung des Wasserdampfgehaltes in die relative Feuchte

Zwischen dem Wasserdampfgehalt, der Temperatur und der relativen Luftfeuchte besteht folgender Zusammenhang:

$$\varphi = \frac{p \cdot x_A}{(622 + x_A) \cdot p_s} = \frac{p_{WD}}{p_s} \quad (6.22)$$

mit:

$p$ : Gesamtluftdruck (Summe der Partialdrücke der trockenen Luft und des Wasserdampfes)

$p_s$ : Sättigungsdruck des Wasserdampfs bei der Temperatur  $T$

Für  $p_s$  gilt nach [49]:

$$p_s = C_1 \cdot e^{\frac{C_2 \cdot T}{C_3 + T}} \quad [\text{Pa}] \quad (6.23)$$

Für  $T \geq 0^\circ\text{C}$  gilt,  $C_1 = 610,78$ ,  $C_2 = 17,08085$  und  $C_3 = 234,175$ . Für  $T < 0^\circ\text{C}$  ist  $C_1 = 610,74$ ,  $C_2 = 22,44294$  und  $C_3 = 272,44$ .

Die WD-Sättigungskonzentration  $c_s$  ergibt sich aus:

$$c_s = \frac{p_s}{R_{WD} \cdot (273 + T)} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (6.24)$$

mit:

$R_{WD}$ : Spezielle Gaskonstante des Wasserdampfes (462 Nm/kgK).

## 6.6 Strahlungsverhältnisse

Globalstrahlung ist die Summe der gesamten kurzwelligigen direkten und diffusen Strahlung (Himmelsstrahlung und vom Boden reflektierte Strahlung). Sie ist nur zwischen Sonnenauf- und -untergang möglich. Die diffuse Strahlung ist für alle Flächen unabhängig von ihrer Orientierung zu berücksichtigen. Die direkte Strahlung ist je nach dem Lauf der Sonne und der Orientierung und Neigung der zu betrachtenden Fläche nur zu bestimmten Stunden zu berücksichtigen.

Die Strahlungsverhältnisse lassen sich auf Grund physikalisch-astronomischer Gesetzmäßigkeiten berechnen [1, 64, 66]. In Anlage 3 sind die dazu erforderlichen Zusammenhänge dargestellt.

## 6.7 CO<sub>2</sub>-Konzentration

Die Karbonatisierungstiefe hängt vom CO<sub>2</sub>-Konzentrationsunterschied ab. Die mittlere CO<sub>2</sub>-Konzentration der Außenluft beträgt gegenwärtig ca. 0,00054 kg/m<sup>3</sup> (= 0,033 Vol.-%). Sowohl vegetationsbedingte Schwankungen als auch anthropogene Einflüsse führen zu erheblichen Abweichungen von diesem Mittelwert. In [91] wird deshalb für Industrieregionen und Großstädte von einem Mittelwert von 0,00080 kg/m<sup>3</sup> ausgegangen. Im Zusammenhang mit den mutmaßlichen, langjährigen Klimaveränderungen und deren Ursachen (global warming) ist eine Verdoppelung bis Verdreifachung der gegenwärtigen mittleren CO<sub>2</sub>-Konzentration in den nächsten Jahrzehnten nicht auszuschließen [116]. Diese Prognosen über zukünftig zu erwartende CO<sub>2</sub>-Konzentrationen beruhen allerdings z.T. auf unsicheren Annahmen.

Im Ingenieurmodell wird deshalb die CO<sub>2</sub>-Konzentration nicht nur als streuende Größe betrachtet, sondern auch untersucht, welcher Einfluß von der Höhe und der Schnelligkeit des Anstieges der CO<sub>2</sub>-Konzentration auf den Karbonatisierungsfortschritt ausgeht. Dazu werden zwei Annahmen eingeführt (s. Bild 6.9).

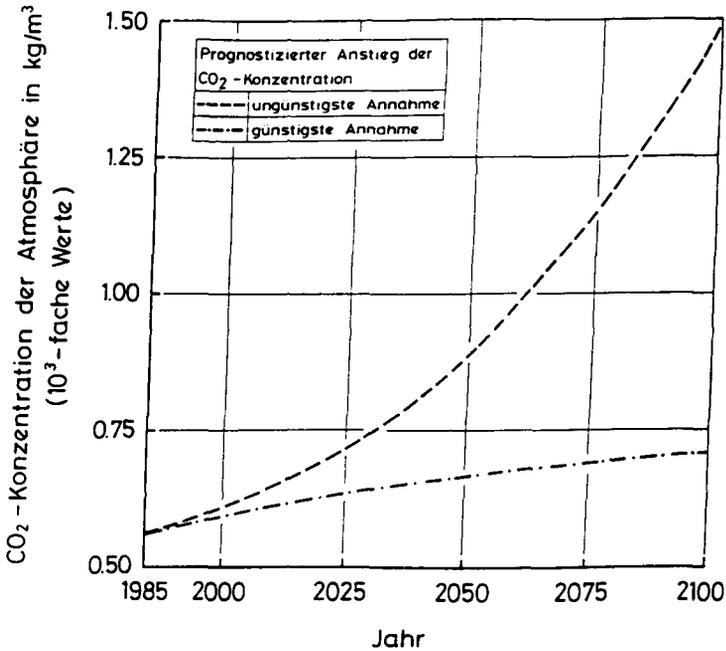


Bild 6.9: Mutmaßlicher Anstieg der CO<sub>2</sub>-Konzentration nach [116]

### 6.8 Modellierung der Braunschweiger Witterung mit dem Witterungsmodell

Zur Modellierung der Witterung werden mit Hilfe der Ableitungen der Abschn. 6.2 - 6.6 Stundenmittel der Aussenlufttemperatur, der absoluten Luftfeuchte und der Globalstrahlung generiert. Für die Windgeschwindigkeit und Windrichtung werden Tagesmittelwerte ermittelt.

Die Bilder 6.10 und 6.11 zeigen die so ermittelten mittleren täglichen Aussenlufttemperaturen und absoluten Wasserdampfgehalte. Deutlich fallen in beiden Darstellungen die heiteren Tage auf: Im Winter weisen sie gegenüber bewölkten und trüben Tagen eine bis zu 5 °C niedrigere Aussenlufttemperatur und einen um bis zu ca. 1,5 g/kg niedrigeren Wasserdampfgehalt auf, im Sommer eine bis zu ca. 4 °C größere mittlere Aussenlufttemperatur.

Bild 6.12 zeigt ein Beispiel für die ermittelten Tagesgänge. Dargestellt ist für den 210. Tag des Jahres (28. Juli) der Tagesgang der mittleren stündli-

chen Globalstrahlung für die Wandorientierungen O, SW und NW. Es ergeben sich die bekannten Zusammenhänge. Somit kann also ohne Rückgriff auf direkte Wetterbeobachtungen, aus den Angaben von DIN 4710 mit Hilfe des Witterungsmodells ein wirklichkeitsnahes, standortspezifisches Wetter angegeben werden.

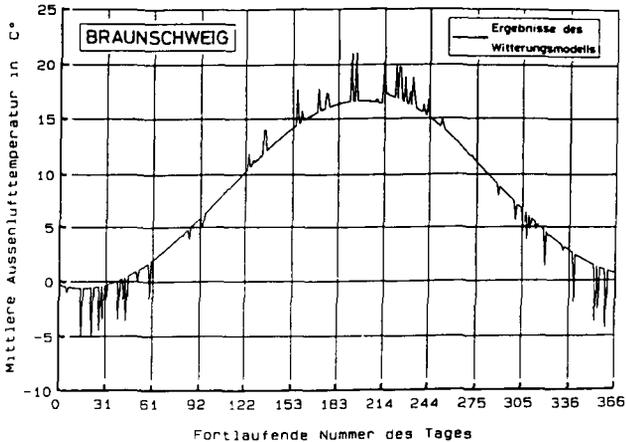


Bild 6.10: Jahresgang der mit dem Witterungsmodell bestimmten mittleren Außenlufttemperatur

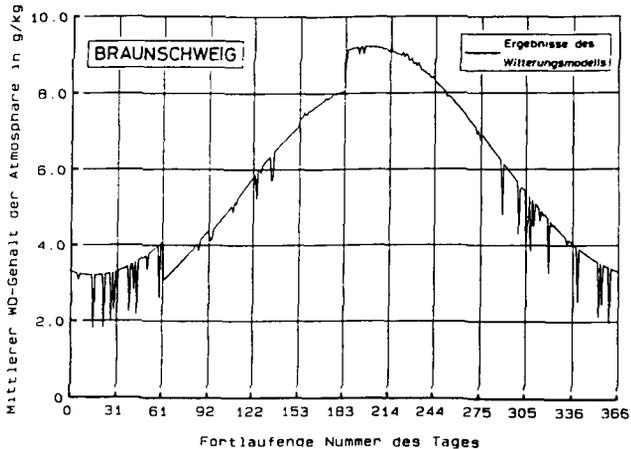


Bild 6.11: Jahresgang des mit dem Witterungsmodell bestimmten mittleren WD-Gehaltes der Atmosphäre

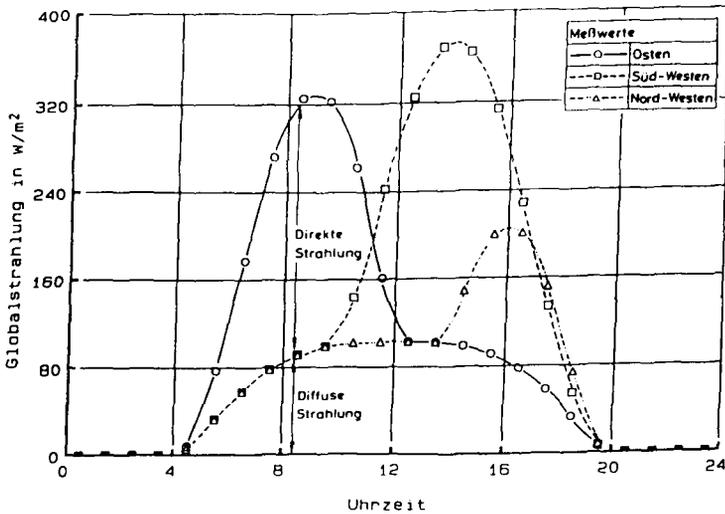


Bild 6.12: Tagesgang der mit dem Witterungsmodell für den 210. Tag eines Jahres in Abhängigkeit der Wandorientierung bestimmten Globalstrahlung des Standortes Braunschweig

## 6.9 Nutzen des Witterungsmodells

### 6.9.1 Tagesgang der relativen Feuchte der Aussenluft

Der unmittelbare Nutzen des Witterungsmodells besteht in der Ermittlung der relativen Feuchte der Aussenluft, deren Tagesgang in Bild 6.13 dargestellt ist. Außer der zu jeder Stunde im Jahresmittel vorhandenen relativen Feuchte sind deren kleinster und größter Wert sowie die um die Standardabweichung von den mittleren relativen Feuchten entfernten relativen Feuchten dargestellt.

Es ergibt sich ein an die Temperaturverhältnisse gebundener Verlauf. Da der Wasserdampfgehalt der Außenluft während des Tages nahezu konstant ist, verändert sich i.w. nur der jeweilige Sättigungsgehalt. Zu Zeiten niedriger Temperaturen (Morgenstunden) werden deshalb maximale Werte der relativen Feuchte erreicht, zu Zeiten höherer Temperatur (nachmittags) minimale Werte der relativen Feuchte. Wenn  $\varphi > 1,0$  wird, kann Taubildung unterstellt werden. Wie eine hier nicht dargestellte Auswertung zeigt, ist dies in den Monaten Februar, März, April sowie September bis November in der Zeit von ca. 3 bis 9

Uhr möglich. Insgesamt ist nach dem Witterungsmodell mit 145 Stunden Taubildung pro Jahr zu rechnen. Während des Tagesganges schwankt die mittlere relative Feuchte zwischen 66 und 91%. Der Mittelwert liegt bei 79%.

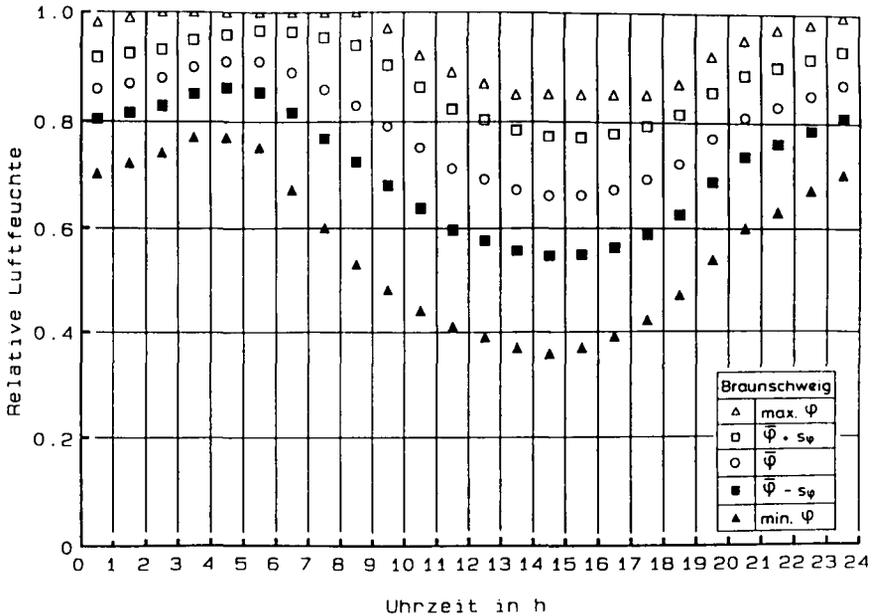


Bild 6.13: Tagesgang der relativen Feuchte der Außenluft (Jahresmittel und Streuung) des Standortes Braunschweig

### 6.9.2 Verteilungsfunktion der relativen Feuchte

Die Häufigkeitsdichte der mit dem Witterungsmodell ermittelten relativen Feuchte ist in Bild 6.14 dargestellt. Die relative Feuchte wurde dazu in Klassen der Breite  $\Delta\varphi = 0,02$  eingeteilt. Durch Aufsummierung dieser relativen Häufigkeiten erhält man die im Bild 6.15 dargestellte Verteilungsfunktion.

Die Verteilungsdichte weist, bedingt durch die Unterscheidung nach heiteren sowie bewölkten, bzw. trüben Tagen, zwei Maxima auf. Die getrennte Auswertung der relativen Feuchte heiterer sowie bewölkter bzw. trüber Tage ist nur mit großem Aufwand möglich. Es wird deshalb eine Näherung gesucht, mit der die

Verteilungsfunktion der relativen Feuchte wirklichkeitsnah und ohne Überschätzung beschrieben werden kann.

Als Näherungsverteilung wird eine Weibull-Verteilung der Größtwerte gewählt. Diese ist im Bereich von  $-\infty$  bis zu einem oberen Grenzwert  $x_0$  (hier:  $x_0 = \varphi_0 = 1,0$ ) definiert. Der Fehler, der dadurch entsteht, daß  $\varphi \geq 0$  sein muß, kann vernachlässigt werden, da sich für  $\varphi < 0$ , eine baupraktisch vernachlässigbar geringe Eintretenswahrscheinlichkeit ergibt. Die Verteilungsfunktion lautet:

$$F_{RF}(\varphi) = e^{-\lambda(\varphi_0 - \varphi)^k} \quad (6.25)$$

Die Verteilungsdichte ergibt sich zu:

$$f_{RF}(\varphi) = \lambda \cdot k \cdot (\varphi_0 - \varphi)^{k-1} \cdot e^{-\lambda(\varphi_0 - \varphi)^k} \quad (6.26)$$

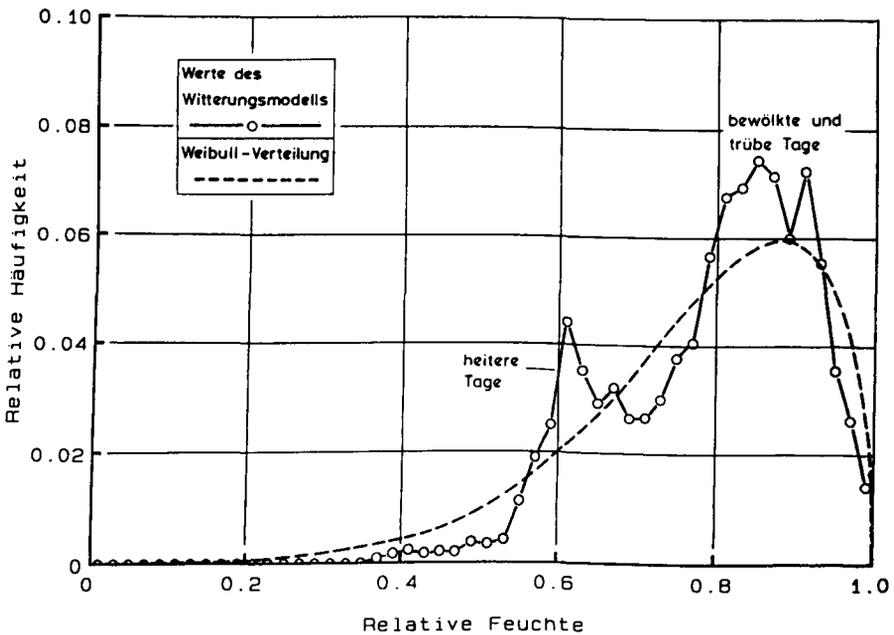


Bild 6.14: Verteilungsdichte der relativen Feuchte der Außenluft (Stundenmittel eines Jahres) des Standortes Braunschweig nach dem Witterungsmodell, einschließlich einer Annäherung durch eine Weibull-Verteilung

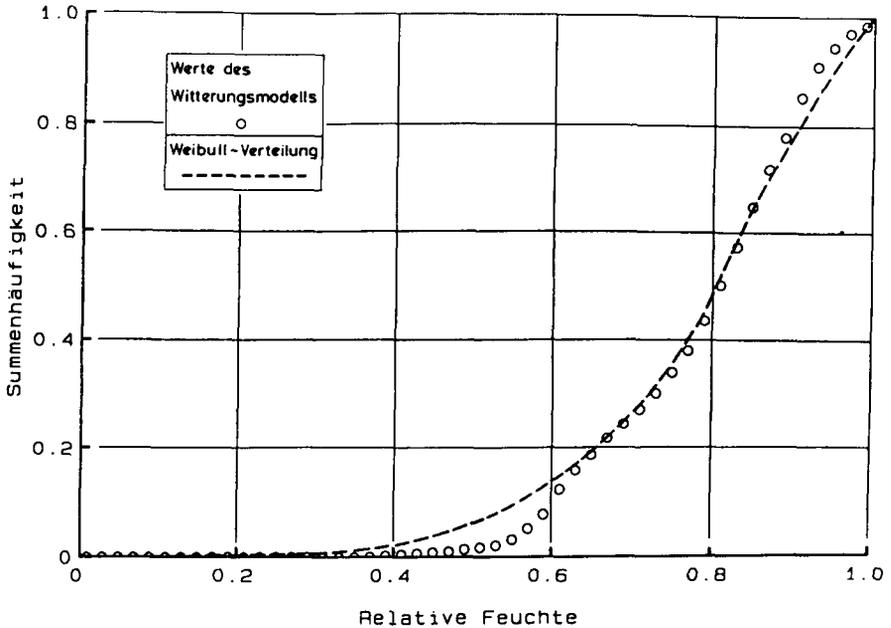


Bild 6.15: Verteilungsfunktion der Verteilungsdichte von Bild 6.14

mit:

$\lambda, k$ : Parameter der Verteilungs- und Dichtefunktion, für beide Werte sind nur positive Werte zulässig.

Für  $\lambda = 8,0$  und  $k = 1,5$  erhält man eine ausreichende Übereinstimmung zwischen der vorhandenen Summenhäufigkeit und der Annahme der Weibull-Verteilung (s. Bild 6.14 und 6.15). Mit 95% Aussagesicherheit bestätigt der Kolmogoroff-Smirnow-Anpassungstest die vorgeschlagene Weibull-Verteilung. Der Erwartungswert der Weibull-Verteilung der Größtwerte ergibt sich zu:

$$m_{\phi} = \phi_0 \cdot \lambda^{-1/k} \cdot \Gamma(1 + 1/k) \quad (6.27)$$

mit  $\Gamma$  als Gammafunktion. Für den Standort Braunschweig beträgt  $m_{\phi}$  nach dem Witterungsmodell 77,4%.

### 6.9.3 Berücksichtigung der Feuchtebedingungen im Ingenieurmodell der Karbonatisierung

Für Aussenbauteile im Freien unter Dach muß der Karbonatisierungsfortschritt während aktiver Perioden mit dem feuchteabhängigen Diffusionskoeffizienten bestimmt werden. Für diese Bauteile entspricht die oberflächennahe Betonfeuchte, ausgedrückt als relative Feuchte der Porenluft, näherungsweise der relativen Luftfeuchte. Der Karbonatisierungsfortschritt kann somit direkt über die relative Feuchte des Witterungsmodells berechnet werden. Wie Bild 6.16 zeigt, wird diese Annahme durch an verschiedenen Standorten gemessene Karbonatisierungstiefen verifiziert [50, 65, 89, 113, 119]. Die Tiefen  $x_c$  wurden mit Gl.(2.1) berechnet. Dabei wurde die Zeitabhängigkeit von  $D_0$  vernachlässigt. Auch hier sind die Fälle mit einem Hüttensandgehalt von mehr als 50% nicht berücksichtigt. In allen Fällen wurde für die relative Feuchte als konstanter Wert der Erwartungswert des Standortes Braunschweig eingesetzt. Auch dann beträgt die maximale Abweichung zwischen Messung und Vorhersage i.d.R. weniger als  $\pm 4$  mm (vergl. Abschn. 5.7).

### 6.10 Zusammenfassung

Für die den Karbonatisierungsfortschritt bestimmenden Witterungsgrößen und die  $\text{CO}_2$ -Konzentration der Atmosphäre wurde ein Witterungsmodell aufgestellt. Ausgehend von Angaben nach DIN 4710 kann damit das langjährige, mittlere Wetter in Form von Stundenmittelwerten der Temperatur, relativen Luftfeuchte und Sonneneinstrahlung sowie von Tagesmittelwerten für die Windrichtung und Windgeschwindigkeit beschrieben werden. Die meteorologische Unterscheidung von heiteren, bewölkten und trüben Tagen wird beibehalten. Mit Hilfe des Bewölkungsgrades erfolgt eine meteorologisch sinnvolle, nicht zufällige Zuordnung dieser Werte.

Das Witterungsmodell ist vorrangig für zwei Aufgaben erforderlich:

- Festlegung der Randbedingungen der nichtlinearen, instationären Berechnung des Austrocknungsverhaltens von karbonatisierten Betonoberflächen (Abschn. 7);
- Festlegung der Witterungsbedingungen der Karbonatisierung von Bauteilen im Freien unter Dach. Die mit dem Erwartungswert der relativen Luftfeuchte

des Witterungsmodells ermittelte Karbonatisierungstiefe wird durch Meßergebnisse verifiziert.

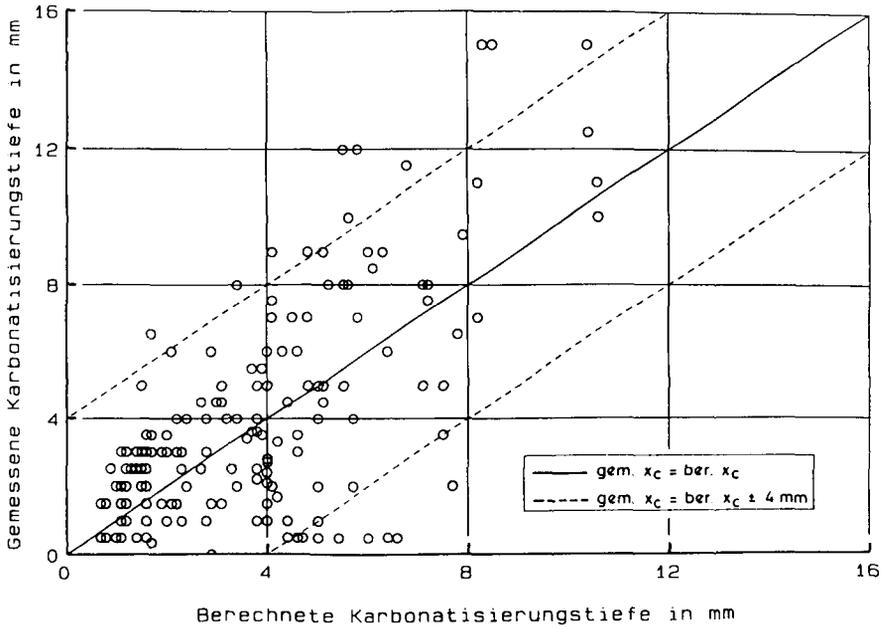


Bild 6.16: Vergleich gemessener und berechneter Karbonatisierungstiefen von Bauteilen im Freien unter Dach

## 7. INSTATIONÄRE, NICHTLINEARE BERECHNUNG DES WÄRME- UND FEUCHTEZUSTANDES OBERFLÄCHENNAHER ZONEN VON AUSSENBAUTEILEN - FEUCHTEMODELL

### 7.1 Ziel und Vorgehen

Das Rechenmodell des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransportes dient in erster Linie zur Berechnung der Austrocknungsdauer nach einer Schlagregendurchfeuchtung. Daneben ist es auch zur Festlegung des Zeitpunktes für die in-situ Dichtigkeitsmessungen erforderlich. Durch das Witterungsmodell ist bereits die standortspezifische Abbildung des Wetters gegeben. Es bildet die hygrisch-thermischen Randbedingung  $[\varphi(T(t)); T(t)]$  an der Betonoberfläche. Durch das im folgenden vorgestellte Feuchtemodell soll nachgewiesen werden, daß die Annahme stationärer Austrocknungsverhältnisse im Ingenieurmodell berechtigt ist, weil so die Karbonatisierungstiefe nicht unterschätzt wird.

Die Berechnung erfolgt auf der Grundlage des expliziten Differenzenverfahrens [62, 98]. Sie läßt sich vereinfachen, da sich am Ort  $i$  die Feuchte  $u$  sehr viel langsamer als die Temperatur  $T$  veränderten äußeren Bedingungen anpaßt. Für Zeitschritte  $\Delta t < 0,5$  h gilt, mit für baupraktische Belange ausreichender Genauigkeit,  $u_{i,t} \approx u_{i,t+\Delta t}$ . Für den Zeitschritt von  $t$  nach  $t+\Delta t$  wird die Feuchte  $u$  deshalb mit den Temperatur- und Feuchteverhältnissen des Zeitpunktes  $t$  berechnet. Die daran anschließende Temperaturberechnung erfolgt für den Mittelwert der Feuchten der Zeitpunkte  $t$  und  $t+\Delta t$ . Die den Berechnungen zugrundeliegenden Wärme- und Feuchtebilanzen werden unter Vernachlässigung der durch Karbonatisierungs- und Hydratationsfortschritte freiwerdenden bzw. verbrauchten Reaktionswärmen und Wassermengen aufgestellt. Hier nicht dargestellte Vergleichsrechnungen ergeben, daß der Einfluß der Verdampfungsenthalpie vernachlässigt werden kann. Für den jeweils betrachteten Berechnungszeitraum werden zeitliche Veränderungen der thermisch-hygrischen Eigenschaften infolge eventueller Hydratation oder Karbonatisierung nicht berücksichtigt. Die Kopplung beider Transportvorgänge wird über temperatur- und feuchteabhängige Materialkennwerte berücksichtigt. Für die feuchte-technischen Eigenschaften ist ihre Abhängigkeit vom Karbonatisierungsgrad zu beachten.

Auf eine ausführliche Erläuterung der physikalischen und mathematischen Berechnungsgrundlagen wird hier verzichtet. Sie können z.B. [5, 6, 32, 41, 48,

49, 52, 62, 98] entnommen werden. In den Unterabschnitten 7.2 und 7.3 erfolgt zunächst die Darstellung der Berechnungsgrundlagen der beiden Transportvorgänge sowie der Rand- und Übergangsbedingungen. Die für die Berechnung erforderlichen Materialkennwerte sind experimentell zu bestimmen. Im Abschn. 7.4 sind die diesbezüglichen Versuchsergebnisse, die an aus unterschiedlicher Tiefe entnommenen Proben der Wände I - VI sowie IX - X gewonnen wurden, dargestellt. Die eigentlichen Berechnungen zum Austrocknungsverhalten, zu den Feuchtezuständen während Niederschlagsperioden und zum frühesten Zeitpunkt der Dichtigkeitsmessung werden in den Abschnitten 7.5 bis 7.9 behandelt.

## 7.2 Berechnung des Temperaturfeldes

### 7.2.1 Diskretisierung

Das Bauteil der Dicke  $d$  wird parallel zu seinen Oberflächen in mehrere Streifen der Dicke  $\Delta x$  eingeteilt (s. Bild 7.1). Es werden nur einschichtige Bauteile mit eindimensionalem Temperaturverhalten behandelt. Eine Unterscheidung der wärmetechnischen Eigenschaften von karbonatisiertem und nicht karbonatisiertem Beton ist nicht erforderlich. Der Einfluß der Bewehrung wird vernachlässigt.

Die zeitliche Änderung der Enthalpie des Betonvolumens (einschließlich der Feuchte) einer Betonschicht am Ort  $i$  entspricht der Differenz der während des Zeitintervalls  $\Delta t$  zu- und abgeleiteten Wärmemengen, zu- bzw. abzüglich der Schmelzwärme beim Phasenübergang Wasser - Eis. Damit die Berechnung der Wärmebilanz bei Anwendung eines expliziten Differenzenverfahrens stabil ist, sind für  $\Delta t$  und  $\Delta x$  Grenzwerte einzuhalten. Diese ergeben sich aus folgender Stabilitätsbedingung: Während des Zeitraumes  $\Delta t$  muß die am Ort  $i$  verbleibende Differenz der Wärmeströme kleiner sein, als für einen vollständigen Temperaturengleich erforderlich wäre. Die Einhaltung dieser notwendigen Bedingung führt nur für  $\Delta x$  auf baupraktisch relevante Größen [62]. Für  $\Delta t$  ergibt sich:

$$\Delta t \leq \frac{\rho_b \cdot c_b}{2 \cdot \lambda_b} \cdot \Delta x^2 \quad (7.1)$$

(Erläuterung der Formelzeichen s. Gl.(7.2))

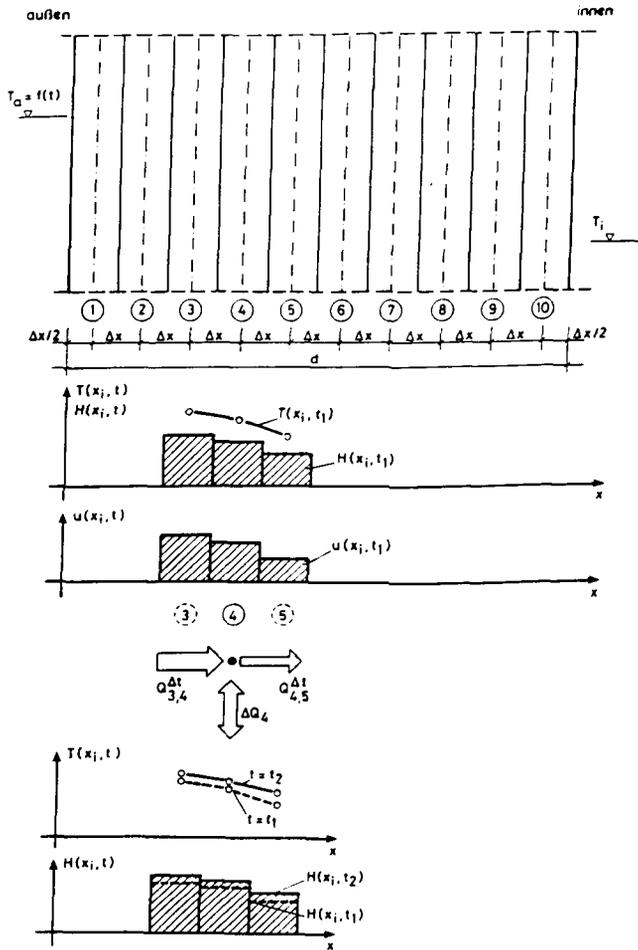


Bild 7.1: Prinzip der Temperaturberechnung

Je nach Wahl von  $\Delta x$  sind für  $\Delta t$  maximal 3 - 5 Minuten zulässig. Für längere Zeiträume führt dies auf nicht akzeptable Rechenzeiten. Um diese Beschränkung zu umgehen, wird nur die Ortsveränderlichkeit mittels finiter Differenzen ausgedrückt. Für die Zeit wird die Integration der Differentialgleichung des Wärmetransportes ausgeführt [41]. Durch diese Integration kann die angestrebte Größenordnung der Zeitschrittbreite von  $\Delta t = 0,5$  h der Rechnung zugrunde gelegt werden.

### 7.2.2 Element im Wandinneren

Betrachtet man zunächst von den  $n$  Wandelementen (s. Bild 7.1) ein Element aus dem Wandinneren ( $1 < i < n-1$ ), so ergibt sich mit  $\lambda_b = \text{const.}$  und  $\Delta x = \text{const.}$  und unter Vernachlässigung von Verdampfungs- bzw. Kondensationswärmen folgende Differentialgleichung (s. z.B. [49]):

$$\frac{\lambda_b}{\Delta x^2} (T_{i-1,t} - 2 \cdot T_{i,t} + T_{i+1,t}) = \frac{\partial}{\partial t} [(c_b \rho_b + u(c_w \rho_w \kappa + c_E \rho_E (1 - \kappa(T)))) T_{i,t} + r_s \rho_w u \Delta \kappa] \quad (7.2)$$

mit:

$\lambda_b$ : Wärmeleitfähigkeit des feuchten Betons in W/mK (W/mK = 3,6 kJ/mhK). Für die Stützstellen  $i-1$ ,  $i$  und  $i+1$  wird  $\lambda_{b,i}$  als konstant angenommen (keine mehrschichtigen Bauteile, Einfluß eventueller Eisbildung wird vernachlässigt)

$T_{i,j}$ : Temperatur in °C am Ort  $i$  zur Zeit  $j$

$c_b$ : Wärmekapazität des trockenen Betons ( $c_b = 1,05$  kJ/kgK)

$\rho_b$ : Rohdichte des trockenen Betons in kg/m<sup>3</sup>

$u$ : Volumenbezogener Feuchtegehalt, dimensionslos

$c_w$ : Wärmekapazität des Wassers,  $c_w = 4,19$  kJ/kgK

$\rho_w$ : Dichte des Wassers in kg/m<sup>3</sup> (hier temperaturunabhängig angenommen)

$c_E$ : Wärmekapazität des Eises,  $c_E = 1,886$  kJ/kgK

$\rho_E$ : Dichte des Eises in kg/m<sup>3</sup>,  $\rho_E = 920$  kg/m<sup>3</sup> (hier temperaturunabhängig angenommen)

$\kappa$ : Temperaturabhängiger Anteil des nicht gefrorenen Wassers an der Betonfeuchte. Es wird vereinfachend angenommen, daß der Gefriervorgang bei 0 °C beginnt, aber erst bei -30 °C vollständig abgeschlossen ist, und dazwischen ein linearer Zusammenhang zwischen dem nicht gefrorenen Wasseranteil und der Temperatur vorliegt:  $\kappa = 1 + k_x \cdot T$ , mit  $k_x = 1/30$  [1/°C].

$t$ : Zeit in h

$r_s$ : Schmelzwärme des Eises,  $r_s = 333$  kJ/kg

$\Delta \kappa$ : Veränderung des Eisanteils während  $\Delta t$ . Näherungsweise wird angenommen, daß gilt:  $\Delta \kappa = \kappa(T_{i,t+\Delta t}) - \kappa(T_{i,t}) \approx \kappa(T_{i,t}) - \kappa(T_{i,t-\Delta t})$ . Zur Berechnung von  $\Delta \kappa$  ist dann die noch unbekannte Temperatur  $T_{i,t+\Delta t}$  nicht erforderlich.

Durch Trennung der Variablen erhält man aus Gl.(7.2):

$$\partial t = \partial \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 \cdot T_{i,t}}{\epsilon_4 - 2 \cdot T_{i,t}} \quad (7.3)$$

mit:

$$\epsilon_1 = \frac{\Delta x^2 \cdot (c_b \cdot \rho_b + u \cdot c_w \cdot \rho_w)}{\lambda_b} \quad (7.4)$$

$$\epsilon_2 = \frac{\Delta x^2 \cdot r_s \cdot \rho_w \cdot u \cdot k_x}{\lambda_b} \quad (7.5)$$

$$\epsilon_3 = \frac{\Delta x^2 \cdot 2 \cdot u \cdot k_x \cdot (c_b \cdot \rho_b - c_E \cdot \rho_E)}{\lambda_b} \quad (7.6)$$

$$\epsilon_4 = T_{i-1,t} + T_{i+1,t} \quad (7.7)$$

$$k_x = 0 \text{ wenn } T \geq 0 \text{ } ^\circ\text{C, und} \quad (7.8)$$

$$k_x = 1/30 \text{ wenn } T < 0 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (7.9)$$

Betrachtet man für die Integration am Ort  $i$   $T_{i-1,t}$ ,  $T_{i+1,t}$  und  $T_{i,t-\Delta t}$  als konstant, so lautet die Lösung von Gl.(7.3):

$$T_{i,t+\Delta t} = (T_{i,t} - \epsilon_4/2) \cdot e^{-\frac{4 \cdot \Delta t + 2 \cdot \epsilon_2 \cdot (T_{i,t} - T_{i,t-\Delta t})}{2 \cdot \epsilon_1 + 2 \cdot \epsilon_2 + \epsilon_3 \cdot \epsilon_4}} + \epsilon_4/2 \quad (7.10)$$

Für  $T \geq 0 \text{ } ^\circ\text{C}$  vereinfacht sie sich zu:

$$T_{i,t+\Delta t} = (T_{i,t} - \epsilon_4/2) \cdot e^{-\frac{2 \cdot \Delta t}{\epsilon_1}} + \epsilon_4/2 \quad (7.11)$$

Dies ist identisch mit der Lösung nach [41], wobei hier  $\epsilon_1$  zusätzlich den Enthalpieanteil der Betonfeuchte enthält. Der Rechengang beginnt immer an der witterungsbeanspruchten Oberfläche. Dabei wird, wie in [41] empfohlen, bei der Berechnung von  $T_{i,t+\Delta t}$  für  $\epsilon_4$  die im unmittelbar vorausgehenden Rechenschritt ermittelte Temperatur  $T_{i-1,t+\Delta t}$  benutzt.

### 7.2.3 Randbedingungen

Die Temperatur- und Feuchteverhältnisse im unmittelbar von der Witterung beeinflussten Beton der Betondeckung sowie die Erfassung der standortspezifischen Witterungsbedingungen erfordern komplexe Randbedingungen. Besondere Aufmerksamkeit gilt dabei der Berücksichtigung des temperatur- und strahlungsbedingten Austrocknungsverhaltens (Thermodiffusion). Zur Erfassung der Randbedingungen wird ein Hilfspunkt außerhalb der eigentlichen Bauteildicke eingeführt [62, 98].

#### 7.2.3.1 Nicht witterungsbeanspruchte Wandoberfläche

Für die nicht witterungsbeanspruchte innere Oberfläche  $x_1$  wird angenommen, daß die Oberflächentemperatur identisch ist mit der Temperatur des angrenzenden Mediums (Luft oder Boden). Die Umgebungstemperatur folgt der Temperatur der inneren Wandoberfläche:

$$\left[ \frac{dT_{i,t}}{dx} \right]_{x_1} = 0 \quad (7.12)$$

Dadurch läuft das Temperaturprofil mit einer horizontalen Tangente an der inneren Oberfläche aus. Mit dieser Näherung kann die Berechnung unabhängig von den jeweiligen Umgebungsbedingungen der Innenseite durchgeführt werden. Zur Vermeidung grober Irrtümer werden zusätzlich nutzungsbedingte maximale bzw. minimale Temperaturen festgelegt, die nicht über- bzw. unterschritten werden.

#### 7.2.3.2 Witterungsbeanspruchte Wandoberfläche

Beim Wärmeübergang auf der Wandaußenseite sind folgende Anteile zu berücksichtigen [20, 62]:

$$\text{- Konvektiver Wärmeübergang: } q_k = \alpha_k \cdot (T_o - T_A) \cdot \Delta t \quad (7.13)$$

mit:

$q_k$ : Wärmestrom infolge Konvektion in  $\text{kJ/m}^2$

$\alpha_k = \alpha_o + \alpha_w \cdot v_w$  (Wärmeübergangskoeffizient nach [20]) in  $\text{W/m}^2\text{K}$

$\alpha_o = 6,4 - 8,7 \text{ W/m}^2\text{K}$

$\alpha_w = 4,1 \text{ W/m}^2\text{K}$

$v_w$ : Windgeschwindigkeit in m/s je nach Witterung

$T_o$ : Temperatur der äußeren Wandoberfläche in °C

$T_A$ : Außenlufttemperatur in °C

$$\text{- Absorption der Globalstrahlung: } q_s = a \cdot I_{G\eta} \cdot \Delta t \quad (7.14)$$

mit:

$q_s$ : Wärmemenge infolge absorbiertes Strahlung [kJ/m<sup>2</sup>]

$a$ : Absorptionskoeffizient, für Beton gilt nach [20]  $a = 0,9$

$I_{G\eta}$ : Auf die Bauteiloberfläche auftreffende Globalstrahlung in W/m<sup>2</sup>

- Langwelliger Strahlungsaustausch mit der Umgebung (drei Anteile):

$$\text{a) Wärmeabstrahlung der Oberfläche: } q_{a,1} = \epsilon \cdot C_s \cdot ((T_o + 273)/100)^4 \cdot \Delta t \quad (7.15)$$

mit:

$q_{a,1}$ : Infolge langwelliger Wärmestrahlung von der Betonoberfläche an die Umgebung abgestrahlte Wärmemenge [kJ/m<sup>2</sup>]

$\epsilon$ : Emissionsgrad der Bauteiloberfläche (Kirchhoff'sches Gesetz:  $\epsilon = a = 0,9$ )

$C_s$ : Strahlungskonstante des "schwarzen Körpers",  $C_s = 5,67 \text{ W/m}^2\text{K}^4$

b) Wärmestrahlung infolge atmosphärischer Gegenstrahlung (vertikale Wände)

$$q_{g,at} = 0,5 \cdot f_a \cdot \epsilon \cdot \epsilon_a \cdot C_s \cdot \frac{(T_A + 273)^4}{100^4} \cdot \Delta t \quad (7.16)$$

mit:

$q_{g,at}$ : Infolge langwelliger Wärmestrahlung an die Betonoberfläche aus der Atmosphäre abgegebene Wärmemenge [kJ/m<sup>2</sup>]

$\epsilon_a$ : Vom WD-Gehalt abhängiger Emissionsgrad der Atmosphäre; für mitteleuropäische Verhältnisse gilt nach [66]:  $\epsilon_a = 0,74$

$f_a$ : Anteil des unverbauten Himmels, aus dem das Bauteil Gegenstrahlung erhält;  $f_a$  ist somit zur Beschreibung mikroklimatischer Besonderheiten erforderlich.

c) Von Boden, Bewuchs und Nachbarbebauung reflektierte Gegenstrahlung

$$q_{g,b1} = 0,5 \cdot (1 - f_a) \cdot \epsilon_b \cdot C_s \cdot \frac{(T_b + 273)^4}{100^4} \cdot \Delta t \quad (7.17)$$

mit:

$q_{g,b1}$ : Infolge langwelliger Wärmestrahlung des Bodens und der Bebauung an die Betonoberfläche abgegebene Wärmemenge [kJ/m<sup>2</sup>]

$\epsilon_b$ : Emissionsgrad von Boden und Bebauung; vereinfachend gilt  $\epsilon_b = \epsilon$

$T_b$ : Oberflächentemperatur von Boden und Bebauung; vereinfachend gilt:  $T_b = T_o$

### - Wärmeleitung

Vom Bauteilinneren an die Oberfläche bzw. von der Oberfläche ins Bauteilinnere wird folgende Wärmemenge weitergeleitet:

$$q_1 = -\lambda_b \cdot \frac{T_1 - T_o}{\Delta x/2} \cdot \Delta t \quad (7.18)$$

mit:

$q_1$ : Infolge Wärmeleitung von der Oberfläche ins Bauteilinnere transportierte Wärmemenge [kJ/m<sup>2</sup>]

$T_1$ : Temperatur in der Mitte von Schicht I

Mit diesen Einzelanteilen lautet die Wärmebilanz an der Bauteiloberfläche:

$$q_s + q_{g,a1} + q_{g,b1} - q_k - q_{a1} = q_1 \quad (7.19)$$

Aus Gl.(7.19) erhält man mit den Gl.(7.13) - Gl.(7.18):

$$-(\alpha_k + \alpha_s \cdot 0,5 \cdot (1+f_a)) \cdot (T_o - T_u) = q_1 \quad (7.20)$$

mit  $T_u$  als der fiktiven Außenlufttemperatur, für die gilt:

$$T_u = T_A + \frac{\epsilon}{\alpha_k + \alpha_s \cdot 0,5 \cdot (1+f_a)} \cdot (I_{G\eta} - 0,5 \cdot C_s \cdot (1+f_a - \epsilon_a \cdot f_a)) \cdot \frac{(T_A + 273)^4}{100^4} \quad (7.21)$$

mit:

$\alpha_s$ : Wärmeübergangswert infolge Strahlung

$$\alpha_s = \epsilon \cdot C_s \cdot \frac{(T_o + 273)^4 - (T_A + 273)^4}{100^4 \cdot (T_o - T_A)} \quad (7.22)$$

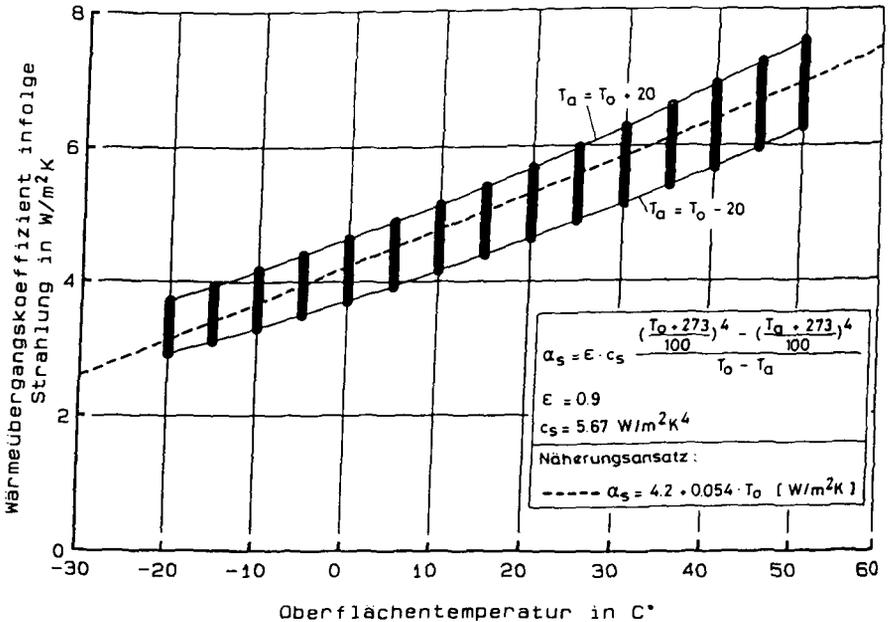


Bild 7.2: Näherungsansatz für den Wärmeübergangswert infolge Strahlung

Wie Bild 7.2 zeigt, ist der Wärmeübergangswert  $\alpha_s$  für den hier interessierenden Temperaturbereich i.w. nur von  $T_o$  abhängig. Dies wird über folgenden Näherungsansatz berücksichtigt:

$$\alpha_s = 4,2 + 0,054 \cdot T_o \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (7.23)$$

In [24] wird zur Berechnung der fiktiven Außenlufttemperatur ein Näherungsansatz gewählt. Demnach vereinfacht sich die Gl.(7.21) zu:

$$T_u = T_A + \frac{\epsilon}{\alpha_k + \alpha_s \cdot 0,5 \cdot (1 + f_a)} \cdot I_{G\eta} - K_{T_u} \quad (7.21a)$$

mit:

$K_{T_u} = 0$ , in Zeiten, in denen Globalstrahlung vorhanden ist,

$K_{T_u} = 3^\circ\text{C}$ , für vertikale Flächen in Zeiten fehlender Globalstrahlung und

$K_{T_u} = 5^\circ\text{C}$  für horizontale Flächen in Zeiten fehlender Globalstrahlung.

Die Einführung des Hilfspunktes I einer fiktiven Betonschicht der Dicke  $\Delta x$  vor der eigentlichen Bauteildicke ist erforderlich, um die Gl.(7.10) zur Berechnung von  $T_{1,t+\Delta t}$  für  $i = 1$  (äußere Randschicht) anwenden zu können (Bild 7.3). Zusätzlich sind zur Berechnung der Temperatur des Hilfspunktes  $T_{1,t+\Delta t}$  und der Oberflächentemperatur  $T_{o,t+\Delta t}$  die beiden folgenden Bedingungen erforderlich:

- Gleicher Wärmestrom vom Hilfspunkt I zur Betonoberfläche wie von der Betonoberfläche zur Stützstelle I (kein Knick im Temperaturprofil an der Oberfläche)
- Berücksichtigung der Wärmeübergangsbedingungen nach Gl.(7.20).

Sie ergeben sich zu:

$$T_{1,t+\Delta t} = \frac{1 - Bi_t^*}{1 + Bi_t^*} \cdot T_{1,t} + \frac{2 \cdot Bi_t^*}{1 + Bi_t^*} \cdot T_{u,t+\Delta t} \quad (7.24)$$

$$T_{o,t+\Delta t} = 0,5 \cdot (T_{1,t+\Delta t} + T_{1,t}) \quad (7.25)$$

mit der Biot-Zahl:

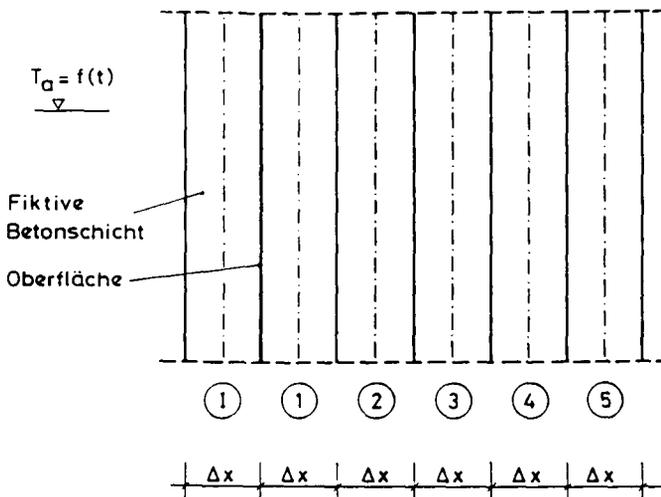


Bild 7.3: Anordnung eines fiktiven Hilfspunktes vor der eigentlichen Betonoberfläche zur Erfassung des Wärmeübergangs bei der Temperaturfeldberechnung

$$Bi_t^* = \frac{(\alpha_{K,t} + \alpha_{s,t} \cdot 0,5 \cdot (1+f_d)) \cdot \Delta x}{2 \cdot \lambda_b} \quad (7.26)$$

Für die Berechnung von  $T_{u,t+\Delta t}$  benötigt man die unbekannte Oberflächentemperatur  $T_{o,t+\Delta t}$ , die nach Gl.(7.23) in die Berechnung von  $\alpha_s$  eingeht. Näherungsweise wird  $T_{u,t+\Delta t}$  hier jedoch mit  $T_{o,t}$  berechnet. Diese Näherung trifft um so besser zu, je kleiner  $\Delta t$  gewählt wird. Um durch dieses Vorgehen grobe Fehler zu vermeiden, wird bei einer Differenz zwischen  $T_{o,t}$  und  $T_{o,t+\Delta t}$  von mehr als 2 °C ein Iterationsschritt mit dem Mittelwert von  $T_{o,t}$  und  $T_{o,t+\Delta t}$  ausgeführt.

### 7.3 Berechnung des Feuchtefeldes

#### 7.3.1 Diskretisierung

Die Berechnung des Feuchtegehalts erfolgt ebenfalls mit dem expliziten Differenzenverfahren. Dabei ist zwischen den Transportarten WD-Diffusion im hygroskopischen Feuchtebereich und dem kapillaren Wassertransport im überhygroskopischen Feuchtebereich zu unterscheiden. Auf die Überlagerung beider Transportarten in einem zu definierenden Übergangsbereich von hygroskopischer zu überhygroskopischer Feuchte wird verzichtet. Durch Fallunterscheidungen (s. Abschn. 7.3.2.4) wird der jeweils maßgebende Transportvorgang erfaßt.

Der Transportkoeffizient  $D_{wD,\varphi}$  der WD-Diffusion sowie jener des Kapillartransportes  $D_K$  wird experimentell bestimmt. Der Thermodiffusionskoeffizient  $D_{wD,T}$  kann auf  $D_{wD,\varphi}$  zurückgeführt werden (s. Abschn. 7.3.2.3). Die Transportkoeffizienten sind streuende Materialeigenschaften, deren Temperatur- und Feuchteabhängigkeit berücksichtigt werden. Die Berechnung des Feuchtehaushaltes wird somit zum nichtlinearen Problem. Die verwendeten Ansätze gehen auf [5, 6, 36, 49, 52] zurück. Sie sind zusammen mit den Ergebnissen zur experimentellen Bestimmung der Transportkoeffizienten Abschn. 7.4 zu entnehmen. Zur analytischen Beschreibung der Sorptionsisotherme wird ein Ansatz von [3] benutzt (s. Abschn. 7.3.2.4).

Außerdem ist der Einfluß der Karbonatisierung auf die feuchtetechnischen Beteigenschaften zu berücksichtigen (Abschn. 7.3.4). Für die Randbedingungen werden die Zeiten mit und ohne Schlagregenbeanspruchung, jeweils unter Vernachlässigung des Feuchteübergangswiderstandes, unterschieden (s. Abschn.

7.3.3). Die Übergangsbedingungen an der Karbonatisierungstiefe werden im Abschn. 7.3.4 formuliert.

Die Lösung der Differenzengleichung ist für Zeitschritte von  $\Delta t < 0,5$  h stabil, so daß eine Integration der Differentialgleichung der Feuchtetransporte über die Zeit hier nicht erforderlich ist.

## 7.3.2 Element im Wandinneren

### 7.3.2.1 Feuchtebilanz

Die zeitliche Änderung des Feuchtegehaltes  $\Delta u$  einer Baustoffschicht der Dicke  $\Delta x$  während des Zeitraumes  $\Delta t$  ist gleich der infolge Dampfdiffusion  $\Delta m_D$ , Thermosdiffusion  $\Delta m_T$  und Kapillarleitung  $\Delta m_K$  zu- und abgeleiteten Wasserdampf- bzw. Wassermengen. Unter Vernachlässigung der in der Porenluft gespeicherten Wasserdampfmenge gilt (Bild 7.4):

$$\rho_w \cdot \Delta u \cdot \Delta x = \Delta m_D + \Delta m_T + \Delta m_K \quad [\text{kg/m}^2] \quad (7.27)$$

### 7.3.2.2 Berechnung der Transportströme

Die Transportanteile der Dampf- und Thermosdiffusion ergeben sich nach dem ersten Fick'schen Gesetz:

$$dm_{\text{Diff}}/dt = D_{\text{WD}}(\varphi, T) \cdot dc/dx, \quad (7.28)$$

$$\text{mit } c = \varphi \cdot c_s \quad (7.29)$$

zu:

$$dm_{\text{Diff}}/dt = D_{\text{WD}}(\varphi, T) \cdot (c_s \cdot d\varphi/dx + \varphi \cdot (dc_s/dT) \cdot dT/dx) \quad (7.30)$$

(Erklärung der Formelzeichen s.u.)

Der erste Summand stellt den Anteil der Dampfdiffusion infolge des WD-Konzentrationsgefälles dar. Der zweite Summand ist der Anteil an der WD-Diffusion infolge eines Temperaturgefälles (Thermosdiffusion, da  $c_s$  temperaturabhängig

ist, entsteht auch bei gleicher relativer Feuchte, aber unterschiedliche, Temperatur, ein WD-Konzentrationsgefälle.).

Ersetzt man die Differentiale durch Differenzenausdrücke, so erhält man für die drei Teilströme der Gl.(7.27) [49]:

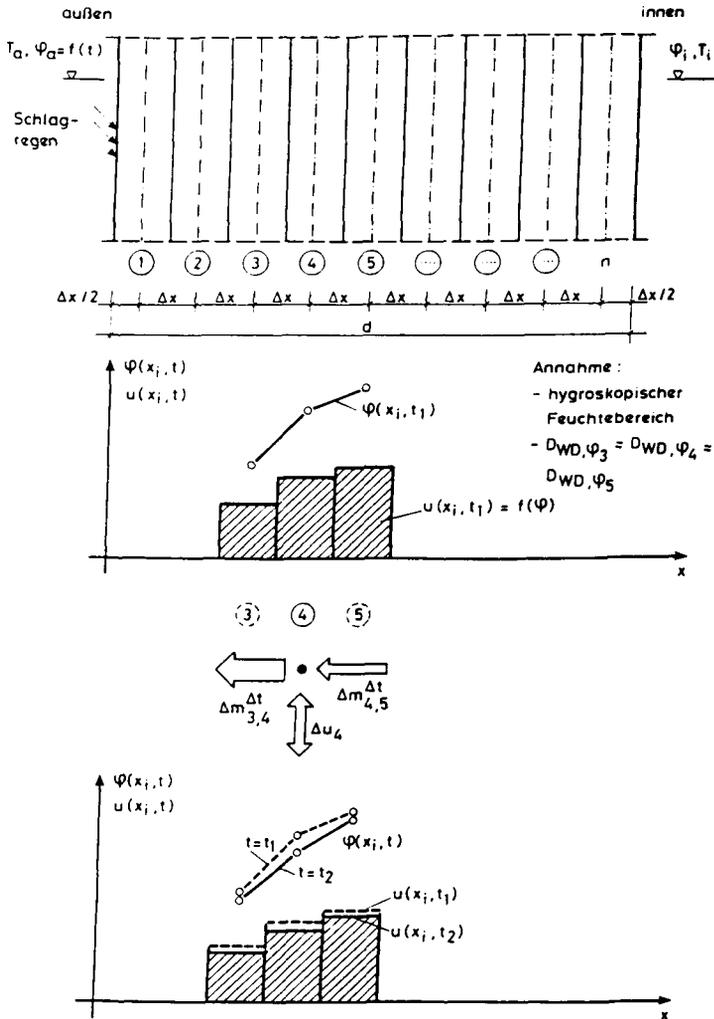


Bild 7.4: Prinzip der Feuchteberechnung

$$- \Delta m_D = D_{wD,\varphi} \cdot \Delta t \cdot c_s \cdot \Delta\varphi / \Delta x \quad [\text{kg}/\text{m}^2] \quad (7.31)$$

mit:

$\Delta m_D$ : Diffundierende WD-Menge infolge eines WD-Konzentrationsgefälles

$D_{wD,\varphi}$ : Feuchte- und temperaturabhängiger WD-Diffusionskoeffizient in  $\text{m}^2/\text{h}$

$\Delta\varphi$ : Unterschied der relativen Feuchte zweier um  $\Delta x$  voneinander entfernter Stützstellen

$c_s$ : Temperaturabhängiger Sättigungsdampfgehalt der Luft in  $\text{kg}/\text{m}^3$

$$- \Delta m_T = D_{wD,T} \cdot \Delta t \cdot \rho_w \cdot \Delta T / \Delta x \quad [\text{kg}/\text{m}^2] \quad (7.32)$$

mit:

$\Delta m_T$ : Diffundierende WD-Menge infolge eines Temperaturgefälles

$D_{wD,T}$ : Feuchte- und temperaturabhängiger Thermodiffusionskoeffizient in  $\text{kg}/(\text{hmK})$ :  $D_{wD,T} \approx D_{wD,\varphi} \cdot \varphi \cdot dc_s/dT$ . (7.33)

$\Delta T$ : Temperaturunterschied zweier um  $\Delta x$  voneinander entfernter Stützstellen in K

$$- \Delta m_K = D_K \cdot \Delta t \cdot \rho_w \cdot \Delta u / \Delta x \quad [\text{kg}/\text{m}^2] \quad (7.34)$$

mit:

$\Delta m_K$ : Kapillar transportierte Wassermenge infolge eines Feuchtegehaltsgradienten im überhygroskopischen Feuchtebereich

$D_K$ : Feuchte- und temperaturabhängiger Feuchteleitkoeffizient in  $\text{m}^2/\text{h}$

$\Delta u$ : Feuchtegehaltsunterschied ( $u$  dimensionslos) zwischen zwei um  $\Delta x$  voneinander entfernter Stützstellen

### 7.3.2.3 Theoretische Ermittlung des Thermodiffusionskoeffizienten $D_{wD,T}$

Die Ableitung der WD-Sättigungskonzentration  $c_s$  nach der Temperatur ergibt sich mit dem Näherungsansatz nach Abschn. 6.5.3 zu:

$$\frac{dc_s}{dT} = c_s \cdot \frac{C_2 \cdot C_3 \cdot (T + 273) - (C_3 + T)^2}{(C_3 + T)^2 \cdot (T + 273)} \quad (7.35)$$

Mit der Abkürzung:

$$k_{rv} = \varphi \cdot \frac{dc_s}{dT} = c_s \cdot \varphi \cdot \frac{C_2 \cdot C_3 \cdot (T + 273) - (C_3 + T)^2}{(C_3 + T)^2 \cdot (T + 273)} \quad [\text{kg}/(\text{m}^3 \text{ K})] \quad (7.36)$$

erhält man für den Thermodiffusionskoeffizienten nach Gl.(7.33):

$$D_{wD,T} = D_{wD,\varphi} \cdot k_{rv} \quad (7.37)$$

#### 7.3.2.4 Vereinfachung der Bilanzgleichung der Feuchte bei gemeinsamen WD- und kapillarem Wassertransport

Für die Berechnung der Feuchte  $u_{i,t+\Delta t}$  ist die Kenntnis der zum Zeitpunkt  $t$  in den Stützstellen  $i-1$ ,  $i$  und  $i+1$  vorliegenden Feuchtegehalte und Temperaturverhältnisse erforderlich. Hinsichtlich der Feuchte sind hygroskopische und überhygroskopische Feuchtegehalte, hinsichtlich der Temperatur die Verhältnisse bei Eisbildung zu berücksichtigen. Dazu wird eine Fallunterscheidung eingeführt, die die möglichen Kombinationen von hygroskopischer und überhygroskopischer Feuchte in den drei zu erfassenden Stützstellen berücksichtigt. Gesondert durch je eigene Feuchtebilanzen zu erfassen sind die folgenden vier Fälle:

- a)  $u_{i-1,t}$ ,  $u_{i,t}$  und  $u_{i+1,t}$  sind hygroskopische Feuchtegehalte
- b)  $u_{i-1,t}$ ,  $u_{i,t}$  und  $u_{i+1,t}$  sind überhygroskopische Feuchtegehalte
- c)  $u_{i-1,t}$  ist ein überhygroskopischer Feuchtegehalt, und  $u_{i,t}$  sowie  $u_{i+1,t}$  sind hygroskopische Feuchtegehalte (Durchfeuchtung)
- d)  $u_{i-1,t}$  und  $u_{i,t}$  sind hygroskopische Feuchtegehalte, und nur  $u_{i+1,t}$  ist ein überhygroskopischer Feuchtegehalt (Austrocknung)

Weitere Kombinationsmöglichkeiten von hygroskopischer und überhygroskopischer Feuchte werden vereinfachend den Fall b) zugerechnet.

Bei der Aufstellung der Feuchtebilanzen werden folgende Vereinfachungen berücksichtigt: Liegen in den drei Stützstellen zum Zeitpunkt  $t$  nur hygroskopische Feuchten vor (Fall a)), so sind nur Feuchteströme infolge Diffusion zu berücksichtigen. Im Fall, daß in allen drei Stützstellen überhygroskopische Feuchten vorliegen (Fall b)), wird  $\Delta\varphi = 0$ . Außerdem sind dann nach Angaben von [49] die Feuchteströme infolge Thermodiffusion gegenüber denen der Kapillarleitung vernachlässigbar.

In den Fällen c) und d) wird für den Feuchtetransport aus den Schichten mit überhygroskopischer Feuchte in die mit hygroskopischer Feuchte ebenfalls nur der Transportanteil infolge Kapillarleitung unter Vernachlässigung der Diffusionsanteile betrachtet.

Im einzelnen bedeutet dies:

- im Fall a)

Mit den Gl.(7.31), (7.32) und (7.37) ergibt sich aus Gl.(7.27) durch Multiplikation mit  $d\varphi/du$  (Kehrwert der Steigung der Sorptionsisotherme):

$$\varphi_{i,t+\Delta t} = \varphi_{i,t} + \frac{D_{wD,u} \cdot \Delta t}{\Delta x^2} (c_{s,i-1} \varphi_{i-1} - 2c_{s,i} \varphi_i + c_{s,i+1} \varphi_{i+1} + k_{rv,i-1} T_{i-1} - 2k_{rv,i} T_i + k_{rv,i+1} T_{i+1})_t \quad (7.38)$$

$$\text{mit: } D_{wD,u} = D_{wD,\varphi} \cdot (1/\rho_w) \cdot (d\varphi/du). \quad (7.39)$$

Unter Vernachlässigung der Temperaturabhängigkeit der Gleichgewichtsfeuchte [49] wird für die Sorptionsisotherme folgende rechnerische Annäherung berücksichtigt [3]:

$$u(\varphi, T) = [(a/100) + (b/100) \cdot \ln(-\ln(\varphi))] \quad (7.40)$$

wobei a und b als Regressionskoeffizienten (Abschn. 7.4) aus entsprechenden Meßergebnissen zu bestimmen sind. Der Kehrwert der Steigung der Sorptionsisotherme ergibt sich dann zu:

$$\frac{d\varphi}{du} = \frac{100 \cdot \varphi \cdot \ln(\varphi)}{b} \quad (7.41)$$

Für  $D_{wD,u}$  erhält man:

$$D_{wD,u} = D_{wD,\varphi} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{100 \cdot \varphi \cdot \ln(\varphi)}{b} \quad (7.42)$$

Vereinfachend wird für diese Berechnungen die Desorptionsisotherme zugrunde gelegt. Hysteresiserscheinungen zwischen Adsorption und Desorption werden nicht berücksichtigt.

- im Fall b):

In analogen Vorgehen wie im Fall a) erhält man die unbekannte Feuchte  $u_{i,t+\Delta t}$  zu:

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t} + \frac{D_K \cdot \Delta t}{\Delta x^2} \cdot (u_{i-1,t} - 2u_{i,t} + u_{i+1,t}) \quad (7.43)$$

Auch  $u_{i,t+\Delta t}$  ist wiederum eine überhygroskopische Feuchte, so daß  $\varphi_{i,t+\Delta t} = 1$  bleibt.

- im Fall c):

Zu berücksichtigen ist zwischen den Stützstellen  $i-1$  und  $i$  ein kapillarer und zwischen  $i$  und  $i+1$  ein diffusionsbedingter Transportstrom. Man erhält:

$$\varphi_{i,t+\Delta t} = \varphi_{i,t} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \cdot (D_K(1-\varphi_{i,t}) - D_{wD,\varphi} \frac{d\varphi}{du\rho_w} (c_{s,i}\varphi_i - c_{s,i+1}\varphi_{i+1} + k_{rv,i}T_i - k_{rv,i+1}T_{i+1}))_t \quad (7.44)$$

da  $\varphi_{i-1,t} = 1$  (überhygroskopische Feuchte).

Ist  $\varphi_{i,t+\Delta t} < 1,0$ , so kann der zugehörige Feuchtegehalt  $u_{i,t+\Delta t}$  aus der Sorptionsisotherme durch Einsetzen von  $\varphi_{i,t+\Delta t}$  ermittelt werden. Ist dagegen  $\varphi_{i,t+\Delta t} > 1,0$ , so hat am Ort  $i$  ein Wechsel von hygroskopischer zu überhygroskopischer Feuchte stattgefunden. In diesem Fall wird vereinfachend  $\varphi_{i,t+\Delta t} = 1$  gesetzt und der zugehörige Feuchtegehalt unter Vernachlässigung der Diffusionsströme von Gl.(7.44) berechnet:

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \cdot D_K \cdot (u_{i-1,t} - 2 \cdot u_{i,t} + u_{i+1,t}) \quad (7.45)$$

- im Fall d):

Analog zu Fall c) ergibt sich:

$$\varphi_{i,t+\Delta t} = \varphi_{i,t} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} (D_K(1-\varphi_{i,t}) + D_{wD,\varphi} \frac{d\varphi}{du\rho_w} (c_{s,i-1}\varphi_{i-1} - c_{s,i}\varphi_i + k_{rv,i-1}T_{i-1} - k_{rv,i}T_i))_t \quad (7.46)$$

da  $\varphi_{i+1,t} = 1$  (überhygroskopische Feuchte). Auch hier ist wieder für den Fall eines Wechsels der hygroskopischen Feuchte zum Zeitpunkt  $t$  auf eine überhygroskopische Feuchte zum Zeitpunkt  $t+\Delta t$  die unter Fall c) eingeführte Vereinfachung zulässig:

$$u_{i,t+\Delta t} = u_{i,t} + \frac{\Delta t}{\Delta x^2} \cdot D_K \cdot (u_{i+1,t} - 2 \cdot u_{i,t} + u_{i-1,t}) \quad (7.47)$$

### 7.3.2.5 Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit der Transportkoeffizienten und des Einflusses der Eisbildung

Für die Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit des WD-Diffusionskoeffizienten im Beton wird vereinfachend die Temperaturabhängigkeit des WD-Diffusionskoeffizienten in Luft  $D_{wD,L}$  übernommen. Für  $D_{wD,L}$  gilt nach [94] folgende Abhängigkeit:

$$D_{wD,L} = D_{wD,L}(T=20^\circ\text{C}) \cdot \left( \frac{T + 273}{293} \right)^{1.81} = D_{wD,L} \cdot f_{wD}(T) \quad (7.48)$$

Für den kapillaren Transportstrom ergibt sich die Temperaturabhängigkeit aus der Temperaturabhängigkeit der Oberflächenspannung  $\sigma$  und dyn. Viskosität  $\eta$  des Wassers. Mit dem Faktor  $(\sigma(20) \cdot \eta(20)) / (\sigma(T) \cdot \eta(T))$  läßt sich  $D_K$  für die jeweils maßgebende Temperatur ermitteln (näheres s. Abschn. 7.4). Der Einfluß der Eisbildung wird folgendermaßen berücksichtigt:

- Die Sorptionsisotherme wird ohne Korrektur der Dichte- bzw. Volumenänderung gefrierenden Wassers berechnet.
- Die Kapillarleitung soll auch für  $T < 0^\circ\text{C}$  erst dann einsetzen, wenn  $u > u(\varphi=100\%)$  ist. Diese Annahme wird unabhängig vom Eisanteil an der Betonfeuchte berücksichtigt.
- Die Größe von  $D_K$  nimmt zusätzlich zu dem bereits berücksichtigten Temperatureinfluß linear mit zunehmendem Eisanteil ab. Da hierzu keine Versuchsergebnisse bekannt sind, wird vereinfachend von der in Abschn. 7.2.2 eingeführten Größe  $\kappa$  ausgegangen:

$$D_K(T < 0^\circ\text{C}) = D_K \cdot (\sigma(20) \cdot \eta(20)) / (\sigma(T=0) \cdot \eta(T=0)) \cdot (1 - \kappa \cdot T). \quad (7.49)$$

### 7.3.3 Randbedingungen der witterungsbeanspruchten Oberfläche

Für die witterungsbeanspruchte Oberfläche sind die Zeiten mit und ohne Schlagregen zu unterscheiden. Einheitlich wird hier der WD-Gehalt der Porenluft der inneren Wandoberfläche identisch mit dem der Umgebung angenommen.

### 7.3.3.1 Zeiten ohne Schlagregen

Auf die Berücksichtigung eines Feuchteübergangswiderstandes kann verzichtet werden [85]. Die relative Feuchte in der Porenluft der äußeren Wandoberfläche ergibt sich aus dem WD-Gehalt der Umgebung (entsprechend der Witterungslage) und der Temperatur der Bauteiloberfläche. Da aber i.d.R.  $T_a$  und  $T_o$  unterschiedlich groß sind, liegen auch unterschiedliche relative Feuchten vor. Für die Porenluft der Bauteiloberfläche gilt dann (Abschn. 6.5.3):

$$\psi_{o,t+\Delta t} = \frac{p \cdot x_{A,t+\Delta t}}{(622 + x_{A,t+\Delta t}) \cdot p_{so,T(t)}} \quad (7.50)$$

wenn für  $p_{so}$  näherungsweise die Temperatur  $T_o(t)$  angenommen werden darf. Auf eine Iteration wird hierbei verzichtet, da durch Berücksichtigung stündlicher Werte der Außenlufttemperatur diese sich nur geringfügig verändert.

### 7.3.3.2 Zeiten mit Schlagregen

Im Fall einer Schlagregenbeanspruchung wird angenommen, daß es zur kapillaren Wasseraufnahme kommt. Der maßgebende Wasseraufnahmekoeffizient  $A(u)$  ist dabei von der vorhandenen Feuchte der vordersten Bauteilschicht  $i = 1$  abhängig (Bild 7.5; Versuchsergebnis von Proben der Wände I - VI; zur rechnerischen Erfassung der Feuchteabhängigkeit s. Abschn. 10).

Die Wasseraufnahme erfolgt nach einem Wurzel-Zeit-Gesetz. Für die Zeit ist die Dauer seit Regenbeginn einzusetzen. Die während des Zeitschrittes  $\Delta t$  aufgenommene Wassermenge wird solange auf die erste Bauteilschicht verteilt, bis dort  $u_{ges}$  erreicht ist. Geht dies nicht mehr ohne Rest auf, wird der Rest zusammen mit dem in weiteren Zeitschritten kapillar aufgenommenen Wasser auf die Schicht  $i = 2$  verteilt, usw. Je nach der Regendauer dringt die Wasserfront unterschiedlich weit ins Bauteilinnere vor. Zur Vereinfachung der Rechnung wird außerdem angenommen, daß in den von der kapillaren Wasseraufnahme nicht betroffenen Schichten während der Regendauer keine Feuchteveränderung stattfindet.

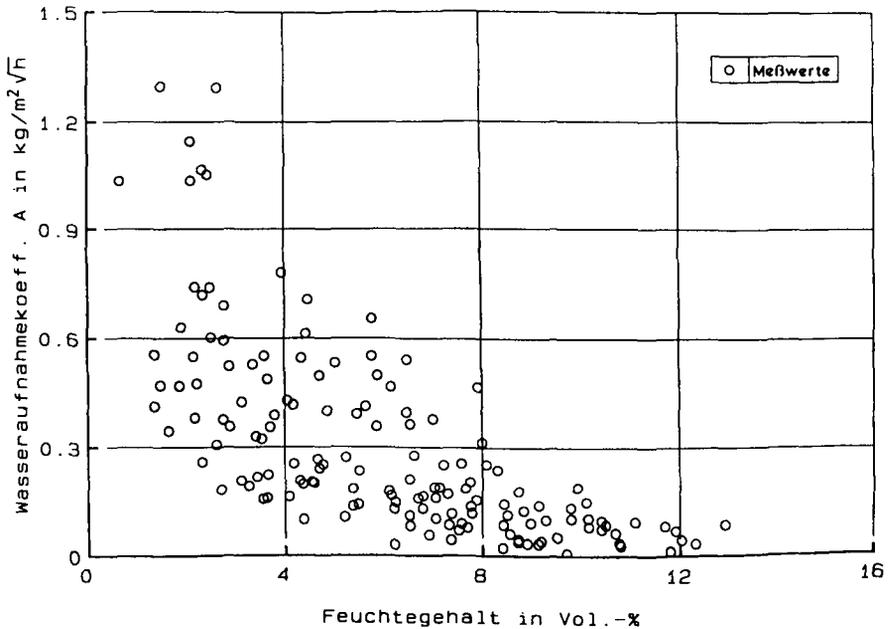


Bild 7.5: Abhängigkeit des Wasseraufnahmekoeffizienten von der Probenfeuchte (Proben der Wände I - X aus verschiedenen Entnahmetiefen, s. Abschn. 3)

### 7.3.4 Übergangsbedingung an der Karbonatisierungstiefe

Die Karbonatisierungstiefe stellt für den Feuchtetransport eine Schichtgrenze dar, da für karbonatisierten und unkarbonatisierten Beton unterschiedliche feuchtetechnische Eigenschaften maßgebend sind. Für derartige Schichtgrenzen sind die in Bild 7.6 schematisch dargestellten Übergangsbedingungen zu berücksichtigen. Dies ist dann besonders einfach, wenn  $\Delta x$  so gewählt wird, daß eine der Stützstellen mit der Karbonatisierungstiefe identisch ist. Für die Feuchtebilanz dieser Stützstelle  $i$  sind dann für die Feuchteströme von der Stützstelle  $i-1$  nach  $i$  die feuchtetechnischen Eigenschaften des karbonatisierten Betons, und für die Feuchteströme von der Stützstelle  $i$  nach  $i+1$  die feuchtetechnischen Eigenschaften des nicht karbonatisierten Betons maßgebend. Änderungen oder Ergänzungen am Transportgesetz selbst sind nicht erforderlich.

### 7.3.5 Einfluß der Karbonatisierung auf die Transportkoeffizienten

Der Einfluß der Karbonatisierung auf die Betoneigenschaften wurde bisher nur für den  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten näher untersucht (s. Abschn. 5). Dazu wurde der Faktor  $f(\text{KG})$  eingeführt, dessen Größe von der Zementzusammensetzung abhängig ist. Für Proben aus PZ-Mörtel liegen in [52] Versuchsergebnisse vor, die zeigen, daß auch der WD-Diffusionskoeffizient und die Sorptionsisotherme in der durch  $f(\text{KG})$  gegebenen Größenordnung von der Karbonatisierung beeinflusst werden. Vereinfachend wird der Faktor  $f(\text{KG})$  deshalb auch für die Berechnung der Feuchtezustände berücksichtigt. Für karbonatisierten Beton ergeben sich die Transportkoeffizienten dann zu:

$$D_{\text{WD},\varphi,\text{K}} = D_{\text{WD},\varphi} \cdot f(\text{KG}) \tag{7.51}$$

$$D_{\text{WD},T,\text{K}} = D_{\text{WD},T} \cdot f(\text{KG}) \tag{7.52}$$

$$D_{\text{K},\text{K}} = D_{\text{K}} \cdot f(\text{KG}) \tag{7.53}$$

In gleicher Weise ist  $f(\text{KG})$  für die Gleichgewichtsfeuchten nach Gl.(7.40) zu berücksichtigen. Dagegen wird der Karbonatisierungseinfluß für überhygroskopische Feuchten und auf die Sättigungsfeuchte nicht berücksichtigt, da ein Einfluß der Karbonatisierung auf die unter Atmosphärendruck füllbare Porosität experimentell nicht eindeutig nachweisbar ist [88, 89].

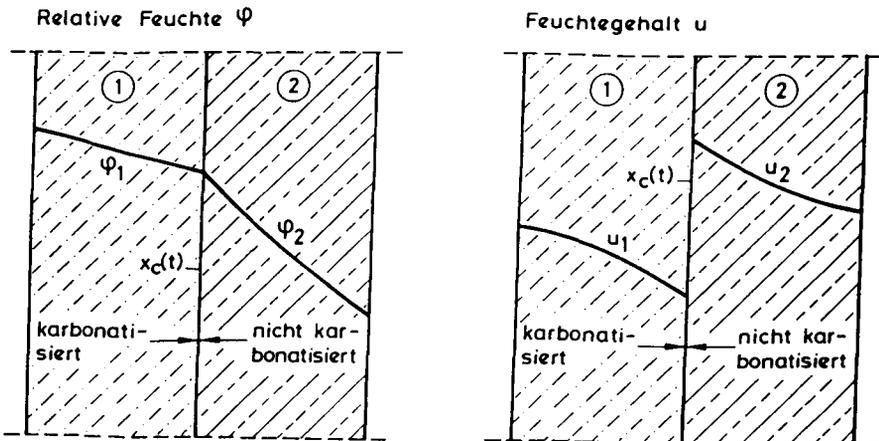


Bild 7.6: Übergangsbedingungen an der Karbonatisierungstiefe (schematisch)

### 7.4 Wärme- und feuchtetechnische Betoneigenschaften

Die Angaben zu diesen Eigenschaften und ihrer Streuung werden der Literatur [48, 49, 54] entnommen. Sie sind in Tab. 7.1 und 7.2 zusammengestellt. Für die feuchtetechnischen Kennwerte werden außerdem die Ergebnisse der im Abschn. 3 beschriebenen Versuche herangezogen (s.u.).

Tab. 7.1: Wärmetechnische Eigenschaften von Beton

Wärmetechnische Eigenschaften					
Eigenschaft	Einheit	Größe der Eigenschaft für trockenen Beton			Feuchteabhängigkeit
		Mittelwert	Minimaler Wert	Maximaler Wert	
$\lambda_b$	W/m·K	1,65	1,40	1,85	$\lambda(u) = \lambda_{tr} + 0,1 \cdot u$
$c_b$	kJ/kg·K	1,05	0,90	1,20	-
$c_w$	kJ/kg·K	4,19	-	-	-
$c_E$	kJ/kg·K	1,886	-	-	-
$\rho_b$	kg/m <sup>3</sup>	2250	2180	2320	$\rho_u = \rho_{tr} + 10 \cdot u$
$\rho_w$	kg/m <sup>3</sup>	1000	-	-	-
$\rho_E$	kg/m <sup>3</sup>	320	-	-	-
$r_s$	kJ/kg	333	-	-	-
$\alpha_o$	W/m <sup>2</sup> ·K	7,55	6,40	8,70	-
$\epsilon$	-	0,90	0,80	1,00	-
$\epsilon_a$	-	0,69	0,74	0,85	-

Anmerkung: Die Temperaturabhängigkeit der wärmetechnischen Eigenschaften wird nicht berücksichtigt. Die Werte für Wasser und Eis werden als physikalische Konstanten aufgeführt. Der Einfluß der betontechnologischen Parameter, sowie des Hydratations- und Karbonatisierungszustandes ist gering, und bewegt sich innerhalb der Schätzwerte des angegebenen Streubereiches.

#### 7.4.1 Ermittlung und Größe der Koeffizienten $D_{wD,\varphi}$ und $D_K$

An Proben unterschiedlicher Entnahmetiefe der Wände I - VI sowie IX und X wurden Versuche zur Bestimmung von  $D_K$  und  $D_{wD,\varphi}$  bei unterschiedlichen WD-Partialdruckunterschieden durchgeführt. Die Proben wurden dazu in den Deckel eines verschraubbaren Gefäßes eingebaut.

Der Koeffizient  $D_K$  wurde so bestimmt, daß das Gefäß ca. 2 cm hoch mit Wasser gefüllt und danach verschraubt wurde. Anschließend wurde es auf den Kopf ge-

stellt, so daß sich der Deckel mit der Probe unten befand und das eingebrachte Wasser direkt auf der Probe stand. So vorbereitete Versuchskörper wurden anschließend in eine Kammer mit 100% Luftfeuchte gestellt. Aus dem sich daraufhin im stationären Zustand einstellenden Gewichtsverlust der Gesamtprobe kann  $D_K$  berechnet werden. Infolge der Versuchsbedingungen waren die Proben nach der Bestimmung von  $D_K$  nahezu wassergesättigt. In diesem Zustand wurden sie für die sich unmittelbar anschließenden WD-Diffusionsversuche ohne Zwischentrocknung verwendet. Über drei Zwischenschritte mit verschiedenen WD-Partialdruckverhältnissen, die so gewählt werden, daß es mit jedem Zwischenschritt zu einer kontinuierlich abnehmenden Feuchte der Proben kommt, werden die WD-Diffusionskoeffizienten und ihre Feuchteabhängigkeit infolge einer desorptiv abnehmenden Feuchte bestimmt. Die Versuchsserie endet bei den Versuchsbedingungen 0/54% relativer Feuchte. In Tab. 7.3 sind die Meßwerte für  $D_{WD,\varphi}(\varphi=0,27)$ , in Tab. 7.2 Angaben zu  $D_K$  enthalten.

Mit zunehmender Feuchte nimmt auch  $D_{WD,\varphi}$  zu. Zur Beschreibung der Feuchteabhängigkeit wird die in [5, 6] vorgeschlagene und bereits im Abschn. 5.4 verwendete Funktion (s. Gl.(5.11)) benutzt. Diese Funktion hat einen Wendepunkt, der hier vereinfachend für alle Betone bei  $\varphi = 0,95$  angenommen wird [49]. Durch Regression werden die verbleibenden Koeffizienten bestimmt (Tab. 7.3):

Tab. 7.2: Feuchtetechnische Eigenschaften von Beton

Eigenschaft	Einheit	Größe der Eigenschaft für trockenen Beton				Feuchteabhängigkeit	Temperaturabhängigkeit
		Mittelwert	Standardabweichung	Maximum	Minimum		
$D_{WD,\varphi}(\varphi=0,27, T=20^\circ\text{C})$	$[10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}]$	6.19	(4.30)	21.90	1.30	$D_{WD,\varphi}(\varphi)=D_{WD,\varphi}(\varphi=0,27) \cdot \left\{ 1 + \frac{D_{WD}}{1+(20-20\varphi)^2} \right\}$	$D_{WD,\varphi}(T)=D_{WD,\varphi}(T=20^\circ\text{C}) \cdot \left( \frac{T+273}{293} \right)^{1,81}$
$h_{WD}$	-	20,90	(22,50)	116,20	3,40	-	-
$\mu_{WD}$	-	2,15	0,55	3,16	0,94	-	-
$D_K$	$[10^{-7} \text{ m}^2/\text{h}]$	42,60	(29,90)	145,40	7,70	-	$D_K(T)=D_K(T=20^\circ\text{C}) \cdot \left( \frac{\sigma_\eta(T=20)}{\sigma_\eta(T)} \right)$
$\left( \frac{\sigma_\eta(T=20)}{\sigma_\eta(T)} \right)$	-	-	-	-	-	-	$\left( \frac{\sigma_\eta(T=20)}{\sigma_\eta(T)} \right) = 0,54 + 0,01986 \cdot T - 0,000146 \cdot T^2 + 6 \cdot 10^{-7} \cdot T^3$ für $T > 0$
Adsorptionsisotherme							
a	[Vol.-%]	5,00	1,06	6,87	2,47	-	-
b	[Vol.-%]	-1,38	0,25	-1,03	-1,95	-	-
a	[Vol.-%]	9,50	1,15	10,94	7,50	-	-
b	[Vol.-%]	-0,87	0,29	-0,64	-1,34	-	-
$u_{ges}$	[Vol.-%]	13,50	1,80	17,74	9,81	-	-
A	$[\text{kg}/\text{m}^2/\sqrt{\text{h}}]$	je nach Betongüte				$A(u)=A_{tr} \cdot \left( 1 - \frac{1,03}{1+0(1-\varphi)^{2,3}} \right)$	$s \cdot D_K$

Tab. 7.3: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse zur Feuchteabhängigkeit des WD-Diffusionskoeffizienten von Proben der Wände I - X

Wand	Tiefe <sup>1)</sup>	b <sub>WD</sub>	n <sub>WD</sub>	D <sub>WD</sub> (φ=0,27) [10 <sup>-4</sup> m <sup>2</sup> /h]
I	N1 (0-8 mm)	15,86	1,89	1,78
	N2 (10-18 mm)	348,23	4,76	5,49
	M (Wandmitte)	8,15	2,07	2,47
	S2 (10-18 mm)	6,20	1,69	4,46
	S1 (0-8 mm)	10,17	1,92	3,22
	II	N1	8,58	2,09
N2		116,20	2,99	1,32
M		37,35	2,52	2,77
S2		5,31	2,27	4,09
S1		8,45	2,84	6,62
III		N1	26,50	2,41
	N2	42,16	2,37	5,33
	M	13,41	1,62	7,14
	S2	5,18	1,55	6,13
	S1	40,23	2,31	7,24
	IV	N1	12,67	1,95
N2		-	-	-
M		6,96	1,73	9,30
S2		-	-	-
S1		36,50	2,87	5,30

Wand	Tiefe <sup>1)</sup>	b <sub>WD</sub>	n <sub>WD</sub>	D <sub>WD</sub> (φ=0,27) [10 <sup>-4</sup> m <sup>2</sup> /h]
V	N1	17,78	1,38	8,73
	N2	19,36	1,52	5,82
	M	20,47	2,15	7,53
	S2	-19,01	1,55	8,41
	S1	-	-	-
VI	N1	8,78	1,99	21,90
	N2	4,77	1,27	9,06
	M	64,09	2,96	6,89
	S2	16,69	1,77	7,77
	S1	66,54	3,02	19,91
IX	N1	15,35	1,96	4,61
	N2	9,85	3,06	3,66
	M	17,84	2,53	3,97
	S2	4,60	3,16	7,85
	S1	11,21	2,62	10,67
X	N1	4,16	2,10	3,99
	N2	3,40	0,94	2,03
	M	20,15	2,22	1,56
	S2	11,48	2,03	3,73
	S1	15,70	2,11	4,31

1) Abstand von der jeweiligen Wandoberfläche

1) Abstand von der jeweiligen Wandoberfläche

$$D_{WD,\varphi} = D_{WD,\varphi}(\varphi=0,27) \cdot \left( 1 + \frac{b_{WD}}{1+(20-20\varphi)^{n_{WD}}} \right) \quad (7.54)$$

Während offenbar die Werte für  $D_{WD,\varphi}(\varphi=0,27)$  vom w/z-Wert beeinflusst werden, ist für die Koeffizienten  $b_{WD}$  und  $n_{WD}$  keine Abhängigkeit von der Betonzusammensetzung und Nachbehandlungsdauer erkennbar. Vernachlässigt man den Einfluß des w/z-Wertes, so können auch die Transportkoeffizienten für alle Betone gleich groß angenommen werden. Angaben zu ihrer Streuung sind in Tab. 7.2 zusammengestellt.

### 7.4.2 Sorptionseigenschaften

Die Ergebnisse der Auswertung gemessener Desorptionsisothermen nach Gl.(7.40) sind in Tab. 7.4 zusammengestellt. Dort sind die Werte der Koeffizienten *a* und *b* angegeben. Auch für sie kann bis auf den Einfluß der Zementart ein Einfluß der betontechnologischen Parameter vernachlässigt werden. Vereinfachend werden sie als streuende Größen aufgefaßt, wobei für PZ und HOZ unterschiedliche Mittelwerte und Streuungen zu berücksichtigen sind.

Angaben zur zusammen mit der Sorptionsisotherme bestimmten Sättigungsfeuchte (unter Atmosphärendruck) und ihrer Streuung sind Tab. 7.2 zu entnehmen.

Tab. 7.4: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse der Sorptionsisotherme von Proben der Wände I - X

Wand	Tiefe <sup>1)</sup>	Koeffizienten der Gl. (7.40) für die Beschreibung der Desorptionsisotherme		
		a	b	
I	N1 (0-5 mm)	5,24	-1,20	
	N2 (8-13 mm)	5,30	-1,03	
	N3 (15-20 mm)	5,04	-1,16	
	M (Wandmitte)	5,69	-1,33	
	S3 (15-20 mm)	5,34	-1,15	
	S2 (8-13 mm)	5,49	-1,16	
	S1 (0-5 mm)	4,44	-1,25	
	II	N1	5,46	-1,11
		N2	5,29	-1,08
		N3	5,85	-1,09
M		5,24	-1,19	
S3		5,52	-1,09	
S2		4,93	-1,06	
III	N1	5,23	-1,50	
	N2	5,26	-1,24	
	N3	6,55	-1,45	
	M	5,87	-1,34	
	S3	6,22	-1,37	
	S2	5,60	-1,49	
IV	N1	5,05	-1,38	
	N2	4,32	-1,29	
	N3	4,92	-1,43	
	M	2,86	-1,34	
	S3	4,37	-1,44	
	S2	4,65	-1,41	
S1	5,41	-1,31		

1) Abstand von der jeweiligen Wandoberfläche

Wand	Tiefe <sup>1)</sup>	Koeffizienten der Gl. (7.40) für die Beschreibung der Desorptionsisotherme	
		a	b
V	N1	1,67	-1,55
	N2	4,26	-1,38
	N3	4,17	-1,46
	M	4,17	-1,36
	S3	3,89	-1,29
VI	N1	5,21	-1,17
	N2	5,21	-1,17
	N3	1,47	-1,45
	M	5,71	-1,64
	S3	5,25	-1,76
IX	N1	5,97	-1,91
	N2	5,97	-1,91
	N3	3,75	-1,93
	M	10,27	-0,73
	S3	10,87	-0,77
X	N1	10,54	-0,67
	N2	10,54	-0,67
	N3	7,58	-1,29
	M	9,21	-0,65
	S3	9,10	-0,64
X	S2	9,85	-0,66
	S1	7,50	-1,34

1) Abstand von der jeweiligen Wandoberfläche

### 7.4.3 Bewertung und Ausblick

Es zeigt sich, daß allen Betonen einer Zementart vergleichbare wärme- und feuchtetechnische Eigenschaften zugeschrieben werden können. Dies bedeutet, daß der Feuchtehaushalt dann für alle Betone nur von der Witterung abhängt und bei gleichen Witterungsbedingungen in gleichen Zeiten i.M. auch gleiche Temperatur- und Feuchteprofile vorliegen. Somit haben Betone einer Zementart ein vergleichbares Austrocknungsverhalten und für alle Betone ergibt sich der gleiche maßgebende Meßzeitpunkt der Dichtigkeitsmessung.

Das Feuchtemodell wird im weiteren zur Bearbeitung folgender Fragestellungen herangezogen:

- Zur Abschätzung der Streubreite, mit der die relative Feuchte der Porenluft berechnet werden kann (Abschn. 7.5).
- Zur Überprüfung der mit dem Ingenieurmodell berechneten Austrocknungsdauer horizontaler Bauteile (Abschn. 7.6).
- Zur Überprüfung der Annahmen des Ingenieurmodells bezüglich des Karbonatisierungsverhaltens vertikaler Bauteile (Abschn. 7.7).
- Zur Abschätzung des bei Annahme ungünstiger Witterungsverhältnisse im Sommer bzw. Winter frühesten Zeitpunktes von Dichtigkeitsmessungen (Abschn. 7.8).
- Zum Einfluß der Intensität der Sonneneinstrahlung auf das Austrocknungsverhalten (Thermodiffusion, Abschn. 7.9).

Die Untersuchung erfolgt exemplarisch mit Hilfe von zufällig ausgewählten, repräsentativen Witterungsverhältnissen des Standortes Braunschweig. Da die Berechnungen des Feuchtehaushaltes sehr zeitintensiv sind, werden systematische Betrachtungen nicht durchgeführt. Durch diese Untersuchungen soll die Plausibilität der feuchtetechnischen Annahmen des Ingenieurmodells der Karbonatisierung bestätigt werden. Die Annahmen des Ingenieurmodells werden auch dann als plausibel angesehen, wenn sie zu einer geringfügigen Überschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes führen. Da nur exemplarische Untersuchungen durchgeführt werden, sind sie nicht zu Modellverbesserungen geeignet.

Abschließend werden im Abschn. 7.10 die berechneten Karbonatisierungstiefen von Bauteilen, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, verifiziert.

### 7.5 Exemplarische Untersuchung zur Streuung der Ergebnisse der Feuchteberechnung

Der Einfluß der Streuung der feuchte- und wärmetechnischen Betoneigenschaften auf den Feuchtehaushalt des Betons wird an Hand von zwei Beispielen, einerseits mit konstanten, andererseits mit nicht konstanten Witterungsbedingungen näher untersucht. Für eine Ortsschrittweite  $dx = 0,003 \text{ m}$  (Feuchteberechnung), bzw.  $dx = 0,03 \text{ m}$  (Temperaturberechnung) und Zeitschritte von  $dt=0,5 \text{ h}$  werden die Temperatur- und Feuchtezustände, die in einer  $18 \text{ cm}$  dicken Wand nach 24 Stunden (meteorologische Größen folgen einem Tageszyklus) vorliegen, berechnet. Die Wanddicke wurde so gewählt, daß eine gegenseitige Beeinflussung der Randbedingungen der beiden Oberflächen nicht zu erwarten war.

#### 7.5.1 Beispiel konstanter Witterungsbedingungen

Ausgangspunkt dieser Berechnungen ist der wassergesättigte Beton mit einer konstanten Temperatur von  $T=20^\circ\text{C}$ . Für die angenommenen Witterungsbedingungen der Außenseite:

$$\begin{aligned}x_A &= 8 \text{ g/kg} \\T_A &= 10 \text{ }^\circ\text{C} \\I_{G\eta} &= 200 \text{ W/m}^2 \\v_w &= 3 \text{ m/s}\end{aligned}$$

wird das Austrocknungsverhalten mit jeweils zufällig ausgewählten Werten für die Materialeigenschaften berechnet. Ausgeführt werden 20 Simulationsläufe. Für die Streuung der Parameter  $D_K$ ,  $D_{wD,w}$ ,  $b_{wD}$ ,  $u_{ges}$ ,  $\lambda_{b,tr}$ ,  $c_b$ ,  $\rho_b$ ,  $\alpha_o$ ,  $\epsilon$ ,  $\epsilon_a$  wird eine Dreiecksverteilung und für  $n_{wD}$ ,  $a$ ,  $b$  eine Normalverteilung mit den in Tab. 7.1 und Tab. 7.2 angegebenen Streubreiten berücksichtigt. Angaben zu  $\alpha_o$ ,  $\epsilon$ ,  $\epsilon_a$  wurden [66] entnommen. Für die Karbonatisierungstiefe wird ein zufälliger Wert zwischen 0 und  $16,5 \text{ mm}$  angenommen. Die Berechnung erfolgt nur für PZ-Betone.

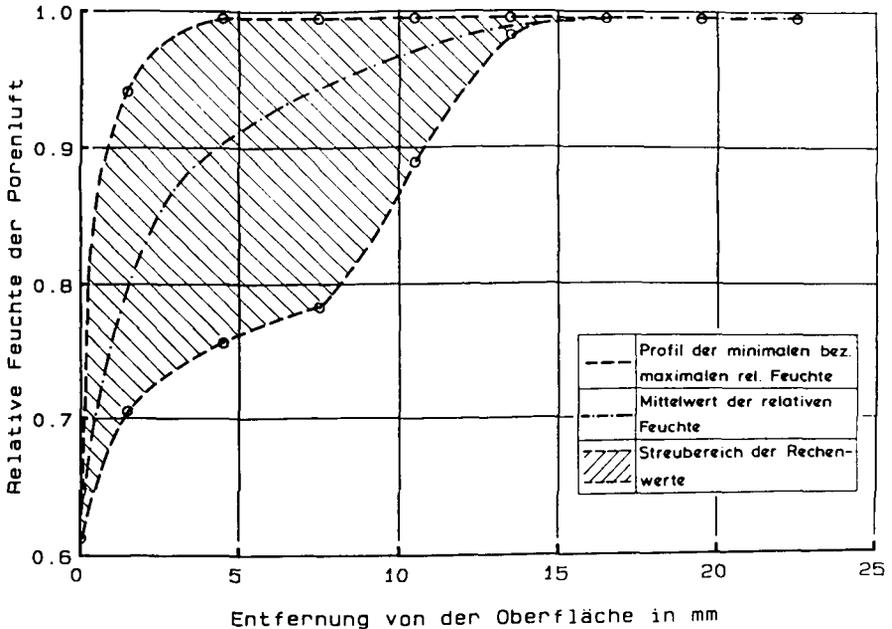


Bild 7.7: Streuung des Profils der relativen Feuchte der Porenluft (20 Simulationsläufe), wie sie nach 24 Stunden für einen ursprünglich wassergesättigten Beton bei Annahme konstanter Witterungsbedingungen berechnet wird

Von den ermittelten Ergebnissen wird nur das Tiefenprofil der relativen Feuchte der Porenluft näher betrachtet (Bild 7.7). Je nach den feuchte- und wärmetechnischen Eigenschaften und der Karbonatisierungstiefe trocknet der Beton in gleichen Zeiten unterschiedlich schnell und tief aus. Hygroskopische Feuchtegehalte sind auf die vordersten 5 - 15 mm beschränkt. Nach 24 Stunden Austrocknungsdauer ist in den Tiefen, in denen der Übergang von einer hygroskopischen zu einer überhygroskopischen Feuchte stattfindet, die relative Feuchte nur auf ca.  $\pm 0,10 - 0,15$  genau berechenbar.

### 7.5.2 Beispiel nicht konstanter Witterungsbedingungen

Werden die Witterungsbedingungen entsprechend dem Witterungsmodell (Abschn. 6) berücksichtigt, so paßt sich die relative Feuchte der Porenluft unterschiedlich schnell diesen Bedingungen an. Dadurch verringert sich die resul-

tierende Streubreite. Für die beiden Parameterkonstellationen, die im Bild 7.7 die extremen Ergebnisse ergeben haben, wird dies mit den vom Witterungsmodell festgelegten Witterungsbedingungen für den frei gewählten Zeitraum von 23.7 - 26.7 eines Jahres untersucht. Als Ausgangsverteilung wird  $\varphi = 85\%$  und  $T = 18\text{ }^\circ\text{C}$  konstant für den Wandquerschnitt angenommen und eine Karbonatisierungstiefe von  $x_c = 10,5\text{ mm}$  berücksichtigt. In Bild 7.8 ist die Veränderlichkeit der relativen Feuchte in der oberflächennahen Tiefe  $x = 4,5\text{ mm}$  für den betrachteten Zeitraum von 3 Tagen dargestellt.

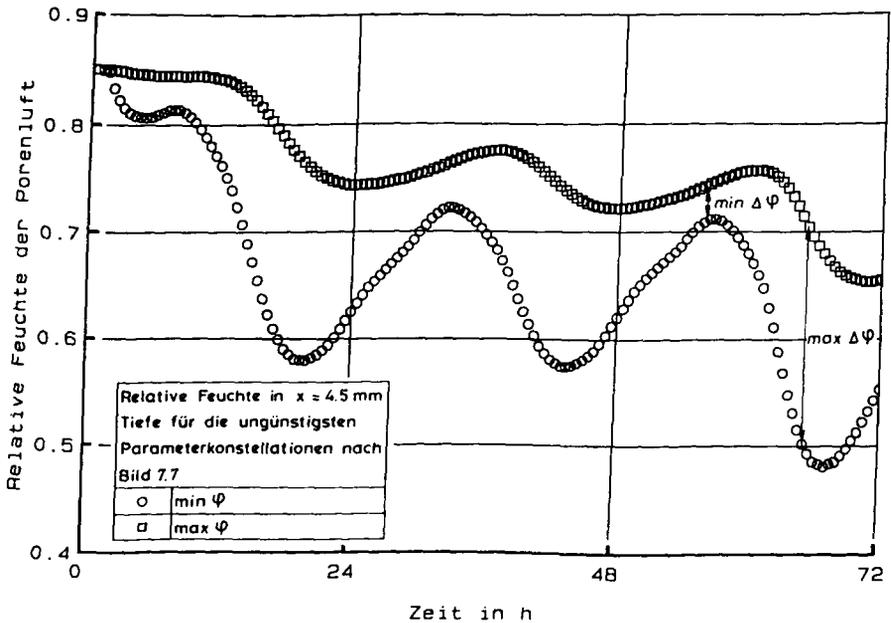


Bild 7.8: Gegenüberstellung der relativen Feuchte der Porenluft in der Tiefe von 4,5 mm für die beiden ungünstigsten Konstellationen der beton-technologischen Parameter nach Bild 7.7 ( $t = 0$  ist der Tagesbeginn des 23.7., Randbedingungen entsprechend dem Witterungsmodell)

Je nach der Tageszeit ( $t = 0$  entspricht dem Tagesbeginn des 23.7.), beträgt die Differenz der relativen Feuchte beider Fälle 0,03 - 0,21. Die minimale Differenz wird jeweils um ca. 8 Uhr morgens, die maximale Differenz um 5 Uhr nachmittags erreicht (Südwestwand). Die relative Feuchte in der Tiefe von 4,5 mm folgt somit im (quasi) eingeschwungenen Zustand und ohne den Einfluß von Niederschlägen nahezu ohne Zeitversatz dem Tagesgang der relativen

Feuchte der Atmosphäre. Die dabei erreichten Amplituden werden maßgeblich von den wärme- und feuchtetechnischen Eigenschaften beeinflusst. Erfolgt die Berechnung mit den mittleren Betoneigenschaften nach Tab. 7.1 und 7.2, so kann die relative Feuchte der Porenluft je nach der Wandtiefe und Tageszeit mit einer Streubreite von maximal ca.  $\pm 0,10$  angegeben werden.

## 7.6 Berechnung der Austrocknungsdauer für horizontale Bauteile

Vor der Berechnung der Austrocknungsdauer ist zunächst die Definition der die Trockenfront repräsentierenden relativen Feuchte erforderlich. Diese wird zu  $\varphi = 0,90$  angenommen, da bei baupraktischer Betrachtungsweise die Karbonatisierung bei Feuchten größer als 0,90 vernachlässigbar ist. Die mit den Annahmen des Ingenieurmodells berechnete Austrocknungsdauer wird somit mit der Zeit verglichen, die bei nichtlinearer, instationärer Betrachtungsweise erforderlich ist, damit sich in jeder Tiefe der karbonatisierten Randzone eine relative Feuchte der Porenluft von weniger als 0,90 eingestellt hat.

In getrennten Unterabschnitten werden die Verhältnisse während der Frühjahrs- und Sommermonate sowie die der Herbst- und Wintermonate betrachtet. Da horizontale Bauteile betrachtet werden, führt jeder Niederschlag einer Niederschlagsperiode zumindest zu einer teilweisen Durchfeuchtung des karbonatisierten Betons. Alle folgenden Berechnungen haben zum Ziel, Abschätzungen zur sicheren Seite zu liefern.

### 7.6.1 Austrocknungsdauer in Frühjahr- und Sommermonaten

Um eine Überschätzung der Austrocknungszeiten zu vermeiden, wird als Ausgangsverteilung (Startwerte der Berechnung) eine konstante Bauteiltemperatur von  $T = 18 \text{ °C}$  und eine konstante relative Feuchte von  $\varphi = 85 \%$  gewählt. Zusätzlich wird eine durchfeuchtete Zone von ca. 5 bis ca. 30 mm Tiefe berücksichtigt. Aus dieser durchfeuchteten Zone finden Feuchtetransporte sowohl in die Atmosphäre als auch ins Bauteilinnere statt. Da nur das Austrocknungsverhalten der vordersten Zentimeter beurteilt wird, haben die gewählten Anfangsverteilungen der Temperatur und Feuchte nur einen geringen Einfluß auf die Ergebnisse. Vor der Durchführung der Berechnungen sind allerdings die gewählten Durchfeuchtungstiefen zu überprüfen (Abschn. 7.6.1.1). Außerdem ist eine

Abschätzung der maßgebenden relativen Feuchte des karbonatisierungswirksamen Zeitraumes vom Ende der Austrocknungsdauer bis zum Beginn des ersten Niederschlages der folgenden Niederschlagsperiode erforderlich (Abschn. 7.6.1.2). Wenn die Austrocknungsdauer unmittelbar auf das Ende des letzten Niederschlages einer Niederschlagsperiode bezogen wird und die karbonatisierungswirksame Zeit bis unmittelbar zum Beginn des ersten Niederschlages der nächsten Niederschlagsperiode in Rechnung gestellt wird, ergibt sich eine Differenz zwischen der karbonatisierungswirksamen Zeit und der Definition der Dauer der Trockenperiode nach Abschn. 4. Diese wird im Abschn. 7.6.1.3 abgeschätzt. Der hier neu gewählte Bezugspunkt für die Dauer der Trockenperiode wird aus Gründen der Vereinfachung der Berechnung eingeführt.

#### 7.6.1.1 Abschätzung der Durchfeuchtungstiefe

Zur Überprüfung der Plausibilität der gewählten Durchfeuchtungstiefen sind Annahmen bezüglich der mittleren Regendauer nach Tab. 4.5 (s. Bild 7.9), der feuchteabhängigen Größe des Wasseraufnahmekoeffizienten nach Bild 7.5 und der Anzahl der Niederschläge pro Niederschlagstag erforderlich. Im folgenden wird von einem Niederschlag pro Tag ausgegangen. Beträgt der mittlere Abstand des Beginns zweier Regenfälle somit 24 Stunden und die mittlere Regendauer ca. 21 Stunden, so verbleibt i.M. eine niederschlagsfreie Zeit von 3 Stunden zwischen den Niederschlägen. Des weiteren ist davon auszugehen, daß die Wasseraufnahme erheblich schneller erfolgt als die anschließende Verdunstung. Während der Regendauer  $t_r$  wird deshalb mehr Wasser aufgenommen als in einer gleich langen Trockenzeit wieder verdunstet.

Mit diesen Annahmen wird im folgenden die maximale Austrocknungsrate abgeschätzt. Anschließend wird überprüft, in welchen Zeiten durch kapillare Wasseraufnahme welche Durchfeuchtungstiefen möglich sind. Zu unterscheiden sind dabei die Austrocknungsverhältnisse innerhalb einer Niederschlagsperiode, zwischen zwei Regenfällen, von denjenigen in einer Trockenperiode. Zunächst werden die Verhältnisse innerhalb der Niederschlagsperiode betrachtet. Der Abschätzung einer maximalen Austrocknungsdauer wird Bild 7.7 zugrundegelegt. Für erheblich kürzere Zeiträume als 24 Stunden kann angenommen werden, daß ein gesättigter Beton für angenommene, konstante Witterungsbedingungen, selbst unter ungünstigen Verhältnissen, i.M. auf einer Tiefe von maximal 10 cm nicht unter  $\varphi = 90\%$  austrocknet. Zur erneuten Sättigung ist somit aus dem

folgenden Schlagregen pro Quadratmeter Betonoberfläche maximal folgende Regenmenge aufzunehmen:

$$\Delta u = (u_{ges} - u(\varphi=0,90)) \cdot 1m^2 \cdot 0,010 \cdot \rho_w = 0,539 \text{ kg.} \quad (7.55)$$

Für  $u(\varphi=0,90) = 0,0811$  beträgt der Wasseraufnahmekoeffizient nach Bild 7.5 ca.  $A = 0,15 \text{ kg/m}^2\sqrt{h}$ . Pro Quadratmeter Betonoberfläche ergibt sich daraus eine Wasseraufnahme von:  $u_{auf} = 0,15 \cdot \sqrt{t_R}$ .

Damit diese ausgetrocknete Wassermenge wieder aufgenommen werden kann, ist folgende Regendauer  $t_R$  erforderlich:

$$t_R = \frac{\Delta u^2}{A^2} = 12,9 \text{ h} \quad (7.56)$$

Dies entspricht nur ca. 2/3 der mittleren Regendauer.

Nun zu den Verhältnissen am Ende der Trockenperiode. Dazu wird angenommen, daß der Beton auf der Tiefe  $x_i$  i.M. auf die mittlere atmosphärische Feuchte von  $m_\varphi = 0,77$  ausgetrocknet ist. Durch analoge Überlegungen wie oben erhält man, mit  $A \approx 0,3 \text{ kg/m}^2\sqrt{h}$  (für  $u(\varphi=0,77) = 0,0685$  aus Bild 7.5 ablesbar), die folgenden erforderlichen Niederschlagsdauern:

für  $x_i = 5\text{mm}$  von erf  $t_R = 1,2 \text{ h}$ ,  
für  $x_i = 10\text{mm}$  von erf  $t_R = 4,9 \text{ h}$ ,  
für  $x_i = 15\text{mm}$  von erf  $t_R = 11,1 \text{ h}$ ,  
für  $x_i = 20\text{mm}$  von erf  $t_R = 19,7 \text{ h}$ ,  
für  $x_i = 25\text{mm}$  von erf  $t_R = 30,7 \text{ h}$  und  
für  $x_i = 30\text{mm}$  von erf  $t_R = 44,2 \text{ h}$ .

Durchfeuchtungstiefen von 10 und 30 mm erfordern somit Regendauern von 5 bzw. 44 Stunden. Nach Bild 7.9 sind dies Regendauern, die nur in 10% aller Fälle unter- bzw. überschritten werden. Für die mittlere Regendauer von 21 Stunden ergibt sich eine Durchfeuchtungstiefe von ca. 20 mm.

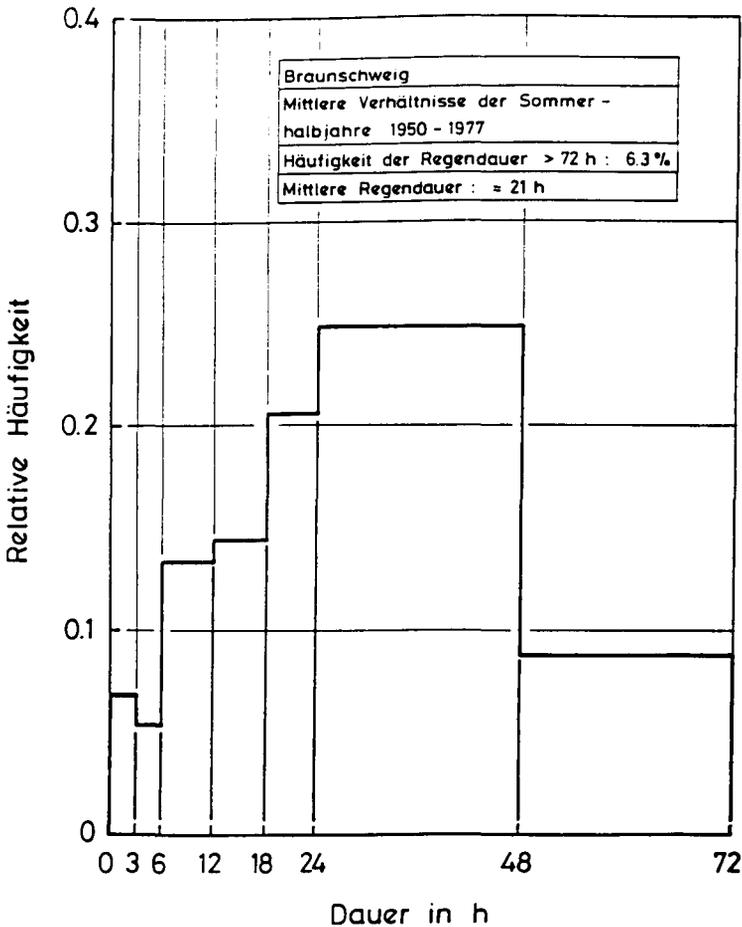


Bild 7.9: Häufigkeitsdichte der Regendauer des Standortes Braunschweig nach Tab. 4.5

### 7.6.1.2 Abschätzung der relativen Feuchte der Porenluft in karbonatisierungswirksamen Zeiten

Die maßgebende relative Feuchte der Porenluft des Betons in der karbonatisierungswirksamen Zeit vom Ende der Austrocknungsdauer bis zum Beginn des nächsten Niederschlages wird vereinfachend der mittleren Feuchte der Atmosphäre von 77,4 % (s. Abschn. 6.9.2) gleichgesetzt.

### **7.6.1.3 Abschätzung der Zeitdifferenz zwischen der Dauer der Trockenperiode und der karbonatisierungswirksamen Zeit**

Nach Abschn. 4 ist die Niederschlagsperiode als Zeitraum aufeinanderfolgender Tage mit mindestens einem Niederschlag definiert. I.d.R. ist aber nicht zu erwarten, daß der erste Niederschlag einer Niederschlagsperiode genau mit dem Tagesbeginn erfolgt. Auch wird der letzte Niederschlag nicht mit dem Tagesende des letzten Tages der Niederschlagsperiode enden. Zwar entspricht die durchschnittliche Regendauer mit 21 Stunden fast der Tageslänge. Da aber sowohl am ersten wie auch am letzten Tag der Niederschlagsperiode nur Teile dieses Regens fallen können, zeigt sich, daß die Häufigkeitsverteilung der Regendauer zur Beurteilung der tatsächlichen Dauer der karbonatisierungswirksamen Zeit nicht geeignet ist.

I.M. aller Verhältnisse kann der unmittelbare Abstand der aufeinanderfolgenden Niederschläge zweier Niederschlagsperioden zu 24 Stunden länger als die Dauer der Trockenperiode angenommen werden. Wenn also die Berechnung der Austrocknungsdauer mit dem unmittelbaren Ende des Niederschlags (und nicht mit dem Ende der Niederschlagsperiode und den dann unbekanntem und nicht zuverlässig abschätzbaren Feuchteverhältnissen) beginnt, dann ist die Zeitdifferenz von 24 Stunden beim Vergleich von Austrocknungsdauer und Dauer der Trockenperiode, aus der sich die Abschätzung der Endkarbonatisierungstiefe ergibt, zu berücksichtigen.

### **7.6.1.4 Ergebnisse der Feuchteberechnung**

Nach Bild 6.13 sind die Monate Juni und Juli diejenigen mit der geringsten relativen Feuchte, den höchsten Tagestemperaturen und dem höchsten Sonnenstand. Da für diese Bedingungen die größten Trocknungsraten zu erwarten sind, werden sie stellvertretend für die Frühjahrs- und Sommermonate betrachtet. Für die feuchte- und wärmetechnischen Betoneigenschaften und die übrigen Koeffizienten werden die mittleren Verhältnisse von Tab. 7.1 und 7.2 berücksichtigt.

Betrachtet werden für PZ-Beton drei verschiedene Fälle (Bild 7.10):

- vollständige Durchfeuchtung der Karbonatisierungstiefe

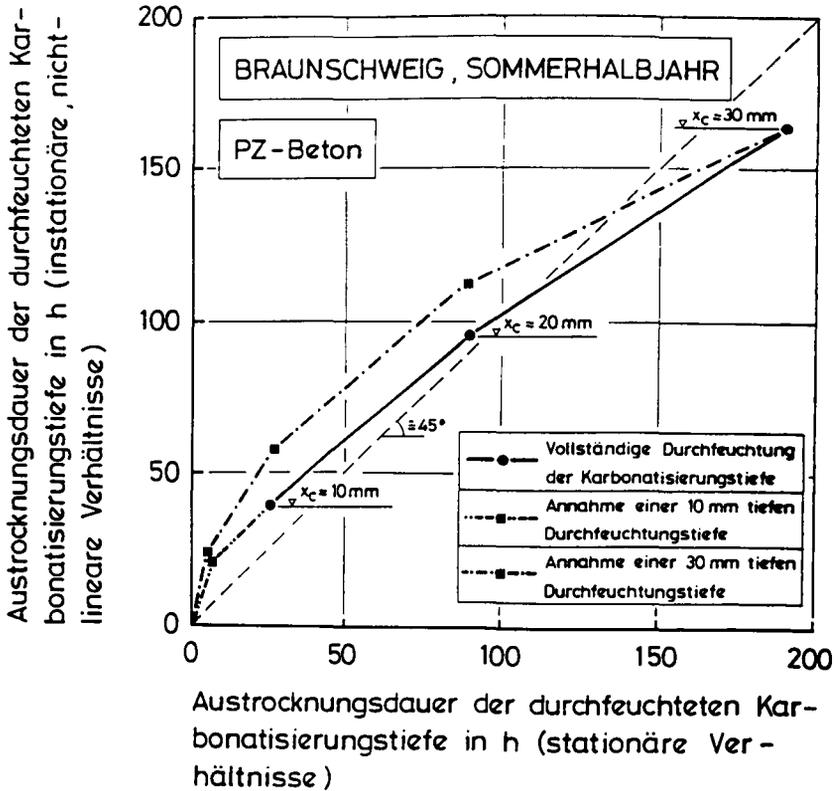


Bild 7.10: Gegenüberstellung der mit dem instationären, nichtlinearen Feuchtemodell und dem Ingenieurmodell berechneten Austrocknungsdauern für verschiedene Annahmen des Verhältnisses Durchfeuchtungstiefe zu Karbonisierungstiefe

- 10 mm tiefe Durchfeuchtung für die Karbonisierungstiefen von 5 bzw. 10 mm Tiefe (Durchfeuchtungstiefe bei minimaler Regendauer)
- 30 mm tiefe Durchfeuchtung für die Karbonisierungstiefen 10, 20 und 30 mm (Durchfeuchtungstiefe bei maximaler Regendauer).

Für alle drei Fälle werden im Bild 7.10 die Ergebnisse der instationären, nichtlinearen Berechnungen denen des Ingenieurmodells gegenübergestellt. Bis zu einer Austrocknungsdauer von ca. 168 h = 7 Tage stimmen die Ergebnisse beider Berechnungen mit ausreichender Genauigkeit überein. Für diesen Zeitraum, der für die Austrocknung einer durchfeuchteten Karbonisierungstiefe

von ca. 30 mm erforderlich ist, kann die Austrocknungsdauer ohne Überschätzung ihrer Länge mit ausreichender Genauigkeit (maximale Abweichung ca. 15%) mit dem Ingenieurmodell berechnet werden. Hier nicht wiedergegebene Vergleichsrechnungen für HOZ-Beton zeigen, daß dies unabhängig von der Zementart gilt, da bis auf die Sorptionsisotherme und den Einfluß der Karbonatisierung die wärme- und feuchtetechnischen Eigenschaften gleich groß sind.

Bei Teildurchfeuchtungen der Karbonatisierungstiefe entspricht die Austrocknungsdauer nur der Zeit, die zur Austrocknung der durchfeuchteten Tiefe erforderlich ist. Durchfeuchtungstiefen die dagegen erheblich größer als die Karbonatisierungstiefe sind, verlängern die Austrocknungsdauer um bis zu 20 Stunden. Dies ergibt allerdings nur für Bauteile mit einer Karbonatisierungstiefe von weniger als 10 mm eine deutliche Zunahme der Austrocknungsdauer. Diese sind jedoch baupraktisch bedeutungslos (zur Übertragung der Verbundkräfte sind Minstdicken der Betondeckung von 15 - 20 mm erforderlich), zumal dies keinen Einfluß auf die Endkarbonatisierungstiefe hat und von derart geringen Karbonatisierungstiefen keine Gefährdung der Dauerhaftigkeit ausgeht. Allerdings führt diese Unterschätzung der Austrocknungsdauer dazu, daß die Unterschiede im Karbonatisierungsverhalten von Wänden unterschiedlicher Orientierung nur noch bedingt nachvollziehbar ist.

### 7.6.2 Austrocknungsdauer in Herbst- und Wintermonaten

Für diese Monate sind aus Bild 6.13 relative Feuchten der Porenluft von durchschnittlich mehr als 80 % ablesbar. Es wird deshalb versucht, nachzuweisen, daß für mittlere Verhältnisse in den Monaten Oktober bis Februar der Beton in der Tiefe der Karbonatisierungstiefe nicht unter 90% relative Feuchte der Porenluft austrocknet. Ab einer bestimmten Karbonatisierungstiefe (hier: 10,5 mm gewählt, Gründe s.o.), wäre dann praktisch nur im Frühjahr oder Sommer ein Karbonatisierungszuwachs zu berücksichtigen.

Dazu wird beispielhaft für den Monat Oktober und die Annahmen eines vorausgegangen sehr trockenen Sommers (Annahme:  $\varphi_a=75\%$ ,  $\varphi_i=55\%$ , stationärer Zustand) sowie eine 20 mm tiefe Durchfeuchtung (Feuchtegehalt  $u = 0,125$ ) das Austrocknungsverhalten berechnet. Die Berechnung erfolgt über einen Zeitraum von 3 Tagen (entspricht dem Erwartungswert der Dauer der Trockenperiode plus 24 Stunden). Dann wird erneut eine 20 mm tiefe Durchfeuchtung eingeführt

(Ersatz für einen eingeschwungenen Zustand) und erneut das Austrocknungsverhalten berechnet. Der Monat Oktober wurde ausgewählt, weil das Witterungsmodell hierfür neben der größten Intensität der Sonneneinstrahlung die geringsten Feuchten aller Herbst- und Wintermonate aufweist (s. Abschn. 6.9).

Die Ergebnisse der Berechnungen nach der zweiten Durchfeuchtung sind in Bild 7.11 als zeitliche Entwicklung der relativen Feuchte der Porenluft der Tiefen 7,5 und 10,5 mm dargestellt. Nach  $m_{TRP} = 55$  h (Erwartungswert der Dauer der Trockenperiode nach Abschn. 4.2.2) ist dort die relative Feuchte der Porenluft noch größer als 90%. Selbst nach ca. 80 Stunden, den um 24 Stunden verlängerten Erwartungswert der Trockenperiode, ist sie mit ca. 87% nur geringfügig kleiner als 90%. Das Beispiel zeigt somit, daß bei baupraktischer Betrachtungsweise ab einer Karbonatisierungstiefe von ca. 10 mm im Herbst und Winter (für mittlere Verhältnisse) keine weiteren Karbonatisierungsschritte zu erwarten sind. Dies gilt für Bauteile im Freien unter Dach nicht, da hier die Möglichkeit der Durchfeuchtung nicht gegeben ist.

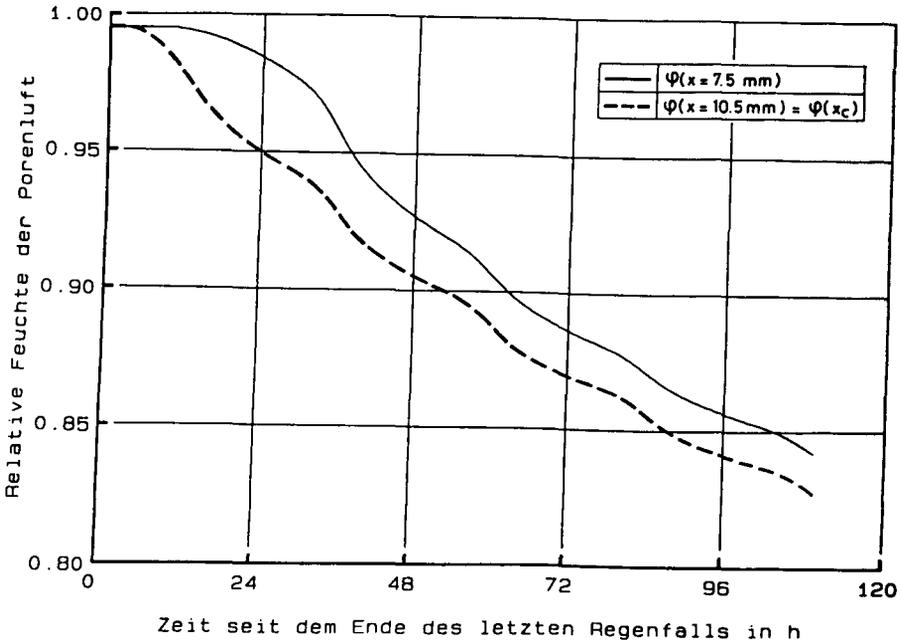


Bild 7.11: Austrocknung eines 20 mm tief durchfeuchteten horizontalen Bauteils im Monat Oktober

Mit wachsender Karbonatisierungstiefe über 10 mm hinaus und Ausgangsverteilungen der Feuchte- und Temperaturzustände, die nicht auf der sicheren Seite liegen, nimmt die Wahrscheinlichkeit der Karbonatisierungslosigkeit für Herbst und Winter zu. Dies wird im weiteren allerdings nicht berücksichtigt, da karbonatisierungsfreie Herbst- und Wintermonate eine Mindesttiefe der bereits vorhandenen Karbonatisierung voraussetzen. Damit sich diese (hier zu 10 mm angenommen) einstellt, ist ein Betonalter von mehreren Jahrzehnten erforderlich. Zu derartigen Betonaltern ist auf Grund der  $\sqrt{t}$ -Abhängigkeit des Karbonatisierungsfortschrittes, dieser nur noch sehr gering. Eine weitere Reduzierung der karbonatisierungswirksamen Zeit würde deshalb nur einen geringen Einfluß auf den weiteren Karbonatisierungsfortschritt haben. Ein Einfluß auf die Endkarbonatisierungstiefe geht davon nicht aus.

#### **7.7 Berechnung der Austrocknungsdauer für vertikale Bauteile**

Im Abschn. 7.6 konnte für horizontale Bauteile gezeigt werden, daß während der Niederschlagsperiode nicht mit einem Zuwachs der Karbonatisierungstiefe zu rechnen ist. Außerdem ergab sich, daß die Austrocknungsdauer mit dem Ingenieurmodell zutreffend berechnet wird, wenn sie unmittelbar auf das Niederschlagsende bezogen wird. Die Dauer der Trockenperiode ist dann gegenüber Abschn. 4 um 24 Stunden zu vergrößern. Ausgehend von diesen bisherigen Ergebnissen des Feuchtemodells erfolgt nun die Betrachtung vertikaler Bauteile. Für sie soll eine gegenüber Abschn. 4. modifizierte Einschätzung des Karbonatisierungsverhaltens vorgenommen werden.

Bei Wänden führt nur der Regen, der auf Grund der Windverhältnisse des Bauwerksstandortes und der Wandorientierung einen Schlagregen darstellt, zur Durchfeuchtung. Niederschlagsperioden mit Durchfeuchtung sind deshalb von denen ohne Durchfeuchtung zu unterscheiden. Dazu wird angenommen, daß allen Niederschlägen einer Niederschlagsperiode, entsprechend der Großwetterlage, durch die sie entstanden ist, eine nahezu konstante Hauptwindrichtung zugeordnet werden kann. Nur infolge der Drehung der Windrichtung während einer Niederschlagsperiode, aber auch infolge der Böigkeit sowie von Sogeffekten an Gebäudeecken und über Flachdächern während eines Niederschlages, sind Durchfeuchtungen anderer als auf Grund dieser Hauptwindrichtung direkt berechneter Wandflächen denkbar. Für Niederschlagsperioden ohne Durchfeuchtung wird im Unterschied zu Bauteilen im Freien unter Dach (s. Abschn. 6.9.3) deshalb an-

genommen, daß unabhängig von den Windverhältnissen während der Zeiten, in denen der Niederschlag fällt, eine Karbonatisierung nicht möglich ist. Die dabei erreichte Durchfeuchtungstiefe wird vernachlässigt. Somit sind die Zeiten zwischen den Niederschlägen als karbonatisierungswirksam anzusehen. Von der sich an solch eine Niederschlagsperiode anschließende Trockenperiode ist ebenfalls keine Austrocknungsdauer abzuziehen.

Ist die Niederschlagsperiode dagegen mit einer Durchfeuchtung verbunden, so wird die gesamte Niederschlagsperiode als frei von Karbonatisierungsschritten angesehen. Die sich an das Ende des letzten Niederschlages anschließende Austrocknungsdauer ist von der Dauer der Trockenperiode abzuziehen. Nur die verbleibende Differenz von  $t_{TRP} + 24 - \Delta t_R$ , sofern sie größer als null ist, stellt die karbonatisierungswirksame Zeit dieser Trockenperiode dar. Überschreitet die Austrocknungsdauer die Dauer der Trockenperiode, so wird diese Zeitdifferenz nicht weiter berücksichtigt. Entgegen dem Ingenieurmodell wird somit eine Überbrückung mehrerer Trockenperioden durch eine entsprechend lange Austrocknungsdauer nicht in Rechnung gestellt. Die Annahme (s. Abschn. 4.2.3), daß alle Niederschlagsperioden gleichmäßig verteilt sind, also regelmäßig jede  $1/p_5$ -te Niederschlagsperiode zur Durchfeuchtung führt, wird hier ebenfalls aufgegeben. Durch dieses Vorgehen soll überprüft werden, wie sich der Karbonatisierungsfortschritt bei Verzicht auf die Annahme einer Endkarbonatisierungstiefe von demjenigen des Ingenieurmodells (s. Abschn. 4.2.4) unterscheidet.

Dabei werden auch die Streuung der Dauer der Trocken- und Niederschlagsperiode (Exponentialverteilung, s. Abschn. 4.2 und [82], Dauer der Trockenperiode hierbei um 24 Stunden verlängert), der Durchfeuchtungstiefe (Dreiecksverteilung zwischen 10 und 30 mm, i.M. 20 mm), der Niederschlagsdauer (Annahme einer Exponentialverteilung für die in Bild 7.9 dargestellte Häufigkeitsdichte mit  $\lambda = 0,04$ ) und des Wertes für  $D_k$  (Dreiecksverteilung nach Tab. 7.2) berücksichtigt. Die vereinfachende Annahme, daß die Betonfeuchte in den karbonatisierungswirksamen Zeiten der relativen Feuchte der Atmosphäre entspricht (Weibull-Verteilung, s. Abschn. 6.9.2), wird beibehalten. Die Entscheidung darüber, ob eine Durchfeuchtung erfolgt ist oder nicht, wird über gleichverteilte Zufallszahlen von der Schlagregenwahrscheinlichkeit abhängig gemacht.

Für den Zeitraum von 100 Jahren wird an Hand des Beispiels einer nach Südosten orientierten Wand überprüft, wie groß der Einfluß der hier gegenüber

dem Ingenieurmodell zusätzlich berücksichtigten karbonatisierungswirksamen Zeiten ist. Im Bild 7.12 sind, für den nach DIN 1045 für Außenbauteile gerade noch als zulässig anzusehenden Beton (näheres dazu s. Abschn. 8.3), beide Lösungen gegenübergestellt. Gegenüber dem Ingenieurmodell ergeben sich nach 100 Jahren nur um bis zu ca. 1 mm größere Karbonisierungstiefen. Diese Berechnungen bestätigen somit die Ergebnisse des Ingenieurmodells.

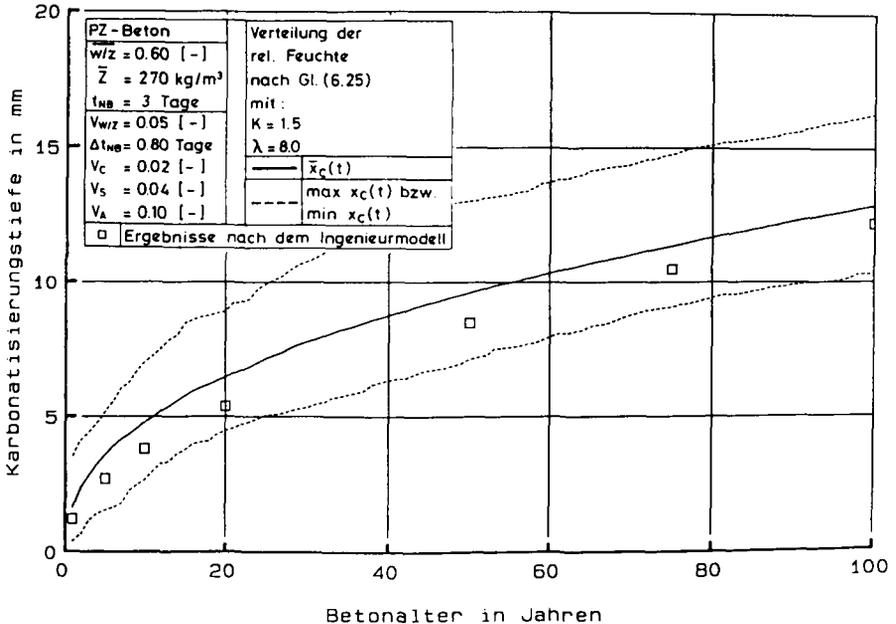


Bild 7.12: Einfluß modifizierter Annahmen über den Umfang der karbonatisierungswirksamen Zeit auf den Karbonisierungsfortschritt am Beispiel einer Südwestwand im Vergleich mit der Lösung nach dem Ingenieurmodell

### 7.8 Meßzeitpunkt der Dichtigkeitsmessungen

Bisher wurde versucht, mit ungünstigen Annahmen über die der Rechnung zugrundeliegenden Ausgangsverteilungen des Feuchte- und Temperaturzustandes maximale Austrocknungstiefen und minimale Austrocknungszeiten abzuschätzen. Für den Meßzeitpunkt von Dichtigkeitsmessungen sind derartige Annahmen dagegen nicht maßgebend. Hierfür sind Zeitpunkte abzuschätzen, zu denen mit hoher

Wahrscheinlichkeit eine Feuchte vorliegt, die mit ca. 80% repräsentativ für karbonatisierungswirksame Zeiten ist. Zum Meßzeitpunkt muß auf einer je nach Prüfmethode unterschiedlich großen Tiefe diese Feuchte vorliegen. Für die ISA-Messung und die Messung des Permeationsmaßes nach Schönlin ist die Eindringtiefe der Messung auf die vordersten 5 - 10 mm beschränkt (s. Abschn. 3.2.4). Aus dieser Forderung (auf den vordersten 5 mm maximal 80 % relative Feuchte) kann der maßgebende Meßzeitpunkt abgeschätzt werden. Bei der Permeationsmessung nach Paulmann beträgt die Prüftiefe dagegen i.d.R. 25 mm. Hierfür wird keine rechnerische Abschätzung der Feuchteverhältnisse versucht (Gründe s.u.).

Für die mittleren Verhältnisse der betontechnologischen Parameter von Bild 7.7 werden diesmal für die Witterungsbedingungen des Bauwerksstandortes Braunschweig die Austrocknungsverhältnisse des ungünstigsten Falles vollständiger Wassersättigung berechnet. Es erfolgt auch hier eine getrennte Betrachtung der Sommer- und Winterverhältnisse. Dazu wird im Sommer von der konstanten Anfangstemperatur  $T_0 = 18^\circ\text{C}$  und im Winter von  $T_0 = 5^\circ\text{C}$  ausgegangen. Als Startzeitpunkt der Berechnungen wird für den Sommer das zufällig ausgewählte Datum des 3.8, für den Winter das Datum des 19.1 berücksichtigt. Abgeschätzt werden soll durch diese Berechnungen somit nur die maximale Wartezeit bis zum Beginn der Dichtigkeitsmessungen.

Im Bild 7.13 ist die zeitliche Entwicklung der relativen Feuchte in den Tiefen 1,5, 4,5 und 7,5 mm für den betrachteten Sommerzeitpunkt, im Bild 7.14 für den Winterzeitraum dargestellt. Die Darstellungen zeigen, daß im Sommer die obige Forderung von mindestens 80% relativer Feuchte in 5 mm Tiefe, für mittlere Verhältnisse nach ca. 30 - 40 Stunden erfüllt wird. Im Winter ist dagegen selbst nach mehr als 3,5 Tagen die relative Feuchte in der Tiefe von 4,5 mm noch nicht unter 90% abgefallen (vergl. Abschn. 7.6.2). Für Messungen im Sommer ist somit bereits ca. 1,5 Tage nach dem letzten Regenfall mit einer Dichtigkeit zu rechnen, die unmittelbar derjenigen entspricht, die für Karbonatisierungsvorgänge maßgebend ist.

Wegen der Streuung der Rechenergebnisse (s. Abschn. 7.5) und bei Messungen im Herbst oder Winter ist dagegen die parallele Messung von Feuchte und Dichtigkeit zu empfehlen. Dadurch ist neben der zuverlässigeren Beurteilung der Betonfeuchte über die bekannte Feuchteabhängigkeit der Dichtigkeit (s. Abschn. 5 u. 10) von der gemessenen Dichtigkeit auch auf diejenige für karbo-

natisierungswirksame Zeiten schließbar. Dieses Vorgehen ist auch bei der Permeationsmessung nach dem Verfahren von Paulmann erforderlich. Auf Grund der dort vorhandenen größeren Prüftiefe von i.d.R. 25 mm ist eine wirklichkeitsnahe rechnerische Abschätzung der zu erwartenden Feuchteverteilung ohne zutreffende Annahme über die Ausgangsverteilung der Feuchte- und Temperaturverhältnisse nicht möglich.

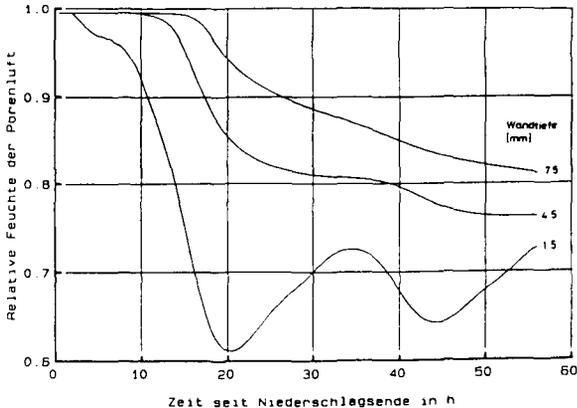


Bild 7.13: Austrocknung eines wassergesättigten Betons mit einer konstanten Temperatur von 18°C unter sommerlichen Witterungsverhältnissen (Beispiel einer Südwestwand, t=0 entspricht dem Tagesbeginn des 3.8.)

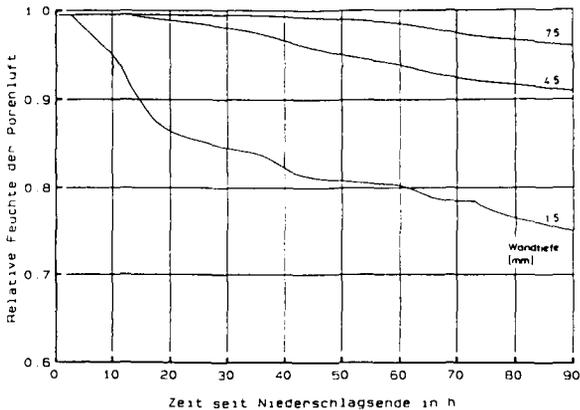


Bild 7.14: Austrocknung eines wassergesättigten Betons mit einer konstanten Temperatur von 5°C unter winterlichen Witterungsverhältnissen (Beispiel einer Südwestwand, t=0 entspricht dem Tagesbeginn des 19.1.)

### 7.9 Einfluß der Intensität der Sonneneinstrahlung auf die Austrocknungsverhältnisse

Bisher wurden die Berechnungen für nach Südwesten orientierte Bauteile ausgeführt. Dies sind Bauteile, die einer vergleichsweise hohen Intensität der Sonneneinstrahlung ausgesetzt sind. Deren Austrocknungsverhalten wird durch diese Strahlung beschleunigt.

Bild 7.15 zeigt dazu ein Beispiel. Für das frei gewählte Datum des 17.7 wird mit  $t = 0$  für die Uhrzeit 4 Uhr morgens dem Austrocknungsverhalten einer nach Südwesten orientierten Wand dasjenige einer nach Norden orientierten Wand gegenübergestellt. Der Rechnung liegt ebenfalls ein wassergesättigter Beton mit einer konstanten Ausgangstemperatur von 18 °C zugrunde. Während die oberflächennahe Tiefe von 1,5 mm dem Tagesgang der Witterung folgt, nehmen die relativen Feuchten in den übrigen Tiefen kontinuierlich ab. Dabei weist die Nordwand zu gleichen Zeiten gegenüber der Südwestwand, je nach Wandtiefe, eine um 0,02 - 0,06 größere relative Feuchte auf. Je näher die betrachtete Tiefe der Oberfläche ist, desto größer sind die Unterschiede in der relativen Feuchte.

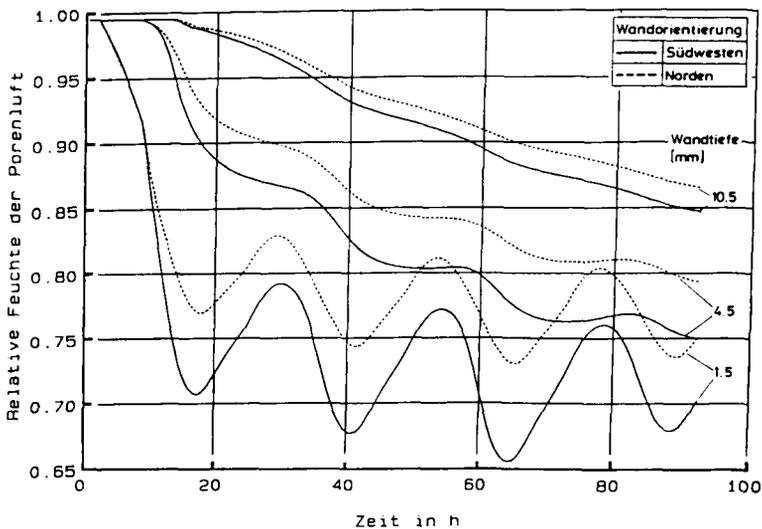


Bild 7.15: Einfluß der Intensität der Sonneneinstrahlung auf das Austrocknungsverhalten im Vergleich einer nach Südwesten bzw. Norden orientierten Wand

Für die Nordwand ist die Austrocknungsdauer somit erwartungsgemäß größer als für die Südwestwand. Abschn. 7.6 ergab für horizontale Bauteile eine baupraktisch ausreichende Bestätigung der mit dem Ingenieurmodell berechneten Austrocknungsdauer. Für Wände, auf die generell eine geringere Strahlungsintensität entfällt (s. Anhang 3), wird sich somit die tatsächliche Austrocknungsdauer gegenüber dieser Zeit vergrößern. Auch dieser Einfluß wird im folgenden vernachlässigt. Allen Wänden wird unabhängig von ihrer Orientierung und für alle Jahreszeiten (unabhängig von der Intensität der Sonneneinstrahlung) somit die gleiche Austrocknungsdauer zugeordnet. Der Einfluß, der von diesen Vereinfachungen auf den Karbonatisierungsfortschritt ausgeht, wird im folgenden Abschn. bewertet.

#### **7.10 Verifikation der für ungeschützt im Freien lagernden Bauteile berechneten Karbonatisierungstiefe**

Nachdem die Abschn. 7.5 - 7.9 die physikalisch nicht sicheren Annahmen des Ingenieurmodells der Karbonatisierung bestätigt haben und gezeigt werden konnte, daß die karbonatisierungswirksame Zeit mit dem Ingenieurmodell nicht unterschätzt wird, erfolgt die Verifizierung des mit dem Ingenieurmodell bzw. den Annahmen von Abschn. 7.6 berechneten Karbonatisierungsfortschrittes.

Dazu werden den gemessenen Karbonatisierungstiefen von Bild 4.4 Rechenergebnisse gegenübergestellt. Die Berechnung erfolgt nur für die für Außenbauteile gerade noch zulässige Betonzusammensetzung und Nachbehandlungsdauer (s. Abschn. 8.3). Untersucht werden nur PZ-Betone. Unterschieden werden horizontale Bauteile mit einer Schlagregenwahrscheinlichkeit von  $p_s = 100\%$  von vertikalen Bauteilen mit der Annahme  $p_s = 0\%$  (kein Niederschlag ist Schlagregen, nur die unmittelbaren Niederschlagszeiten werden als karbonatisierungsfrei berücksichtigt). Zwischen diesen beiden Grenzfällen sind die Rechenwerte für reale Wände mit Schlagregenwahrscheinlichkeiten von 10 - 70 % einzuordnen (Tab. 4.4). Wie Bild 7.16 zeigt, sind die gemessenen Tiefen i.d.R. erheblich kleiner als die berechneten Tiefen. Obwohl die Messwerte auch an Betonen mit anderen Zementarten und höheren w/z-Werten als 0,6 ermittelt wurden, sind sie für den betrachteten Zeitraum von 40 Jahren i.d.R. kleiner als 10 mm. Die Rechenergebnisse bilden somit eine obere Einhüllende der Meßwerte.

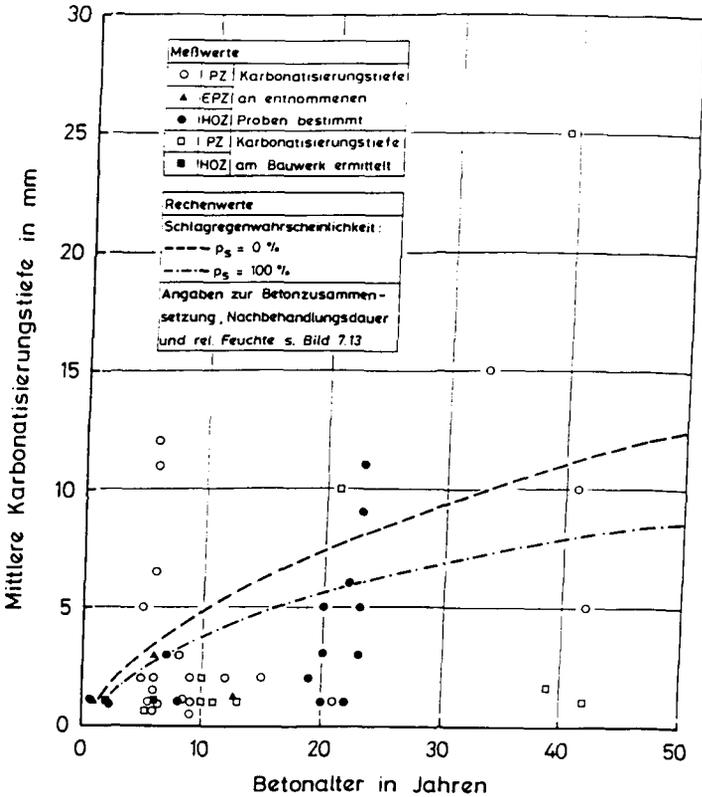


Bild 7.16: Verifikation der für Bauteile, die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, berechneten Karbonatisierungstiefe (Messwerte sind von Bild 4.4 übernommen)

Sofern nicht horizontale Bauteile betrachtet werden, ist für die Verifikation bzw. Berechnung der Karbonatisierungstiefen eigentlich die Kenntnis der Wandorientierung erforderlich. Wie Bild 7.16 zeigt, ist der Einfluß der Schlagregenwahrscheinlichkeit allerdings gering. Nach 50 Jahren beträgt er 4 mm. Auch nach 100 Jahren beträgt die ermittelte Karbonatisierungstiefe für  $p_s = 0 \%$  nur ca. 16 mm, für horizontale Bauteile ca. 10 mm.

Somit ist auch für Bauteile, die ungeschützt im Freien karbonatisieren, ein Modellfehler vorhanden. Dieser hat jedoch keine baupraktische Relevanz. Für baupraktische Anwendungen ist ein Modell ausreichend, wenn mit ihm nachgewie-

sen werden kann, daß der Karbonatisierungsfortschritt nach 100 Jahren weniger als 10 - 16 mm beträgt. Zwar sind für w/z-Werte größer als 0,6 und Zementgehalte über 270 kg/m<sup>3</sup> sowie andere Zementarten größere Karbonatisierungstiefen zu erwarten. Durch die gleichzeitige Forderung nach weiteren Betoneigenschaften (z.B. Übertragung der Verbundkräfte, Betonfestigkeit, Wasserundurchlässigkeit, Frostbeständigkeit, usw.) sowie infolge wirtschaftlicher Überlegungen ist eine Minimierung des Zementgehaltes und die Beschränkung des w/z-Wertes auf Werte kleiner als 0,6 i.d.R. gegeben. Da außerdem die Endkarbonatisierungstiefe von den betontechnologischen Parametern unabhängig ist, da sie im wesentlichen nur durch die Witterungsbedingungen bestimmt wird, haben sie nur einen begrenzten Einfluß auf die bis zu einem Alter von 100 Jahren erreichte Karbonatisierungstiefe (s.a. die vorliegenden Versuchsergebnisse).

Infolge nicht berücksichtigter Einflüsse wird somit die Länge der Austrocknungsdauer unterschätzt. Dies führt zu einer Überschätzung des Karbonatisierungsfortschrittes. Außerdem werden Unterschiede im Karbonatisierungsverhalten von unterschiedlich orientierten Wänden nicht vollständig erfaßt. Berücksichtigt man im weiteren für alle Wände die gleiche minimale Schlagregenwahrscheinlichkeit von 10 %, so kann auf die Berücksichtigung eines Modellfehlers verzichtet werden.

### 7.11 Zusammenfassung

Der gekoppelte instationäre, nichtlineare Wärme- und Feuchtetransport wurde mit dem expliziten Differenzenverfahren modelliert. Die Koppelung beider Transportvorgänge erfolgt über feuchte- und temperaturabhängige Transportkoeffizienten. Sie zeigen keine systematische Abhängigkeit von den betontechnologischen Parametern. Allen Betonen werden deshalb gleiche Eigenschaften zugeschrieben. Wegen der Streuung der betontechnologischen Parameter kann die relative Feuchte der Porenluft nur auf ca.  $\pm 0,10$  genau berechnet werden.

Mit dem Modell wurden eine Reihe von exemplarischen Untersuchungen durchgeführt. Deren Ergebnisse sollten nicht dazu verwendet werden, die Annahmen des Ingenieurmodells zu modifizieren. Sie sollten vielmehr überprüfen, ob das Ingenieurmodell eine baupraktisch relevante Möglichkeit darstellt, den Karbonatisierungsfortschritt, auf der sicheren Seite liegend, zu prognostizieren.

Die instationären, nichtlinearen Berechnungen bestätigen die mit den vereinfachten Annahmen des Ingenieurmodells berechneten Austrocknungsdauern. Die Dauer der Trockenperiode wurde dabei, als wahrer Abstand zwischen den zwei durch eine Trockenperiode getrennten, ansonsten aber unmittelbar aufeinanderfolgenden Niederschlägen, gegenüber Abschn. 4 i.M. um 24 Stunden verlängert.

Für die ISA-Messungen und die Permeationsmessung nach Schönlin ist in Sommer- und Frühjahrsmonaten ca. 1,5 - 2 Tagen nach dem Ende des letzten Niederschlages mit einem für den Karbonatisierungsfortschritt maßgebenden Feuchtezustand zu rechnen. Im Winter und Herbst wird ein solcher Zustand auch nach ca. 4 Tagen noch nicht erreicht. Diese Abschätzungen sind allerdings auf Grund der Streuung der wärme- und feuchtetechnischen Betoneigenschaften unsicher. Aus ihnen ist somit in erster Linie die Empfehlung der gemeinsamen Messung der Dichtigkeit und des oberflächennahen Feuchtegehaltes (auf der Tiefe, die von der Durchführung der Messung betroffen und für die Prognose des weiteren Karbonatisierungsfortschrittes maßgebend ist) abzuleiten.

Die Intensität der Sonneneinstrahlung beeinflusst das Austrocknungsverhalten. Gegenüber horizontalen Bauteilen weisen Wände eine um so längere Austrocknungsdauer auf, je geringer die direkte Sonneneinstrahlung ist. Auf die Berücksichtigung dieses für die Vorhersage der Karbonatisierungstiefe günstigen Einflusses wird verzichtet. Für alle Bauteile wird von der Austrocknungsdauer ausgegangen, die für die maximale Intensität der Sonneneinstrahlung (horizontale Bauteile) zu erwarten ist. Unterschiede im Karbonatisierungsfortschritt unterschiedlich orientierter Wände, ansonsten aber gleicher Betoneigenschaften, werden dadurch nivelliert.

Insgesamt wird auf die Berücksichtigung einer Reihe von Einflüssen, die alle eine karbonatisierungsfreie Zeit mit sich bringen würden, verzichtet. Die Verifikation der berechneten Karbonatisierungstiefen ergibt eine Überschätzung der gemessenen Tiefen, die unter baupraktischer Betrachtungsweise in akzeptablen Grenzen bleibt. Ein Modellfehler wird deshalb für Bauteile, die ungeschützt im Freien karbonatisieren, nicht berücksichtigt.

## 8. AUFSTELLUNG DES ZUVERLÄSSIGKEITSMODELLS

### 8.1 Ziel

Die Arbeiten zum Lebensdauermodell werden durch die Aufstellung eines Kriteriums zum rechnerischen Nachweis der Dauerhaftigkeit abgeschlossen. Das Kriterium soll sowohl für gerissenen wie ungerissenen Beton gelten. Dauerhaftigkeit liegt vor, wenn zwischen der Karbonatisierungstiefe und der äußeren Bewehrungsoberfläche eine ausreichende, alkalische Restdicke verbleibt. Die Lebensdauer ist beendet, sobald sie durch Karbonatisierung aufgezehrt ist. Zur Formulierung des Kriteriums werden Angaben aus der Literatur herangezogen.

Damit das Kriterium auch für gerissenen Beton gilt, ist als zusätzliche Bedingung eine zulässige Rißbreite von  $w < 0,25$  mm einzuhalten. Nach dem derzeitigen Kenntnisstand wird die Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen durch derartige Risse nicht beeinträchtigt ([92]).

Außerdem ist die Gültigkeit dieses Kriteriums an die Einhaltung einer bestimmten Sorgfalt der Bauausführung und die daraus resultierende Streuung der Karbonatisierungstiefe und Betondeckung gebunden. Die normalerweise zu erwartende Sorgfalt kann über vorliegende Messungen abgeschätzt werden (s. Abschn. 9.2). Mit diesen Angaben werden der zulässige Wert des Sicherheitsindex  $\beta$  und die von der jeweiligen Streuung abhängige Größe des Sicherheitsbeiwertes festgelegt.

Sind die Verteilungsfunktionen der Karbonatisierungstiefe und der Betondeckung bekannt, so kann die Zuverlässigkeit mit der Dauerhaftigkeit vorliegt, durch ein R-S-Modell beurteilt werden (Abschn. 9.2). Im Abschn. 9.3 werden an Hand von Anwendungsbeispielen Nachweise der Dauerhaftigkeit und Lebensdauer geführt. Dabei wird überprüft, ob mit dem Lebensdauermodell für Beton, der die nach DIN 1045 gerade noch als zulässig anzusehenden Ausführungsbedingungen erfüllt, eine Lebensdauer von mehreren Jahrzehnten vorher-sagbar ist (Plausibilitätskontrolle des Lebensdauermodells). Im weiteren werden der Einfluß der Witterung, des mutmaßlichen Anstiegs der  $\text{CO}_2$ -Konzentration sowie der Sorgfalt der Bauausführung auf die Lebensdauer betrachtet.

Tab. 8.1: Klassifizierung der durch Karbonatisierung verursachten Bauteilschäden nach [73]

Bewertung der Schadensfolgen	Betonzustand	Bewehrungszustand	$\bar{x}_c/\bar{c}$ [-]	Instandhaltungs- bzw. Instandsetzungsmaßnahmen
----	keine Risse	keine Korrosion	<0.5	keine
gering	keine Risse	keine Korrosion	>0.5	rechnerische Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes; Inspektionen in regelmäßigen Abständen; eventuell vorbeugender Anstrich zur Erhöhung der CO <sub>2</sub> -Dichtigkeit
	vereinzelte Risse	vereinzelte Korrosion	≈1.0	Inspektionen in regelmäßigen Abständen; Veranlassung von Instandsetzungsmaßnahmen (CO <sub>2</sub> dichter Anstrich)
beachtlich	Risse und vereinzelte Abplatzungen	großflächige Korrosion	>1.0	Planung und Ausführung von Instandsetzungsmaßnahmen
groß	großflächige Abplatzungen	großflächige Korrosion mit großen Korrosionsabträgen	>>1.0	Abschätzung der Resttragfähigkeit; sofortige Sanierung

## 8.2 Aufstellung des Dauerhaftigkeitskriteriums

Zur Klassifizierung der karbonatisierungsinduzierten Korrosionsschäden wird in [73] das Verhältnis von Karbonatisierungstiefe zu Betondeckung verwendet (s. Tab. 8.1). Danach ist eine Instandsetzung zu veranlassen oder zumindest das Bauteil regelmäßig zu inspizieren, sobald Karbonatisierungstiefe und Betondeckung ungefähr übereinstimmen. Ist  $\bar{x}_c/\bar{c} > 0,5$ , so ist der weitere Karbonatisierungsfortschritt rechnerisch abzuschätzen und das Bauwerk auch künftig zu inspizieren. Gegebenenfalls ist vorbeugend ein die weitere CO<sub>2</sub>-Diffusion bremsender Anstrich aufzubringen.

Durch Bauwerksbeobachtungen und Versuchsergebnisse zum Einfluß des Umfangs an Depassivierung auf die Korrosion der Bewehrung und die daraus resultierenden Betonschäden läßt sich die Einteilung von Tab. 8.1 konkretisieren:

- In [79] wird über einen 1914 hergestellten Stahlbetonträger berichtet, der im Alter von 50 Jahren eine mittlere Karbonatisierungstiefe von 10 - 12 mm aufwies. In den Betonbereichen mit mehr als 15 - 20 mm Betondeckung wurden weder Korrosionsschäden noch Risse oder Abplatzungen des Betons festgestellt.
- In [80] wird über im Ruhrgebiet und in München ausgelagerte Versuchs balken berichtet. Nach 2 Jahren Auslagerung betrug die Karbonatisierungstiefe 1-5

mm (Ruhrgebiet), bzw. 3-10 mm (München). Im ungerissenen Betonbereich wurden vereinzelt Korrosionsstellen festgestellt. Bügelhaken waren korrodiert, wenn ihre Betondeckung 5-15 mm betrug, zeigten jedoch keine Korrosion bei Betondeckungen von 7-15 mm. Die Bügel selbst wiesen nur dann Korrosion auf, wenn ihre Betondeckung 3-19 mm betrug. In den meisten Fällen waren jene Bügel durch Korrosion betroffen, an denen Abstandhalter befestigt waren.

- In [117] wurden Untersuchungen an Bohrkernen aus Versuchskörpern und Bauwerken aus Sulfathüttenzement durchgeführt. Im unkarbonatisierten Zustand weisen diese Betone nur einen pH-Wert von 11,3 - 12,2 auf. Dennoch waren auch bei einem Verhältnis  $\bar{x}_c/\bar{c}$  von ca. 0,6 - 1,3 auf der Bewehrungsfläche nur vereinzelte Rostflecken ohne sichtbare Betonschäden nachweisbar.
- In Japan [45] wurden bis zu 55 Jahre alte Gebäude untersucht. Neben der Karbonatisierungstiefe und Betondeckung wurde der korrodierte Flächenanteil der Bewehrung bestimmt. Sofern die mittlere Karbonatisierungstiefe um ca. 5 - 10 mm geringer als die mittlere Betondeckung ausfiel, waren max. 15 % der Bewehrungsfläche korrodiert. Ein oberflächlich sichtbarer Betonschaden war damit in keinem Fall verbunden.
- In Holland [7] wurden umfangreiche Untersuchungen an ca. 90 Betonplatten bzw. -brüstungen (Betonalter 5 - 30 Jahre) durchgeführt. Auch wenn sich die mittlere Karbonatisierungstiefe bis auf 1 - 15 mm der mittleren Betondeckung angenähert hatte, wurden keine Korrosionsschäden beobachtet.
- Versuche [75] ergaben, daß eine nennenswerte Korrosion erst dann einsetzt, wenn die Mittelwerte aus Karbonatisierungstiefe und Betondeckung gleich groß sind (PZ), bzw. sich auf weniger als 8 mm einander genähert haben (HOZ).

Aus diesen Untersuchungen läßt sich somit folgendes Dauerhaftigkeitskriterium ableiten:

$$\bar{c} - \bar{x}_c(t) \geq \text{erf } c_b \quad (8.1)$$

mit:

$\bar{c}$ : Mittlere Betondeckung in mm

$\bar{x}_c(t)$ : Mittlere Karbonatisierungstiefe des Betonalters  $t$  in mm

erf  $c_b$ : Die zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit erforderliche alkalische Restdicke der Betondeckung in mm.

Die Größe der alkalischen Restdicke erf  $c_b$  hängt von der Zementart ab. Darüberhinaus wird sie in Abhängigkeit der Bedeutung des Bauteils sowie der Einfachheit und Kosten seiner Instandhaltung angegeben. Auf Grund der dargestellten Untersuchungsergebnisse wird folgende Festlegung getroffen:

- für Bauteile geringer Bedeutung oder kurzer Lebensdauer: erf  $c_b = 6$  mm,
- für Bauteile großer Bedeutung oder langer Lebensdauer: erf  $c_b = 10$  mm.

Das früheste Betonalter, zu dem erf  $c_b$  unterschritten wird, ist das Ende der technischen Lebensdauer. Solange, wie Gl.(8.1) erfüllt ist, reichen zur Instandhaltung regelmäßige Inspektionen aus.

Handelt es sich bei der mittleren Karbonatisierungstiefe in Gl.(8.1) nicht um das Ergebnis einer Messung, sondern um das einer Prognoserechnung, so ist für Bauteile im Freien unter Dach der bei der Verifikation der Karbonatisierungstiefe festgestellte Modellfehler von 4 mm (s. Abschn. 6.9.3) zu beachten. Da Bauteile geringer Bedeutung u.a. solche mit einer kurzen Nutzungsdauer sind, und für deren Betondeckung aus Gründen der Übertragung von Verbundkräften und gegebenenfalls des Brandschutzes bestimmte Mindestdicken gefordert sind, ist der Modellfehler nur für Bauteile großer Bedeutung zu berücksichtigen.

### 8.3 R-S-Modell der Dauerhaftigkeit

#### 8.3.1 Berechnungsgrundlagen [97, 105]

Mit der Karbonatisierung als ständiger Einwirkung  $S$  und der Betondeckung als Widerstand  $R$  wird in einem R-S-Modell die Zuverlässigkeit berechnet, mit der zum Betonalter  $t$  Dauerhaftigkeit vorliegt. Dabei werden die 5%-Fraktile der Betondeckung und die 95%-Fraktile der Karbonatisierung als charakteristische Werte eingeführt. Ob diese Wahl ein gleichmäßiges, von der Streuung beider Größen unabhängiges Sicherheitsniveau ergibt, wird nicht überprüft.

Da der Variationskoeffizient für beide Größen mehr als 30% betragen kann, wird jeweils von logarithmischen Normalverteilungen ausgegangen. Mit den Näherungen  $\ln(1+V_c^2) = V_c^2$ , bzw.  $\ln(1+V_{xc}^2) = V_{xc}^2$  erhält man für den zentralen Sicherheitsbeiwert  $\gamma_0$ , bzw. den Nennsicherheitsbeiwert  $\gamma$  (s. Bild 8.1):

$$\gamma_0 = \frac{\bar{c}}{\tilde{x}_c(t)} \quad , \quad (8.2)$$

$$\gamma = \frac{c_5}{x_{c,95}(t)} \quad , \quad (8.3)$$

In diesen Gleichungen bedeuten:

$$\tilde{c} = \frac{\bar{c}}{\sqrt{1 + V_c^2}} \quad , \quad (8.4)$$

$$\tilde{x}_c(t) = \frac{\bar{x}_c(t)}{\sqrt{1 + V_{xc}^2}} \quad , \quad (8.5)$$

$$c_5 = \bar{c} \cdot e^{-k_p \cdot V_c} \quad , \quad (8.6)$$

$$x_{c,95}(t) = \bar{x}_c(t) \cdot e^{k_q \cdot V_{xc}} \quad , \quad (8.7)$$

mit folgenden, jeweils aus den nicht logarithmierten Meßwerten berechneten Kennwerten:

$\bar{c}$  : Mittelwert der Betondeckung

$c_5$  : 5%-Fraktile der Betondeckung

$V_c$  : Variationskoeffizient der Betondeckung

$V_{xc}$  : Variationskoeffizient der Karbonatisierungstiefe

$\bar{x}_c(t)$  : Mittelwert der zum Betonalter  $t$  gemessenen Karbonatisierungstiefe

$x_{c,95}(t)$  : 95%-Fraktile der Karbonatisierungstiefe

$k_p, k_q$  : Faktoren, die sich aus den gewählten Fraktile für  $c$  und  $x_c$  zu  $k_p = -\Phi^{-1}(p)$ , bzw.  $k_q = -\Phi^{-1}(1-q)$  ergeben.

Der Sicherheitsindex  $\beta$  und die Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  ergeben sich zu:

$$\beta = \frac{\ln \gamma_0}{\sqrt{V_c^2 + V_{xc}^2}} \quad , \quad (8.8)$$

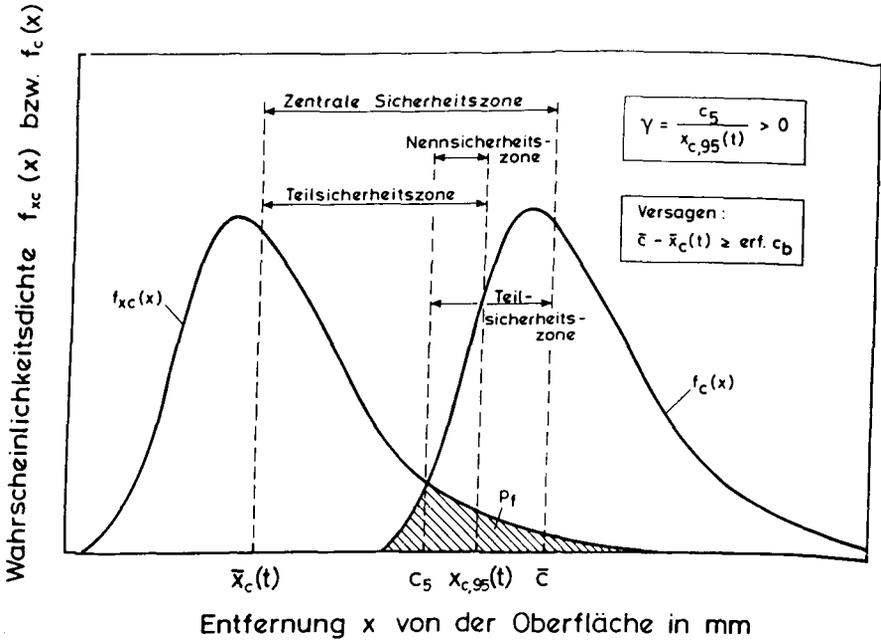


Bild 8.1: Schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Versagenswahrscheinlichkeit  $p_f$  und Sicherheitsbeiwert nach [97]

$$p_f = \Phi(-\beta) \tag{8.9}$$

mit  $\Phi$  als Verteilungsfunktion der Normalverteilung.

Zwischen  $\gamma$ ,  $\gamma_0$  und  $\beta$  bestehen folgende Zusammenhänge:

$$\gamma = \gamma_0 \cdot e^{-k_p \cdot V_c} \cdot e^{-k_q \cdot V_{xc}} \tag{8.10}$$

$$\gamma_0 = e^{\beta \cdot \sqrt{V_c^2 + V_{xc}^2}} \tag{8.11}$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  und  $\gamma_{xc}$  ergeben sich mit der Bedingung:

$$c_5 / \gamma_c \geq \gamma_{xc} \cdot x_{c,95}(t) \tag{8.12}$$

und mit Hilfe der Bemessungswerte:

$$c^* = \tilde{c} \cdot e^{-\alpha_c \cdot \beta \cdot V_c} \quad (8.13)$$

$$x_c^* = \tilde{x}_c(t) \cdot e^{-\alpha_{xc} \cdot \beta \cdot V_{xc}} \quad (8.14)$$

über die Definitionsgleichungen nach [18], zu:

$$\gamma_c = c_5 / c^* = e^{(\alpha_c \cdot \beta - k_p) \cdot V_c / \sqrt{1 + V_c^2}} \quad (8.15)$$

$$\gamma_{xc} = x_c^* / x_{c,95}(t) = e^{-(\alpha_{xc} \cdot \beta + k_q) \cdot V_{xc} / \sqrt{1 + V_{xc}^2}} \quad (8.16)$$

Hierin sind  $\alpha_c$  und  $\alpha_{xc}$  die Wichtungsfaktoren der Betondeckung, bzw. der Karbonatisierungstiefe. Sie geben den Anteil der Streuung dieser Einzelgrößen an der Gesamtstreuung wieder [105] und sind wie folgt definiert:

$$\alpha_c = \frac{V_c}{\sqrt{V_c^2 + V_{xc}^2}} \quad (8.17)$$

$$\alpha_{xc} = \frac{-V_{xc}}{\sqrt{V_c^2 + V_{xc}^2}} \quad (8.18)$$

### 8.3.2 Erforderliche Größe des Sicherheitsindex

Die erforderliche Größe des zentralen Sicherheitsbeiwertes erhält man für die in Abschn. 8.1 gewählten Werte für erf  $c_b$  (s. Bild 8.2) durch Einhaltung von Gl.(8.1). Der zugehörige Sicherheitsindex ist für den die normale Sorgfalt der Bauausführung beschreibenden Fall von  $V_c = V_{xc} = 0,25$ , bzw.  $s_c = s_{xc} = 6$  mm, [15, 16, 38, 89] in Bild 8.3 ( $\gamma_0$  nach Bild 8.2) dargestellt. Dabei wird sowohl die Annahme eines konstanten Variationskoeffizienten als auch diejenige einer konstanten Standardabweichung untersucht. An Hand der Betondeckung wird die unterschiedliche Bedeutung dieser beiden Annahmen dargestellt.

Wird für die Betondeckung unabhängig von ihrer Größe ein konstanter Variationskoeffizient berücksichtigt, so ist mit abnehmender Betondeckung umso genauer zu arbeiten, da  $s_c$  und  $\bar{c}$  im selben Verhältnis abnehmen müssen. Mit abnehmender Betondeckung würde somit eine Zunahme der Genauigkeit der Bauaus-

führung gefordert. Dies drückt sich im Bild 8.3 in einem Anstieg des Sicherheitsindex aus.

Die Annahme einer konstanten Standardabweichung bedeutet dagegen, daß unabhängig von der Dicke der Betondeckung die Abmessungen des Bewehrungskorbes und der Schalung um die gleichen Differenzbeträge streuen. Diese Annahme ist baupraktisch relevanter als die eines konstanten Variationskoeffizienten. Sie hat außerdem den Vorteil, daß der Sicherheitsindex für alle Betondeckungen konstant ist. Für Bauteile geringer Bedeutung ergibt er sich zu  $\beta = 0,7$  und für Bauteile großer Bedeutung zu  $\beta = 1,1$ . Bauteile geringer Bedeutung haben dann mit  $p_f = 0,24$  eine ca. doppelt so große Versagenswahrscheinlichkeit wie Bauteile mit großer Bedeutung ( $p_f = 0,135$ ). Diese Versagenswahrscheinlichkeit bezieht sich auf die gesamte Nutzungsdauer und ist nicht wie in [18] auf ein Jahr bezogen. Erst ab Nutzungsdauern von mehr als 30 - 50 Jahren ergeben sich jährliche Versagenswahrscheinlichkeiten, die denen der Sicherheitsklasse 1 oder 2 nach [18] (Gefährdung der Gebrauchsfähigkeit) entsprechen. Maßgebend für die Beurteilung des Verlustes der Dauerhaftigkeit ist es somit, das Ende der Nutzungsdauer, unabhängig von dessen Länge, mit gleich großer Versagenswahrscheinlichkeit zu erreichen (Interesse des Bauherrn).

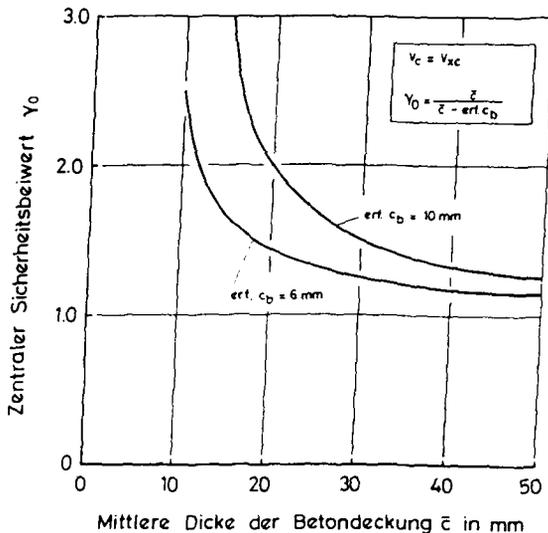


Bild 8.2: Abhängigkeit des zentralen Sicherheitsbeiwertes von der Betondeckung und der Bedeutung des Bauteiles

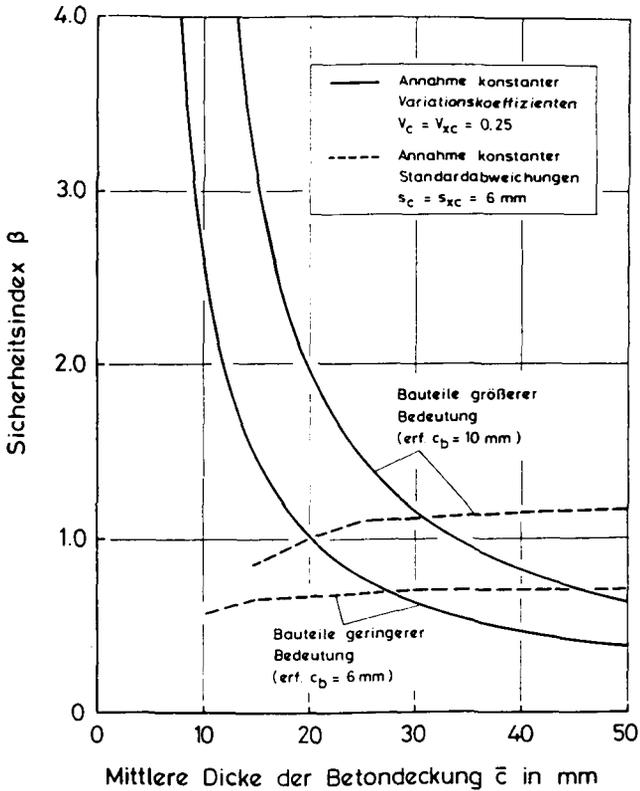


Bild 8.3: Abhängigkeit des Sicherheitsindex von der Betondeckung und der Bedeutung des Bauteiles für die Annahmen, daß der Variationskoeffizient bzw. die Standardabweichung für  $x_c$  und  $c$  konstant sind

### 8.3.3 Sicherheitsbeiwerte des Dauerhaftigkeitsnachweises

Im folgenden werden der zentrale Sicherheitsbeiwert  $\gamma_0$  (Gl.(8.2)), der Nennsicherheitsbeiwert  $\gamma$  (Gl.(8.3)) und die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  und  $\gamma_{xc}$  nach Gl.(8.15) und (8.16) berechnet. Beim Nachweis der Dauerhaftigkeit ist mindestens eine der folgenden Bedingungen einzuhalten:

- nach Gl.(8.2) mit  $\gamma_0$  nach Tab. 8.2 und 8.3 (s. Anhang 4):

$$c \geq \gamma_0 \cdot x_c(t) \cdot \sqrt{\frac{1 + V_c^2}{1 + V_{xc}^2}} \quad (8.19)$$

- nach Gl.(8.3) mit  $\gamma$  nach Tab. 8.4 und 8.5 (s. Anhang 4)

$$c_s \geq \gamma \cdot x_{c,95}(t) \quad (8.20)$$

- nach Gl.(8.12) ( $\gamma_{xc}$  und  $\gamma_c$  hier nicht berechnet)

$$c_s \geq \gamma_{xc} \cdot \gamma_c \cdot x_{c,95}(t) \quad (8.21)$$

Der Nachweis nach Gl.(8.21) ist nur dann sinnvoll, wenn sich die Streuungen der Betondeckung und der Karbonatisierungstiefe beträchtlich unterscheiden.

Die Gl.(8.19) eignet sich insbesondere für den Vorentwurf. Nur mit mittleren Werten der Betondeckung und Karbonatisierungstiefe sowie mit Schätzwerten für die jeweiligen Variationskoeffizienten kann die Einhaltung der Entwurfsanforderungen nachgewiesen werden.

Für die Kontrolle der Bauausführung, zu der auf Grund von Stichprobenuntersuchungen die vorhandene Streuung der Bauausführung bekannt ist, eignet sich insbesondere Gl.(8.20).

Alle drei Kriterien beruhen auf derselben Definition des Grenzzustandes nach Gl.(8.1). Die Gl.(8.19) - 8.21) stellen somit nur die Aufbereitung dieser Grenzzustandsdefinition in die für ingenieurmäßige Anwendungen gewohnte Form des Sicherheitsnachweises dar.

Auch die Ableitungen der Sicherheitsbeiwerte berücksichtigt  $s_c = s_{xc} = 6 \text{ mm}$  als Standardabweichung normaler Bauausführung. Bei größerer Sorgfalt (geringerer Standardabweichung) sind kleinere Sicherheitsbeiwerte ausreichend, da dies den tatsächlichen Umfang an Depassivierung nicht erhöht (s. Tab. 8.2 - 8.5).

## 8.4 Nachweis der Dauerhaftigkeit und Lebensdauer

### 8.4.1 Plausibilitätskontrolle des Lebensdauermodells

Zunächst wird die Plausibilität des Ingenieurmodells der Karbonatisierung und des Dauerhaftigkeitskriteriums überprüft. Dies erfolgt mit Hilfe von DIN 1045. Dort sind für Außenbauteile zulässige Werte für die Modellparameter

enthalten. Für die ungünstigste Kombination dieser Werte werden die Karbonatisierungstiefe und die zugehörige Lebensdauer berechnet. Das Modell ist plausibel, wenn es die Erwartung an ein dauerhaftes Bauteil bestätigt, also Lebensdauern von mindestens 50 Jahren ergibt. Ein solches Ergebnis steht nicht im Widerspruch zu den langjährigen Erfahrungen, die in DIN 1045 eingeflossen sind.

Maßgebend ist der Lagerungsfall im Freien unter Dach. Da DIN 1045 keine Unterscheidung der Zementarten enthält, wird der Nachweis sowohl für PZ-Betone als auch für HOZ-Betone geführt. Weitere Zementarten werden hier nicht untersucht. Für den Variationskoeffizienten des  $w/z$ -Wertes wird  $V_{w/z} = 0,05$  berücksichtigt. Bei Annahme normalverteilter  $w/z$ -Werte beträgt der Wert der 95%-Fraktile dann 0,65. Die Variationskoeffizienten  $V_C$ ,  $V_S$  und  $V_A$  der Hauptbestandteile des Zementes werden mit den Angaben in [122] abgeschätzt. Auch für sie wird vereinfachend eine Normalverteilung unterstellt. Die Streuung der  $\text{CO}_2$ -Konzentration wird durch eine Gleichverteilung um den Mittelwert  $\Delta c = 0,000600 \text{ kg/m}^3$  von  $\pm 0,00060 \text{ kg/m}^3$  berücksichtigt. Durchgeführt werden jeweils 100 Simulationsläufe. Nicht untersucht wird dabei, weder hier noch in den weiteren Unterabschnitten, ob diese Anzahl ausreichend ist, um die Grundgesamtheit zu repräsentieren. Diese Zahl stellt vielmehr den Versuch der Annäherung an die Verhältnisse von Bauwerksuntersuchungen dar, für die eine Stichprobe mit 100 Messungen i.d.R. als der maximal ausführbare Prüfumfang anzusehen ist.

In den Bildern 8.4 und 8.5 sind, getrennt für PZ- und HOZ-Beton, die bis zum Betonalter  $t = 100$  Jahre prognostizierten Karbonatisierungstiefen dargestellt. Berücksichtigt sind in diesen Darstellungen neben der mittleren Tiefe die maximale und minimale Karbonatisierungstiefe. Die Berechnung erfolgt in Halbjahresschritten mit jeweils konstanten Werten für die relative Feuchte und  $\text{CO}_2$ -Konzentration. Für die betrachteten Verhältnisse ist die mittlere Karbonatisierungstiefe für HOZ-Beton ca. 1,5-fach größer als für PZ-Beton, die Streubreite für HOZ-Beton ca. doppelt so groß wie für PZ-Beton. Als Standardabweichung erhält man für den Altersbereich größer 20 Jahre (maßgebend für die Dauerhaftigkeit) i.M. für PZ-Beton  $s_{xc} = 1,5 \text{ mm}$  (1,2 - 1,7 mm), für HOZ-Beton  $s_{xc} = 2,85 \text{ mm}$  (2,2 - 3,4 mm).

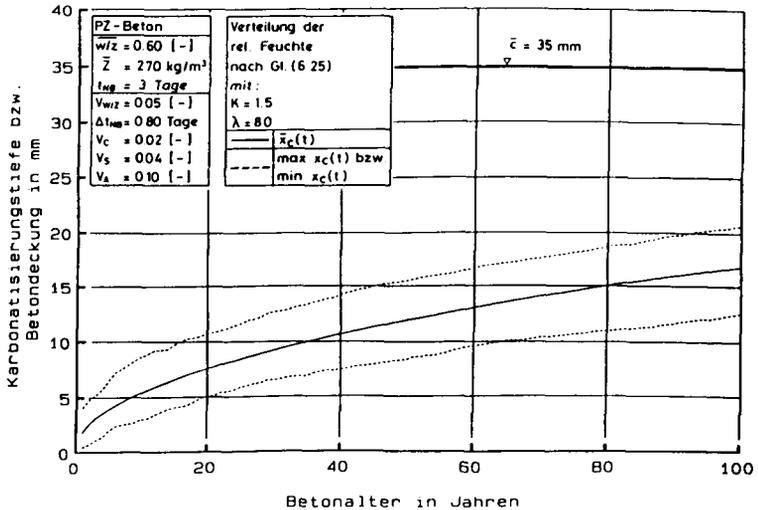


Bild 8.4: Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes für die nach DIN 1045 für Außenbauteile gerade noch zulässigen Werte der Modellparameter (PZ-Beton, im Freien unter Dach)

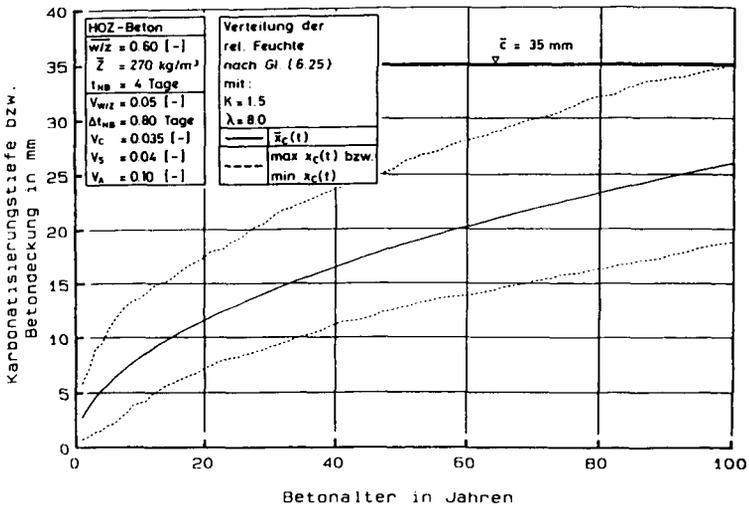


Bild 8.5: Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes für die nach DIN 1045 für Außenbauteile gerade noch zulässigen Werte der Modellparameter (HOZ-Beton, im Freien unter Dach)

In dieser Streuung ist der sieblinienabhängige Einfluß der Zuschläge nicht berücksichtigt. Die Sieblinie ist allerdings kein Modellparameter. Die Größe dieses Streuungsanteiles ist außerdem als unabhängig von der Sorgfalt der Bauausführung anzusehen. Theoretische Überlegungen zur Abschätzung der Größe dieses Streuungsanteils werden nicht durchgeführt. Vereinfachend wird angenommen, daß für die Festlegung des Sicherheitsbeiwertes die um 2 mm vergrößerte Standardabweichung des Lebensdauermodells maßgebend ist. Dieses Maß von 2 mm ist letztendlich frei gewählt. Es entspricht aber in etwa dem halben Durchmesser des Zuschlagkornes der Sieblinie B32 für den Siebdurchgang bei 50 %. Außer für die Festlegung des erforderlichen Sicherheitsbeiwertes wird die Streuung infolge des Zuschlages nicht berücksichtigt.

Der Karbonatisierungstiefe wird die mittlere Betondeckung  $\bar{c} = 35 \text{ mm}$  gegenübergestellt. Für die Streuung wird  $s_c = 6 \text{ mm}$  angenommen, so daß  $c_s = 35 - 1,645 \cdot 6 = 25 \text{ mm}$  beträgt. Nach Tab. 8.2 beträgt  $\gamma_0$  bei diesen Verhältnissen für Bauteile geringer Bedeutung aus PZ-Beton  $\gamma_0 = 1,23$  und aus HOZ-Beton  $\gamma_0 = 1,28$ , für Bauteile großer Bedeutung (Tab. 8.3)  $\gamma_0 = 1,40$  (PZ-Beton) bzw.  $\gamma_0 = 1,48$  (HOZ-Beton). Die Lebensdauer ist somit für Bauteile aus PZ-Beton beendet, wenn  $\bar{x}_c > 28,5 \text{ mm}$  (geringe Bedeutung), bzw.  $25,0 \text{ mm}$  (große Bedeutung) ist, für HOZ-Beton wenn  $\bar{x}_c > 27,5 \text{ mm}$  (geringe Bedeutung) bzw.  $23,5 \text{ mm}$  (große Bedeutung) ist. Nur für HOZ-Bauteile großer Bedeutung ist somit mit ca. 80 Jahren, bzw. bei Berücksichtigung des Modellfehlers von 4 mm, mit ca. 55 Jahren eine Lebensdauer von mindestens 100 Jahren nicht zu erwarten.

Diese Ausführungen gelten jeweils für Bauteile im Freien unter Dach. Bauteile, die ungeschützt im Freien karbonatisieren, zeigen geringere Karbonatisierungsgeschwindigkeiten, so daß ihre Lebensdauer größer ist.

#### 8.4.2 Einfluß der Witterungsbedingungen auf die Dauerhaftigkeit (im Freien unter Dach)

Die bisherigen Ausführungen gelten für das im Abschn. 6 mit dem Witterungsmodell für den Standort Braunschweig ermittelte Wetter. Durch Variation der Parameter der Weibull-Verteilung der relativen Feuchte der Atmosphäre kann der Einfluß unterschiedlicher Feuchteverhältnisse näher untersucht werden. Auch hierbei wird von der Näherung ausgegangen, daß die Betonfeuchte im Gleichgewicht mit der atmosphärischen Feuchte steht.

Da die Feuchteabhängigkeit des  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten für PZ- und HOZ-Betone gleich angenommen wird, wird der Einfluß der relativen Luftfeuchte auf die Karbonatisierung nur für HOZ-Beton untersucht. Berechnet wird die Karbonatisierungstiefe im Alter von 25 Jahren für neun verschiedene Fälle. Im Bild 8.6 ist sie über dem Median der relativen Feuchte aufgetragen. Die relative Luftfeuchte wird während dieses Zeitraumes nicht als konstant angenommen, sondern wird halbjährlich aus der jeweiligen Verteilung mittels weibullverteilter Zufallszahlen zufällig ausgewählt. Das Ergebnis ist deshalb nicht direkt mit den Versuchsergebnissen vergleichbar, die die Abhängigkeit der Karbonatisierungstiefe von einer konstanten relativen Feuchte wiedergeben. Dennoch bedeutet auch hier eine Fehleinschätzung des Medianes der relativen Feuchte beispielsweise von 0,75 anstelle von 0,85 eine Verdoppelung der Karbonatisierungstiefe. Zwischen der relativen Feuchte und der mittleren Karbonatisierungstiefe ergibt sich annähernd ein linearer Zusammenhang. Bezogen auf die Feuchte von 0,65 fällt die Karbonatisierungstiefe mit jeder Steigerung der relativen Feuchte um 0,01 um ca. 1 mm kleiner aus.

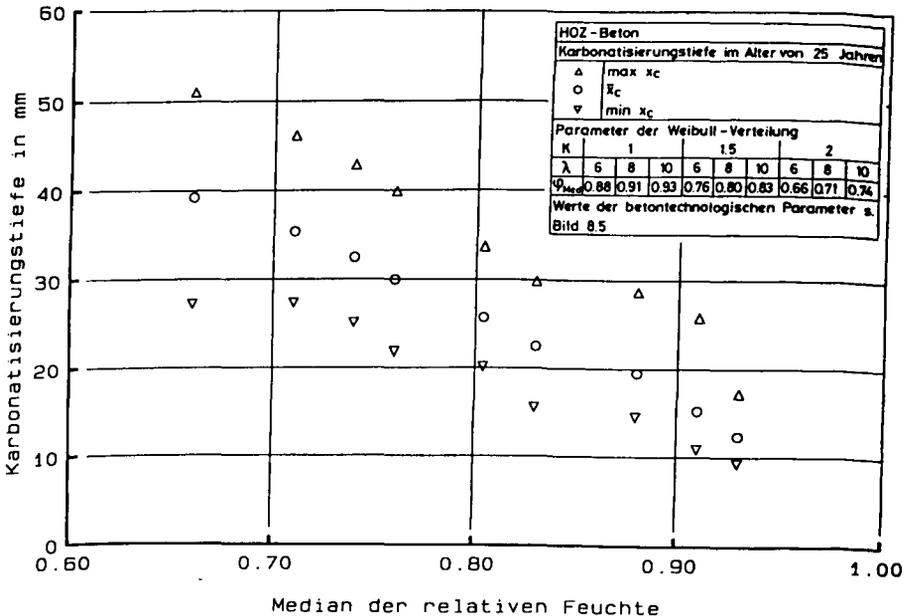


Bild 8.6: Einfluß der Verteilung der relativen Feuchte auf den Karbonatisierungsfortschritt von HOZ-Beton im Freien unter Dach

Fehleinschätzungen der relativen Feuchte des Bauwerksstandortes bzw. mikro-klimatische Schwankungen der relativen Feuchte von beispielsweise  $\pm 0,03$  ergeben somit auch um  $\pm 3$  mm größere oder kleinere Karbonatisierungstiefen. So-mit hängt die Zuverlässigkeit der Dauerhaftigkeitsvorhersage entscheidend von der zutreffenden Einschätzung der relativen Feuchte ab.

### 8.4.3 Einfluß der Sorgfalt der Bauausführung auf die Dauerhaftigkeit

Die Sorgfalt, mit der die Betonzusammensetzung, Nachbehandlungsdauer und Be-wehrungsarbeiten eingehalten bzw. ausgeführt werden, bestimmt sowohl die Streuung der Karbonatisierungstiefe und Betondeckung als auch den Umfang an Depassivierung (bei jeweils gleichen mittleren Eigenschaften). Dies zeigt Bild 8.7. Über den resultierenden Variationskoeffizienten, gebildet aus jenem des w/z-Wertes  $V_{w/z}$  und des CaO-Gehaltes des Zementes  $V_C$  (mit  $V_S = 2 \cdot V_C$  und  $V_A = 5 \cdot V_C$ ), ist die zugehörige mittlere Karbonatisierungstiefe im Alter von 25 Jahren (PZ-Beton) sowie die Streubreite (Abstand der maximalen von der mini-malen Karbonatisierungstiefe für 100 Simulationsläufe) dargestellt. Außerdem ist die Standardabweichung der Karbonatisierungstiefe angegeben.

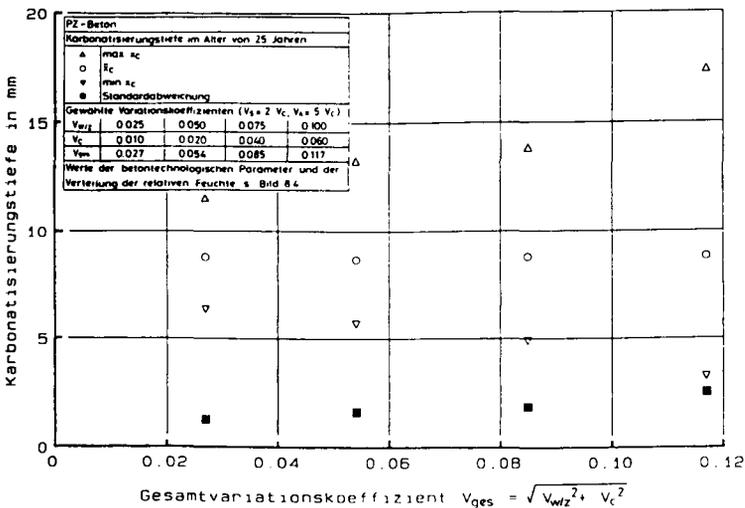


Bild 8.7: Abhängigkeit der Streubreite und Standardabweichung der Karbonatisierungstiefe im Alter von 25 Jahren von dem Gesamtvariationskoeffizienten (PZ-Beton im Freien unter Dach)

Streubreite und Standardabweichung nehmen linear mit dem resultierenden Variationskoeffizienten zu, während die mittlere Karbonatisierungstiefe konstant bleibt. Auch hierbei ist der Einfluß des Zuschlages auf die Streuung nicht berücksichtigt. Nach 25 Jahren ergibt sich für einen Gesamtvariationskoeffizienten von 12% somit für PZ-Beton eine Standardabweichung von ca. 2,5 mm und eine Streubreite von ca. 15 mm. Deutlich zu erkennen ist auch, daß die Streuung nicht symmetrisch zum Mittelwert verteilt ist, so daß die Annahme einer logarithmischen Normalverteilung zutreffender als jene einer Normalverteilung ist.

#### 8.4.4 Einfluß des mutmaßlichen Anstiegs der CO<sub>2</sub>-Konzentration auf den Karbonatisierungsfortschritt

Der Einfluß des Anstiegs der mutmaßlichen CO<sub>2</sub>-Konzentration auf den Karbonatisierungsfortschritt wird nur für Neubauten, nicht jedoch für bestehende Bauwerke untersucht. Nach Abschn. 6 werden dabei neben einer konstant bleibenden CO<sub>2</sub>-Konzentration die beiden Fälle der günstigsten bzw. ungünstigsten Annahmen über den Anstieg der CO<sub>2</sub>-Konzentration (s. Bild 6.9) berücksichtigt. Für die günstigste Annahme ergibt sich der Anstieg der CO<sub>2</sub>-Konzentration zu (vereinfachende Annahme eines linearen Anstiegs, vgl. Bild 6.9):

$$\Delta c(t) = 0,000540 + 1,652 \cdot 10^{-6} \cdot t_j$$

mit  $t_j$  als Betonalter in Jahren. Für die ungünstigste Annahme erhält man bei Annahme eines quadratischen Anstiegs:

$$\Delta c(t) = 0,000540 + 5,359 \cdot 10^{-6} \cdot t_j + 2,6 \cdot 10^{-8} \cdot t_j^2.$$

Im Bild 8.8 ist der Einfluß dieser Annahmen über den Anstieg der CO<sub>2</sub>-Konzentration auf den Karbonatisierungsfortschritt dargestellt. Die Berechnung erfolgte für dieselben betontechnologischen Parameter wie im Bild 8.4. Im Vergleich zur konstant bleibenden CO<sub>2</sub>-Konzentration ergibt sich nur ein geringer Zuwachs in der Karbonatisierungstiefe. Da die CO<sub>2</sub>-Konzentration in beiden Fällen nicht schlagartig, sondern nur kontinuierlich ansteigt, also erst zu einem Betonalter von mehreren Jahrzehnten deutlich höher als heute anzunehmen ist, macht sich der Anstieg der CO<sub>2</sub>-Konzentration auch erst zu diesen Altern bemerkbar. Auf Grund der  $\sqrt{t}$  Abhängigkeit des Karbonatisierungsfortschrittes

sind dann Betonalter geringer Zunahmen der Karbonatisierungstiefe erreicht. Deshalb ist infolge des mutmaßlichen Anstiegs der  $\text{CO}_2$ -Konzentration selbst nach 100 Jahren nur mit einer um ca. 1 - 3 mm größeren Karbonatisierungstiefe zu rechnen (s. Bild 8.8).

Erst Bauten, die in einigen Jahrzehnten ausgeführt werden und von Beginn an einer gegenüber heute erhöhten  $\text{CO}_2$ -Konzentration ausgesetzt sind, werden einen um  $\sqrt{\Delta c(t)/\Delta c(t=1993)}$  schnelleren Karbonatisierungsfortschritt aufweisen.

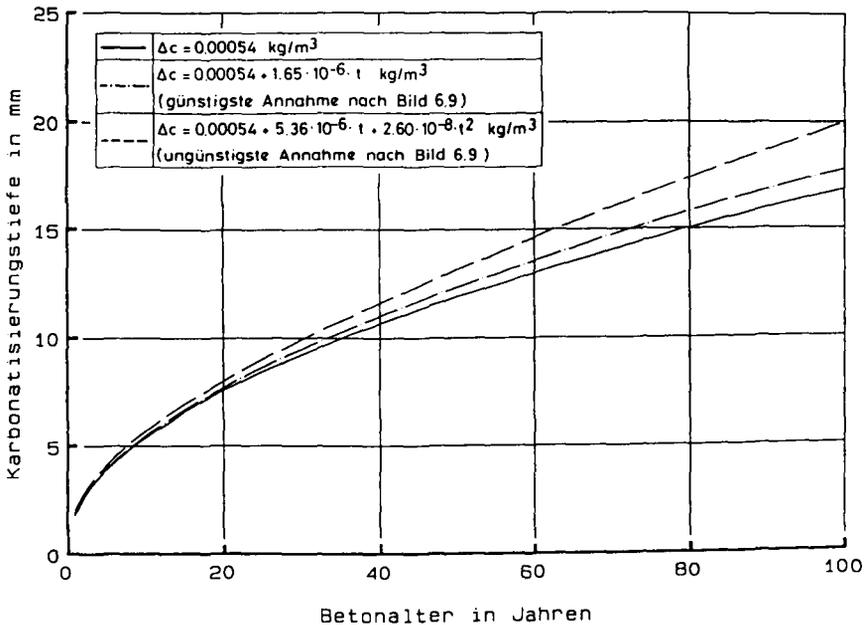


Bild 8.8: Einfluß des mutmaßlichen Anstiegs der  $\text{CO}_2$ -Konzentration auf den Karbonatisierungsfortschritt (PZ-Beton wie in Bild 8.4, im Freien unter Dach)

### 8.5 Zusammenfassung

Aus Bauwerksbeobachtungen von bis zu ca. 60 Jahre alten Gebäuden kann das Dauerhaftigkeitskriterium abgeleitet werden. Dauerhaftigkeit (nicht erschöpfte Lebensdauer) liegt vor, wenn die mittlere Karbonatisierungstiefe (normale Sorgfalt der Bauausführung) um mehr als die erforderliche alkalische

Restdicke erf  $c_b$  kleiner als die mittlere Betondeckung ist. Je nach der Bedeutung des Bauwerks (s. Abschn. 3) wurde  $c_b$  zu 6 bzw. 10 mm gewählt. Neben dem Dauerhaftigkeitskriterium wurden die erforderliche Größe des Sicherheitsindex und die einzuhaltenden Sicherheitsbeiwerte abgeleitet.

Mit diesen Ableitungen kann der Nachweis der Lebensdauer erbracht werden. Berechnete Lebensdauern stehen im Einklang zu den Regelungen von DIN 1045. Die Sicherheit, mit der Dauerhaftigkeit vorliegt, ist abhängig von der relativen Feuchte, der Sorgfalt der Bauausführung und den Annahmen bezüglich des mutmaßlichen Anstiegs der  $CO_2$ -Konzentration. Dabei kommt der zutreffenden Beurteilung der relativen Feuchte die größte Bedeutung zu. Die Sorgfalt der Bauausführung ist in erster Linie für den zu berücksichtigenden Wert des Sicherheitsbeiwertes entscheidend. Der mutmaßlichen Anstieg der  $CO_2$ -Konzentration auf die Karbonatisierungstiefe im Alter von 100 Jahren ist begrenzt und beträgt maximal 3 mm.

## 9. AUFSTELLUNG DES TRANSPORTMODELLS

### 9.1 Ziel und Vorgehen

Der Zusammenhang zwischen dem Diffusionskoeffizienten  $D_c$  und dem in-situ Meßwert der Dichtigkeit  $ISA_{j0}$  ist bereits im Abschn. 3.4 an einem Idealporenmodell abgeleitet worden. In diesem formelmäßigen Zusammenhang verblieb - auch als Modellkorrekturgröße - der empirische Porenstrukturfaktor. Durch ihn wird die Gesamtheit der mit dem Idealporenmodell nicht beschreibbaren Transportwiderstände erfaßt. Dabei handelt es sich zum einen um innere Umwege und zum anderen um die Veränderlichkeit der Porendurchmesser im Porenkanal.

In Abschn. 3.4 wurde gezeigt, wie der Porenstrukturfaktor über Versuche bestimmt werden kann. Hier wird durch theoretische Überlegungen an einem räumlichen Porenmodell versucht, die einzelnen Transportwiderstände zu beschreiben. Mit dem Porenmodell, das allen Transportarten zugrundegelegt wird, werden aber auch die Transportkoeffizienten und ihre wechselseitige Beziehung abgeleitet (Transportmodell). Die Ableitungen werden durch Versuchsergebnisse verifiziert.

Im Mittelpunkt des Interesses steht der nicht empirische Zusammenhang zwischen  $D_c$  und den in-situ Dichtigkeitsmeßwerten. Er ermöglicht die Lebensdauerprognose in Abhängigkeit der unmittelbar am Bauteil gemessenen Dichtigkeit. Das Lebensdauermodell ist dadurch, außer für Planungsaufgaben, auch zum Nachweis hergestellter Leistungsfähigkeit (QS, Abnahme), bzw. der noch vorhandenen Leistungsfähigkeit bestehender Bauwerke (Inspektion, Dauerhaftigkeitsbeurteilung) einsetzbar.

### 9.2 Räumliches Porenmodell

#### 9.2.1 Modellannahmen und reale Porenstruktur

Das Porenmodell besteht aus Porenkanälen (Bild 9.1). Jeder Porenkanal setzt sich aus  $n_p$  kreiszylindrischen Poren mit jeweils eigentümlichem Radius  $r_p$  und

der Länge  $l_p$  zusammen. Die Abfolge der Porenradien  $r_i$  und die Richtung der Porenachse  $\alpha_i$  im Raum wird als zufällig angenommen. Die Durchdringung von Porenkanälen, die den optimalen Porenweg für den Transport bestimmt, wird nur bei der Permeation berücksichtigt. Ein zufällig festgelegter Porenkanal soll jeweils repräsentativ für die gesamte Porosität sein, er bestimmt dann die Transportgeschwindigkeit. Da die Auswahl der Abfolge und Größe der Porenradien zufällig erfolgt, sind zur Bestimmung einer mittleren Transportgeschwindigkeit mehrere Simulationsläufe erforderlich. Die Gesamtheit aller Porenkanäle wird durch die Einführung der mittleren Porosität erfaßt.

Die Transportwiderstände des Porensystems ergeben sich aus der:

- Größe der Porosität,
- Porenradienverteilung,
- Häufigkeit und Größenordnung des Wechsels der Porenradien im Porenkanal,
- und den Umwegen infolge der Abweichung der Porenachse von der Transportrichtung.

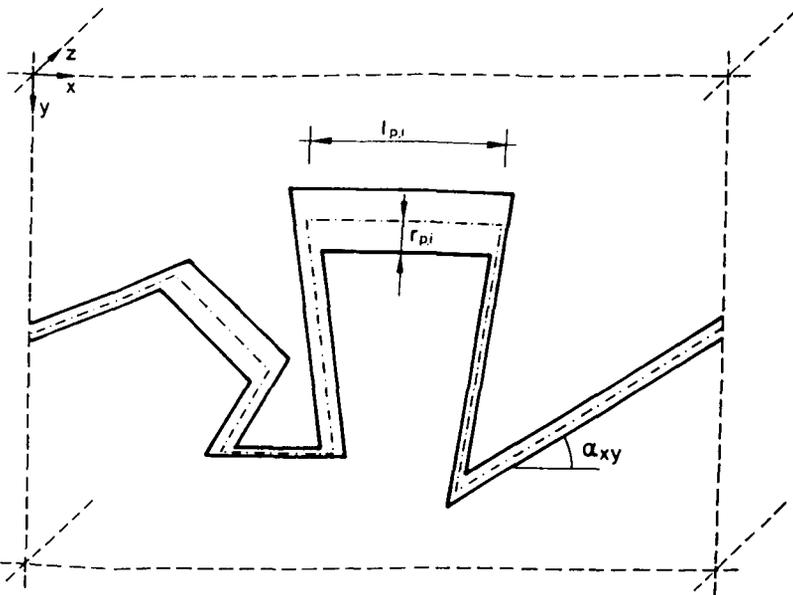


Bild 9.1: Porenkanal mit zufälliger Abfolge von Poren mit unterschiedlichem Radius (schematisch und eben dargestellt)

Die Gesamtleistung eines Transports hängt somit außer von der Intensität der Transportursache von der Geometrie des Porensystems ab. Das Porensystem des Zementsteins ist durch eine große Bandbreite des Porenradius, der Porenform und der Porenstruktur gekennzeichnet. An Porenarten mit jeweils eigentümlichen Größenbereichen für den Porenradius sind:

- Poren in den größtenteils amorphen Gelteilchen (Gelporen),
- w/z-Wert abhängig, Poren zwischen den Gelteilchen (Kapillarporen),
- und auf der Oberfläche von Zuschlagkörnern und Bewehrungsstäben in einer ca. 40 µm tiefe Zonen erhöhter Verbundzonenporosität vorhanden. Diese wird aus Poren mit Radien gebildet, die erheblich größer als jene der Gel- und Kapillarporen sind.

Infolge Nachhydratation und Karbonatisierung entstehen zeitliche Veränderungen der Porosität und Porenradienverteilung [8, 84]. Über die Bauteildicke sind Inhomogenitäten zu berücksichtigen. Einerseits bedingen die tiefenabhängigen Temperatur- und Austrocknungsverhältnisse unterschiedliche Hydratationsgrade, andererseits weicht die Verteilung von Zuschlag und Zementstein schalungsbedingt (Herstellungseinfluß) in einer oberflächennahen Tiefe von ca. dem 1 - 3-fachen des Größtkorndurchmessers signifikant von der mittleren Zusammensetzung ab.

Diese komplexe Situation wird nur über vereinfachende Annahmen (s.o.) erfaßt und beschrieben. Dazu wird zunächst die Größe der Umwege und ein charakteristischer Wert für das Verhältnis Porenlänge zu Porenradius abgeleitet.

### 9.2.2 Ableitung des mittleren Umwegfaktors und des Verhältnisses Porenlänge zu Porenradius

Das Modellelement Porenradius wird mit den Ergebnissen der Porenradienverteilung aus der Quecksilberdruckporosimetrie, der WD-Sorptionsisotherme (BET-Oberfläche  $O_{\text{BET}}$ ) und der durch Wassersättigung unter Atmosphärendruck ermittelten füllbaren Porosität  $\epsilon_{\text{ges}}$  festgelegt. Aus der inneren Oberfläche der Poren und der füllbaren Porosität  $\epsilon_{\text{ges}}$  läßt sich der hydraulische Porenradius  $r_{\text{ph}}$  des Porensystems ableiten:

$$r_{\text{ph}} = \epsilon_{\text{ges}} / O_{\text{BET}} \cdot \rho_b \quad [\text{m}]. \quad (9.1)$$

mit  $\rho_b$  als Trockenrohddichte des Betons in  $\text{g/m}^3$ ,  $O_{\text{BET}}$  in  $\text{m}^2/\text{g}$  und  $\epsilon_{\text{ges}}$  in Vol.-%/100.

Der so ermittelte hydraulische Radius ist nicht unmittelbar transportrelevant, weil die innere Oberfläche des Zementsteins i.w. von den Gelporen gebildet wird und weil die Transporte in erster Linie in den Kapillarporen und in den Poren der Verbundzone erfolgen [46]. Er wird deshalb nur zur Bestimmung des Umwegfaktors und des mittleren Verhältnisses von Porenlänge zu Porenradius benutzt.

### 9.2.2.1 Ableitung des Umwegfaktors

Für eindimensionalen Transport in x-Richtung stimmt die durch den Porenkanal vorgegebene Richtung des Transportweges infolge der zufälligen Orientierung und Richtungswechsel der einzelnen Porenabschnitte nicht mit der durch die Transportursache vorgegebenen Transportrichtung überein (s. Bild 9.1). Für  $n_p$  Poren der Länge  $l_p$  beträgt der mittlere Umweg  $u_w$  (Projektion der Länge der Achse des räumlichen Porenkanals in die Transportrichtung):

$$u_w = \frac{n_p \cdot l_p}{l_p \cdot \sum_{i=1}^{n_p} \cos \alpha_{xy} \cdot \cos \alpha_{xz}} \quad (9.2)$$

Für zufällig ausgewählte Werte der Winkel  $\alpha_{xy}$  und  $\alpha_{xz}$  sowie für  $n_p > 100$  ergibt sich i.M. für  $u_w$ :

$$u_w = (\pi/2)^2 = 2,467 \approx 2,5 \quad (9.3)$$

Der mittlere Umwegfaktor  $u_w$  ist eine konstante Größe, die sich nur aus der Annahme eines zufälligen Verlaufs der Achse des Porenkanals ergibt.

### 9.2.2.2 Ableitung des Verhältnisses Porenlänge zu Porenradius

Dazu wird zunächst eine regelmäßige Idealstruktur betrachtet. Die Porosität eines solchen Volumenelementes  $V = dx \cdot dy \cdot dz$  wird aus  $n_p^3$  Poren (gleichmäßige Verteilung in alle Richtungen des Raumes) gebildet. Wären sie in einem regelmäßigen, umweglosen Idealstrukturgitter (Bild 9.2 für  $n_p = 3$  dargestellt) an-

geordnet, so würde die pro Elementlänge vorhandene Anzahl der Poren eines zur Transportrichtung parallelen Porenkanals, für große  $n_p$ , ebenfalls  $n_p$  betragen. Über- und hintereinander wären ebenfalls jeweils  $n_p$  Porenkanäle vorhanden. Pro Elementlänge ergeben dann  $n_p$  Poren der mittleren Länge  $l_p$  dieselbe Länge wie die mit dem Umwegfaktor  $u_w$  multiplizierte Elementlänge  $dx$ . Für die hier eingeführte umwegbehaftete Zufallsstruktur des räumlichen Porensystems wird nur die Annahme berücksichtigt, daß die Anzahl der Poren eines Porenkanals, der in x-Richtung verläuft, und die Anzahl der Porenkanäle, die in y-Richtung übereinander, bzw. in z-Richtung hintereinander angeordnet sind, identisch ist.

Wegen  $n_p \cdot l_p = dx \cdot u_w$  beträgt somit die mittlere Porenlänge  $l_p$ :

$$l_p = \frac{dx \cdot u_w}{n_p} \quad (9.4)$$

Geht man außerdem nur von Poren mit konstantem Radius  $r_p = 2 \cdot r_{ph}$  aus, so ergibt sich für das Volumenelement  $V$  folgendes Porenvolumen  $V_p$ :

$$V_p = V \cdot \epsilon_{ges} = n_p^3 \cdot \pi \cdot (2 \cdot r_{ph})^2 \cdot l_p \quad (9.5)$$

Aus Gl. (9.5) ergibt sich die mittlere Porenlänge zu:

$$l_p = \frac{dx \cdot dy \cdot dz \cdot \epsilon_{ges}}{4 \cdot \pi \cdot n_p^3 \cdot r_{ph}^2} \quad (9.6)$$

Setzt man Gl. (9.4) in Gl. (9.6) ein, so erhält man mit  $dx = dy = dz$ :

$$\frac{l_p}{r_{ph}} = \sqrt{\frac{4 \cdot \pi \cdot u_w^3}{\epsilon_{ges}}} \quad (9.7)$$

Das Verhältnis der mittleren Porenlänge zum hydraulischen Porenradius ist somit für einen bestimmten Beton konstant. Der zugehörige Proportionalitätsfaktor wächst mit dem Kehrwert der Quadratwurzel aus der Gesamtporosität des Betons. Für mittlere Verhältnisse beträgt  $\epsilon_{ges} = 0,135$  (s. Tab. 7.2). Man erhält somit i.M.  $l_p/r_{ph} \approx 38$ . Für  $\min \epsilon_{ges} = 0,100$  und  $\max \epsilon_{ges} = 0,175$  ergeben sich Verhältnisse von 33,5 - 44,3. Nur mit dem mittleren Verhältnis wird im folgenden die Berechnung der Transportkoeffizienten vorgenommen.

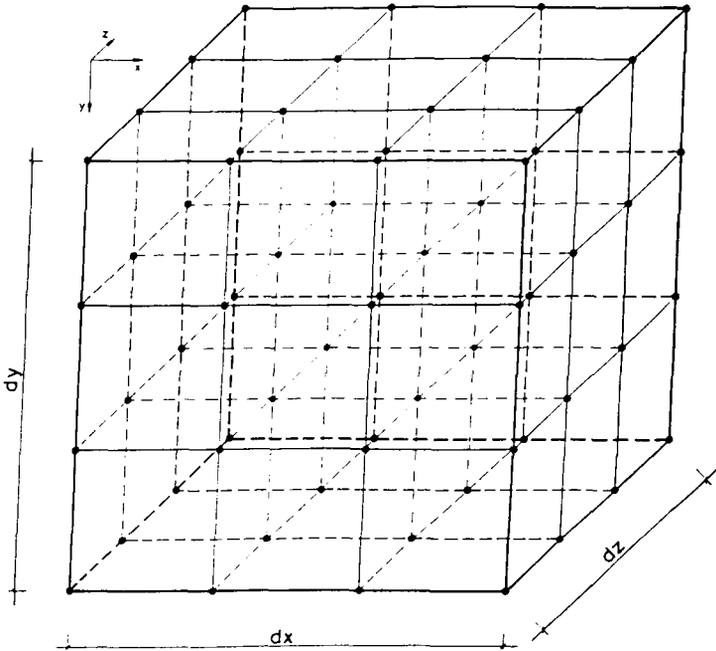


Bild 9.2: Regelmäßige, umweglose Idealstruktur der Achslinien räumlicher Porenkanäle (zur besseren Anschaulichkeit sind nicht die Achslinien, sondern die Knotenpunkte hervorgehoben)

### 9.2.3 Verfügung über die Porenradienverteilung

Ein die reale Porenstruktur beschreibender Porenkanal besteht aus Porenabschnitten mit unterschiedlichen Radien. Nur bei bekannter Porenradienverteilung ist es möglich, die Häufigkeit, mit der die einzelnen Poren im Porenkanal vorkommen, anzugeben (bei zufälliger Reihenfolge der Poren). Die Porenradienverteilung wird mit der Quecksilberdruckporosimetrie bestimmt und danach modelliert (s. Abschn. 9.3.1).

Der kleinste ermittelbare Radius der Quecksilberdruckporosimetrie liegt bei 3,75 nm. Nach Abschn. 3 sind Transportströme näherungsweise erst ab einem bestimmten Radius ( $r > 30$  nm für die Diffusion,  $r > 100$  nm für die Absorption) zu berücksichtigen. Diese Näherung wird hier aufgegeben. Alle Poren bilden ein zusammenhängendes, offenes Porensystem und sind deshalb in das Trans-

portgeschehen einzubeziehen. Vereinfachend darf dagegen angenommen werden, daß der kleinste versuchstechnisch ermittelbare Porenradius auch der für Transportvorgänge in Außenbauteilen maßgebende Minimalradius ist. Infolge Kapillarkondensation sind Poren mit einem Radius von 3,75 nm erst bei relativen Feuchten von weniger als 75 % nicht wassergefüllt.

Der größte ermittelbare Radius von  $r = 7500$  nm ist allerdings nicht der im Beton vorhandene Größtradius. Vereinfachend wird dazu die Hälfte des Porenvolumens  $\epsilon_{\text{ges}} - \epsilon_{\text{Hg}}$  dem Porenradius  $r = 10000$  nm zugeordnet, die andere Hälfte den Poren mit  $r < 3,75$  nm. Da dies eine nicht weiter begründete Annahme ist, wird zu überprüfen sein, wie groß ihr Einfluß auf die berechneten Transportkoeffizienten ist.

Für die dazwischen liegenden Radien kann das zugehörige Porenvolumen  $\epsilon_i$  aus der Porenradienverteilung abgelesen werden. Dazu wird eine Klasseneinteilung vorgenommen und das zur Klasse  $\Delta r_i$  gehörige Porenvolumen dem mittleren Radius  $r_i$  der Klasse zugeordnet. Die nichtlineare Abhängigkeit der Transportkoeffizienten vom Porenradius und ein je nach Beton unterschiedlich großes  $\epsilon_i$  pro Porenklasse werden durch dieses Vorgehen erfaßt.

Für verschiedene Porenradienverteilungen werden im folgenden der  $\text{CO}_2$ -Diffusions-, der Wasseraufnahme- und der Permeationskoeffizient berechnet. Untersucht wird dabei der Einfluß der Porenradienverteilung auf die jeweilige Größe der Transportkoeffizienten.

### 9.3 Theoretische Ermittlung von Transportkoeffizienten

#### 9.3.1 Modellierung der Porenradienverteilung

Der Berechnung der Transportkoeffizienten wird folgender analytischer Ansatz der Porenradienverteilung zugrundegelegt:

$$\epsilon(r) = \frac{\epsilon_{\text{Hg}}}{1 + e^{a + b \cdot \log(r - r_0)}} + 0,5 \cdot (\epsilon_{\text{ges}} - \epsilon_{\text{Hg}}) \quad (9.8)$$

mit  $r_0 = 3,5$  nm. Die Koeffizienten  $a$  (dimensionslos) und  $b$  (in der Einheit  $1/\log(\text{nm})$ ) werden mit den an den Wänden I - VI sowie IX und X von Proben un-

terschiedlicher Wandtiefe im Alter von ca. 3,5 Jahren gemessenen Porenradienverteilungen (hier nicht dargestellt) bestimmt. Die Ergebnisse der Auswertung der Porenradienverteilung bezüglich  $\epsilon_{Hg}$  (Porosität des Radienbereiches von 3,75 - 7500 nm) und der transportrelevanten Teilporositäten  $\epsilon_{diff}$  und  $\epsilon_{abs}$  (s. Abschn. 3.4) sind Bild 9.3 und Tab. 9.1 zu entnehmen. Näherungsweise kann davon ausgegangen werden, daß die Teilporositäten normalverteilt sind. Mit einem Chi-Quadrat-Test konnte dies für  $\epsilon_{diff}$  und  $\epsilon_{Hg}$  nachgewiesen werden. I.M. aller hier vorliegenden Ergebnisse beträgt  $\epsilon_{diff}$  60% von  $\epsilon_{Hg}$  und  $\epsilon_{abs}$  37% von  $\epsilon_{Hg}$ . Die Koeffizienten a und b sind so zu bestimmen, daß diese Verhältnisse mit Gl.(9.8) zutreffend beschrieben werden. Außer für die mittleren Porositäten werden die Koeffizienten auch für maximale und minimale Teilporositäten bestimmt (s. Bild 9.3).

Die Gl.(9.8) stellt nur eine rechnerische Näherung gemessener Porenradienverteilungen dar. Nicht alle Einzelheiten gemessener Porenradienverteilungen können mit ihr erfaßt werden. Mehr Gipflige Porenradienverteilungen, wie sie für Zementstein im Beton typisch sind, werden durch Gl.(9.8) allenfalls näherungsweise beschrieben. Dennoch ist Gl.(9.8) ausreichend, weil die gemessenen Porenradienverteilungen selbst nur Modellcharakter aufweisen. Bei der Auswertung der Meßergebnisse wird die reale Porenstruktur nicht berücksichtigt. Ausgegangen wird jeweils von einem Bündel paralleler, kreiszylindrischer Poren, bzw. kegelstumpffartiger, zum Probeninneren hin sich verjüngender Poren. Die Auswertung berücksichtigt nicht, daß sich im Probeninneren Poren des Radius  $r_i$  befinden, die nur über Poren mit einem Radius  $r_a < r_i$  gefüllt werden können (Flaschenhalssporen). Das Volumen der Poren mit dem Radius  $r_i$  wird dadurch fälschlicherweise dem Radius  $r_a$  zugeordnet. Durch komplexere Funktionen sich allen Besonderheiten der jeweiligen Porenradienverteilung anzunähern, ist somit nicht mit einer größeren Wirklichkeitsnähe verbunden.

### 9.3.2 Ableitung des Diffusionskoeffizienten $D_c$

Der Diffusionskoeffizient eines Porenbündels der Porosität  $\epsilon$  ergibt sich nach Gl.(3.9). Im räumlichen Porenmodell nach Abschn. 9.2 ist dagegen ein Porenkanal mit dem Umwegfaktor  $u_w = 2,5$  und für die einzelnen Poren  $l_p/r_{ph} = 38$  zu berücksichtigen. Die räumliche Anordnung wird als Parallelschaltung von Porenkanälen angesehen, die sich aus abschnittsweise unterschiedlich großen Radien (Serienschaltung) zusammensetzen. Die Parallelschaltung wird durch die

Angabe einer mittleren, über die Transportstrecke als konstant angenommenen Porosität berücksichtigt.

Tab. 9.1: Statistische Auswertung der Porenradienverteilungen von vakuumgetrockneten Proben der Wände I - VI sowie IX und X verschiedener Entnahmetiefen im Alter von ca. 3,5 Jahren

Statistischer Kennwert	Betrachteter Porenanteil		
	$\epsilon_{Hg}$	$\epsilon_{diff}$	$\epsilon_{abs}$
Mittelwert [-]	0.0925	0.0552	0.0345
Median [-]	0.0935	0.0562	0.0330
Standardabweichung [-]	0.0194	0.0169	0.0120
Maximaler Meßwert [-]	0.1363	0.0884	0.0596
Minimaler Meßwert [-]	0.0557	0.0242	0.0185
Variationskoeffizient [-]	0.21	0.31	0.35
$\bar{\epsilon}_i / \bar{\epsilon}_{Hg}$	1.00	0.60	0.37
$0.5 \cdot (\bar{\epsilon}_{ges} - \bar{\epsilon}_{Hg})$	0.0213	--	--

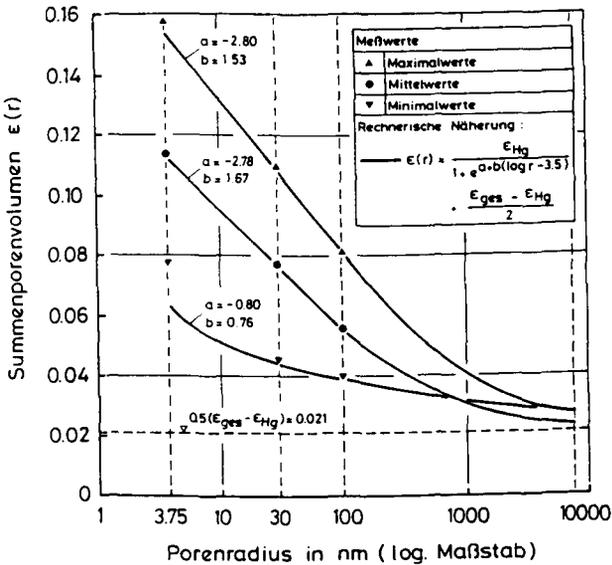


Bild 9.3: Näherungsansatz zur Beschreibung gemessener Porenradienverteilungen nach Gl. (9.8)

Da die Porenkanäle räumlich verlaufen, enden nur näherungsweise 1/3 aller Porenkanäle auf der Oberfläche, auf die das Medium in den Beton eindringt. Ein weiterer Transportwiderstand bildet das Verhältnis der Summe der Porenlängen des Radius  $r_{p1}$  zur Gesamtlänge des Porenkanals (Bild 9.4).

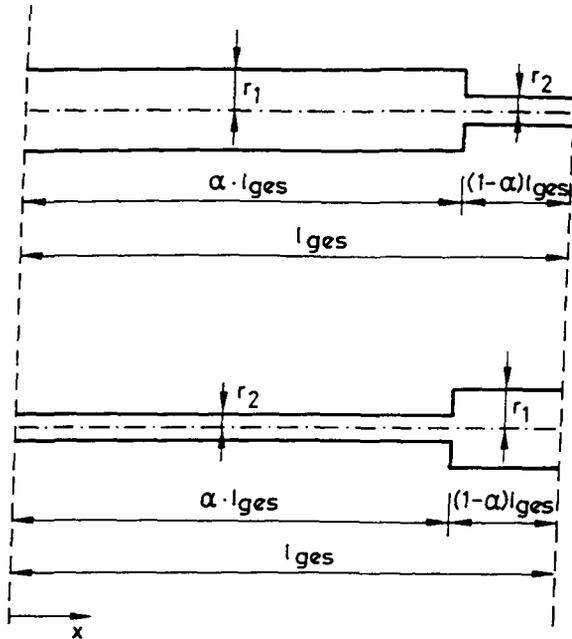


Bild 9.4: Skizze zur Erläuterung des Einflusses des Verhältnisses der Länge der Pore des Radius  $r_{p1}$  zur Gesamtlänge des Porenkanals

Die Berechnung des Gesamtdiffusionswiderstandes einer Serienschaltung von zwei Poren mit unterschiedlichem Radius und unterschiedlicher Länge, unter Vernachlässigung des Einflusses der Anordnung der unterschiedlich großen Poren im Porenkanal, ergibt für den stationären Zustand:

$$g_{ges} = g_1 = g_2 \tag{9.9}$$

mit:

$g_{ges}$  : Resultierender Diffusionsstrom durch beide Porenabschnitte

$g_1$  : Teilstrom durch die Pore mit dem Radius  $r_1$

$g_2$  : Teilstrom durch die Pore mit dem Radius  $r_2$

Mit dem 1. Fick'sche Gesetz ergibt Gl.(9.9) nach einigen Umformungen:

$$\frac{1}{D_{ges}} = \frac{1}{D_1} \cdot \frac{l_1}{l} + \frac{1}{D_2} \cdot \frac{l_2}{l} = \frac{1}{D_1} \cdot \alpha + \frac{1}{D_2} \cdot (1 - \alpha) \quad (9.10)$$

Die Verallgemeinerung für  $n_p > 2$  Porenabschnitte lautet:

$$\frac{1}{D_{ges}} = \sum_{i=1}^{n_p} \frac{1}{D_i} \cdot \frac{l_i}{l_{ges}} \quad (9.11)$$

Daraus ergibt sich der Diffusionskoeffizient des Transportmodells  $D_{c, TM}$  zu:

$$D_{c, TM} = \frac{l_{ges}}{3 \cdot u_w \cdot \sum_{i=1}^{n_p} \frac{f_i}{K(r_{pi}) \cdot \epsilon_i}} \quad (9.12)$$

mit  $K(r_i)$  nach Gl.(3.12) und  $\epsilon_i$  als das zum Radius  $r_{pi}$  gehörige Porenvolumen. Für die Berechnung werden 20 Porenklassen berücksichtigt. Der Diffusionskoeffizient ist dann das gewogene harmonische Mittel der  $D_i$  der einzelnen Porenabschnitte eines Porenkanals. Die Wichtungsfaktoren ergeben sich aus der Einzellänge der Porenabschnitte mit dem Radius  $r_{pi}$  zur Gesamtlänge aller Poren.

### 9.3.3 Ableitung des Wasseraufnahmekoeffizienten und des $ISA_{10}$ -Wertes

Mit Hilfe von Zufallszahlen und der Porenradienverteilung nach Gl.(9.8) läßt sich eine zufällige Abfolge der Porenradien im Porenkanal erzeugen. Nach [107] erhält man die Füllzeit  $t_f$  eines Porenkanals, der sich aus  $m$  Abschnitten mit jeweils unterschiedlichem Radius zusammensetzt, zu:

$$t_f = \frac{2 \cdot \eta}{\sigma} \left( 2 \cdot \left( \sum_{n=1}^{m-1} s_n \cdot s_m \cdot \frac{r_m^3}{r_n^4} \right) + \frac{s_m^2}{r_m} \right) \cdot \frac{1}{3600} \quad (9.13)$$

mit:

$\eta$ : Dynamische Viskosität des Wassers in  $Ns/m^2$

$\sigma$ : Oberflächenspannung des Wassers in  $N/m$

- m: Anzahl der Porenabschnitte eines Porenkanals (wie bei der Diffusion werden auch hier für jeden Porenkanal 20 Porenabschnitte berücksichtigt)
- $s_n$ : Länge des n-ten Porenabschnittes
- $r_n$ : Radius des n-ten Porenabschnittes
- $s_m$ : Länge des m-ten Porenabschnittes
- $r_m$ : Radius des m-ten Porenabschnittes (es wird für alle Berechnungen ein Zufallswert des Radienbereiches 100 - 300 nm angenommen)

Die Wasseraufnahme wird ebenfalls durch die Umwege verzögert, so daß für  $s_n$  bzw.  $s_m$  das Produkt aus  $l_{pi}$  und dem Umwegfaktor  $u_w$  einzusetzen ist. Die Füllung der gesamten Porosität kann auch hier wiederum nur über die Porenöffnungen erfolgen, die auf der Oberfläche enden, die im Wasserkontakt steht.

Am Transportgeschehen sind alle Poren beteiligt. Ein Kapillartransport nach Gl.(9.13) erfolgt allerdings nur in Poren mit  $r \geq 100$  nm [23, 86, 89, 100]. In den Poren  $r < 100$  nm kommt es zur Kapillarkondensation, sobald die Saugfront im Porenkanal bis zum Beginn eines solchen Porenabschnittes hochgestiegen ist. Vereinfachend wird angenommen, daß für die Kapillarkondensation die gleiche Zeit erforderlich ist, wie für die Füllung der Poren  $r < 100$  nm durch kapillare Wasseraufnahme. Der Wasseraufnahmekoeffizient  $A_{TM}$  des Transportmodells ergibt sich dann zu:

$$A_{TM} = \frac{\epsilon \cdot \rho_w}{3 \cdot \sqrt{\epsilon_f}} \cdot \sum_{i=1}^m l_{pi} \quad (9.14)$$

Die Wasseraufnahmegeschwindigkeit wird signifikant von der Abfolge der Radien bestimmt [23, 107]. Zur Ableitung des Wasseraufnahmekoeffizienten ist deshalb die Wiederholung der Rechnung mit jeweils neu generierten Porenkanälen erforderlich. Dazu werden 20 Simulationsläufe ausgeführt. Der geometrische Mittelwert der Ergebnisse der Simulationsläufe ergibt den maßgebenden Wert des Wasseraufnahmekoeffizienten.

Der Zusammenhang des Wasseraufnahmekoeffizienten mit dem  $ISA_{10}$ -Wert ist durch Gl.(3.4) gegeben. Diese Beziehung wird hier unverändert übernommen, so daß für die Formulierung des  $ISA_{10}$ -wertes keine weiteren Ableitungen erforderlich sind.

### 9.3.4 Ableitung des Permeationskoeffizienten für Gastransporte

Nach [25] ist in Betonporen i.d.R. nicht mit einer turbulenten Strömung zu rechnen, so daß im folgenden von einem rein laminaren Transport ausgegangen wird.

#### 9.3.4.1 Permeationsgesetz

Bei der Permeation ist das Transportverhalten, ebenso wie für die Diffusion, vom Verhältnis der mittleren freien Weglänge  $\lambda$  der Gasmoleküle zum Porenradius  $r_p$  abhängig. Für  $\lambda \gg r_p$  liegt Molekularströmung (Effusion), für  $\lambda \ll r_p$  laminare Strömung vor. Im Übergangsbereich beider Transportarten ( $\lambda \approx r_p$ ) ergibt sich der Massestrom  $m$  [kg/m<sup>2</sup>s] bei einem mittleren Druck  $\bar{p}$ , infolge eines Druckgefälles  $dp$ , durch eine Betonschicht der Dicke  $l$ , nach [25] unter Berücksichtigung der Kompressibilität des Gases, zu:

$$m = \frac{Q \cdot \rho}{F} = \delta \cdot \frac{dp}{l} \cdot \frac{\bar{p}}{p_1} \quad (9.15)$$

mit:

- Q : Transportierte Gasmenge
- $\rho$  : Gasdichte
- $\delta$  : Strömungskoeffizient
- $p_1$  : Druck bei dem Q gemessen wird.

Für die Strömung von Stickstoff (bei den Versuchen als Prüfgas verwendet) ergibt sich der Strömungskoeffizient  $\delta$  zu:

$$\delta = \left( E + \frac{r_p^2 \cdot \bar{p}}{8 \cdot \eta} \right) \cdot \frac{1}{R_{N_2} \cdot T} \quad (9.16)$$

mit:

- E : Effusionskoeffizient nach [25]
- $\eta$  : Dynamische Viskosität des strömenden Gases (hier: Stickstoff)
- $R_{N_2}$  : Gaskonstante des Stickstoffes.

Nach dem Gesetz von Hagen-Poiseuille gilt für laminare Strömung in einem kreiszylindrischen Rohr:

$$Q = K \cdot F \cdot \frac{\bar{p}}{\eta \cdot l} \cdot dp \quad (9.17)$$

Der Permeationskoeffizient K nach Gl.(9.17) wird im Versuch bestimmt. Er ist dem Strömungskoeffizienten  $\delta$  des räumlichen Porenmodells gegenüberzustellen. Durch Gleichsetzung von Gl.(9.15) mit (9.17) erhält man:

$$K = \frac{\delta}{\rho} \quad (9.18)$$

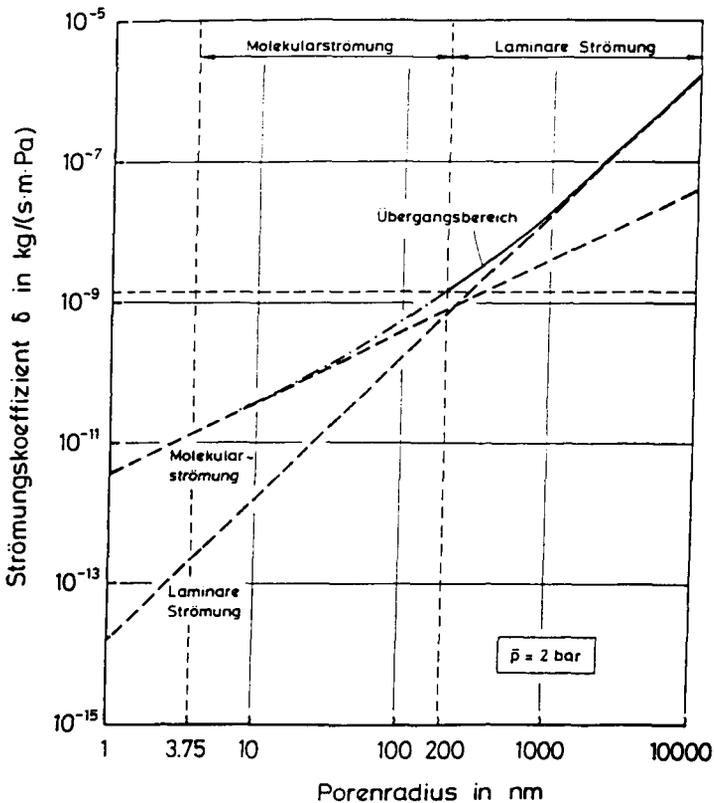


Bild 9.5: Abhängigkeit des Strömungskoeffizienten vom Porenradius nach [25]

Der Strömungskoeffizient  $\delta$  setzt sich aus den Anteilen der laminaren Strömung und der Molekularströmung zusammen. Der Strömungsanteil infolge Molekularströmung wird im folgenden vernachlässigt, da seine Transportleistung gegenüber jener der laminaren Strömung, je nach Porenradius, um mehrere Zehnerpotenzen kleiner ist (s. Bild 9.5). Bild 9.5 gilt für einen mittleren Prüfdruck von  $\bar{p} = 2$  bar. Für  $r_p \geq 200$  nm überwiegt die Transportleistung infolge laminarer Strömung diejenige der Molekularströmung. Bei diesem Prüfdruck beträgt die mittlere freie Weglänge  $\lambda = 33$  nm [89, 111]. Somit ist für  $\lambda/r_p \leq 0,165$  in erster Linie mit laminarer Strömung zu rechnen.

#### 9.3.4.2 Zur Vernachlässigung des Transportanteils infolge Molekularströmung

Die Vernachlässigung der Transporte in Porenräume mit  $\lambda/r_p \geq 0,165$  ist zulässig, wenn die Poren  $r_p > 200$  nm ein in sich zusammenhängendes Untersystem durchgehender Porenkanäle bilden, welches nicht von Poren kleinerer Radien unterbrochen wird. Die Poren kleinerer Radien sind dann nach wie vor in das gesamte Porensystem eingebunden. Sie zweigen von den größeren Poren so ab, daß sie für den eigentlichen Permeationsvorgang nicht erforderlich sind. Dies kann durch folgende Überlegungen gezeigt werden.

Treffen in der räumlichen Porenstruktur in einem Knotenpunkt mehrere Poren unterschiedlicher Radien zusammen, so erfolgt der weitere Transport in der Pore mit dem größten Radius. Vorzugsweise wird somit der Porenkanal genutzt, der sich aus Abschnitten möglichst großer Radien zusammensetzt. Welchem Radienbereich diese Poren entstammen hängt von der Annahmen über die Zahl der vom Ende einer Pore abzweigenden Poren ab. Näher untersucht werden hier die Annahmen, daß vom Ende einer Pore 5 bzw. 6 weitere Poren abzweigen. Deren Radien werden über folgende Bedingung, mit  $Z$  als gleichverteilter Zufallszahl, festgelegt:

$$\log r_p = \log 3,75 + (\log 7500 - \log 3,75) \cdot Z \quad (9.19)$$

Es werden somit über 5 bzw. 6 Zufallszahlen Porenradien bestimmt, aus denen jeweils nur der Größte für den weiteren Transportfortschritt zu berücksichtigen ist. Für 5 Abzweigungen ergibt sich dann, daß nur in ca. 3,6% und für 6 Abzweigungen, daß nur in ca. 2% aller Fälle ein Radius  $r_p < 200$  nm zu berücksichtigen ist. Näherungsweise wird deshalb für die Transportgeschwindigkeit

ein Porenkanal als maßgebend angesehen, der sich nur aus Porenabschnitten  $r_p > 200$  nm zusammensetzt. Das der Radius mit Gl.(9.19) und nicht über die Porenradienverteilung, festgelegt werden kann, bestätigen hier nicht wiedergegebene Vergleichsrechnungen.

Physikalische Überlegungen sprechen ebenfalls dafür zur Permeation nur die Porenräume mit  $r_p > 200$  nm heranzuziehen. Im stationären Zustand ist die transportierte Gasmenge in jeder Tiefe der durchströmten Betonschicht konstant, so daß für ein Porensystem aus zunächst zwei Poren mit unterschiedlichem Radius (Bild 9.4) gilt:

$$\frac{l}{\delta_{ges} \cdot \epsilon} = \frac{l_1}{\delta_1 \cdot \epsilon_1 \cdot l} + \frac{l_2}{\delta_2 \cdot \epsilon_2 \cdot l} \quad (9.20)$$

Im Gegensatz zur Diffusion, wo sich  $D_1$  und  $D_2$  für z.B.  $r_1 = 3,75$  nm und  $r_2 = 7500$  nm um den Faktor 20 unterscheiden, unterscheiden sich für diese beiden Radien die Strömungskoeffizienten  $\delta_1$  und  $\delta_2$  um den Faktor  $10^5$  (s. Bild 9.5). Während also im Fall der Diffusion die einzelnen  $D_i$  ungefähr von gleicher Größenordnung sind, wird  $\delta_{ges}$  vom kleinsten  $\delta_i$  bestimmt. Für  $l_1 = l_2$  gilt nach Gl.(9.20)  $\delta_{ges} = 2 \cdot \delta_1$ , so daß die Gesamttransportleistung maßgeblich durch den kleinsten am Transportgeschehen beteiligten Radius bestimmt wird. Im Fall der Permeation führt dies zu einer erheblichen Überschätzung der Betondichtigkeit, wenn die Porenbereiche  $r_p < 200$  nm beim Transport umströmt werden.

#### 9.3.4.3 Folgerungen für die Modellierung von Permeationsvorgängen

Nur für den Fall, daß die Zahl der Poren mit  $r_p > 200$  nm zur Bildung eines eigenen Untersystems nicht ausreicht, sind für den Permeationsvorgang Poren kleinerer Radien heranzuziehen. In ihnen wird das Transportgeschehen von der Molekularströmung bestimmt. Je nach Porenradienverteilung (w/z-Wert, Zementart, Nachbehandlungsdauer, usw.) ergibt sich ein eigentümlicher Mindestradius. Nur wenn dieser Mindestradius deutlich unter 100 nm liegt, wird die Permeation nachhaltig von der Feuchte bestimmt. Dies ist nur bei dichten Betonen mit entsprechend kleinen w/z-Werten der Fall. Die Bestimmung des Mindestradius ist an die Annahme über die Anzahl der von einem Porende abzweigenden Porenabschnitte gebunden. Diese ist aber nicht bekannt. Die rechnerische Abschätzung des Permeationskoeffizienten ist deshalb unsicherer, als jene der übrigen Transportkoeffizienten.

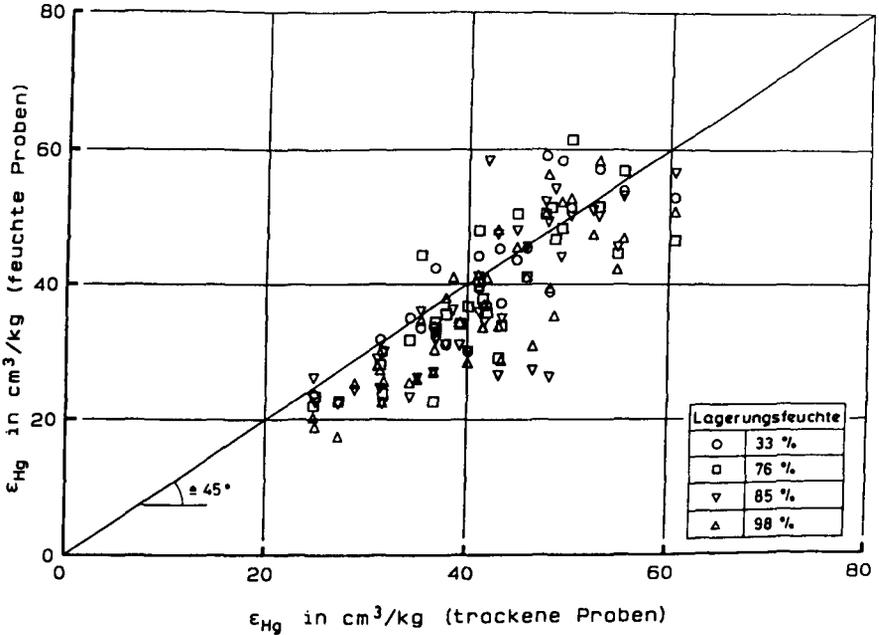


Bild 9.6: Einfluß einer hygroscopischen Probenfeuchte auf das mittels Quecksilberdruckporosimetrie ermittelbare Porenvolumen (Versuchsergebnisse von Proben verschiedener Entnahmetiefen der Wände I - X im Alter von ca. 3,5 Jahren)

### 9.3.5 Berücksichtigung der Feuchteabhängigkeit der Transportkoeffizienten

Die Feuchteabhängigkeit wird nur für den hygroscopischen Feuchtebereich betrachtet. Somit ist vor allem der Einfluß der Kapillarkondensation zu berücksichtigen. Nach der Kelvin-Gleichung besteht folgender Zusammenhang zwischen der relativen Feuchte und jenem Radius, in dem Kapillarkondensation erfolgt:

$$\varphi = e^{-\frac{2 \cdot \sigma}{r_p \cdot \rho_w \cdot R_{w0} \cdot T}} \quad (9.21)$$

mit:

$\sigma$  : Oberflächenspannung des Wassers

$r_p$  : Porenradius

$\rho_w$  : Dichte des Wassers

$R_{v0}$ : Gaskonstante des Wasserdampfes

Je nach Transportart sind kapillarkondensierte Porenabschnitte unterschiedlich zu behandeln. Für die Diffusion von Gasen (ohne WD) stehen diese Abschnitte nicht mehr zur Verfügung, da die Diffusion von Gas durch Wasser um mehr als den Faktor  $10^3$  kleiner ist als durch Luft. Bei der kapillaren Wasseraufnahme trifft die Saugfront auf bereits gefüllte Porenbereiche, so daß sich die kapillar aufgenommene Wassermenge um den Anteil der bereits vorhandenen Feuchte verringert. Für die Permeation ist eine Feuchteabhängigkeit nur dann zu erwarten, wenn der Mindestradius, der für die Strömungsvorgänge zu berücksichtigen ist, kleiner als 100 nm ist.

Überlegungen in [43, 44] zeigen, daß eine physikalisch begründete Berechnung der Feuchteabhängigkeit nicht gelingt. Eigene Versuche an Proben definierter Feuchte aus unterschiedlichen Tiefen der Wände I - VI sowie IX und X mittels Quecksilberdruckporosimetrie ergeben, daß die Porenradienverteilung nur unwesentlich von der Feuchte beeinflußt wird. Zusammenfassend sind diese Ergebnisse in Bild 9.6 am Beispiel von  $\epsilon_{Hg}$  dargestellt. Nur tendenziell ist eine Abnahme der Porosität feuchter Proben gegenüber derjenigen gleichwertiger trockener Proben erkennbar.

Zur Berücksichtigung des Feuchteinflusses wird deshalb die im Abschn. 5 für den Diffusionskoeffizienten eingeführte empirische Beschreibung der Feuchteabhängigkeit auch für den Wasseraufnahme- und den Permeationskoeffizienten übernommen. In Bild 9.7 ist die experimentell ermittelte Feuchteabhängigkeit des Permeationskoeffizienten dargestellt [87]. In Analogie zu Gl.(5.11) ergibt sie sich zu:

$$K(\varphi) = K_{tr} \cdot \left( a_k + \frac{b_k}{1+c_k(1-\varphi)^{d_k}} \right) \quad (9.22)$$

mit:

$$a_k = 1,0,$$

$$b_k = -1,03,$$

$$c_k = 40 \text{ und}$$

$$d_k = 2,3.$$

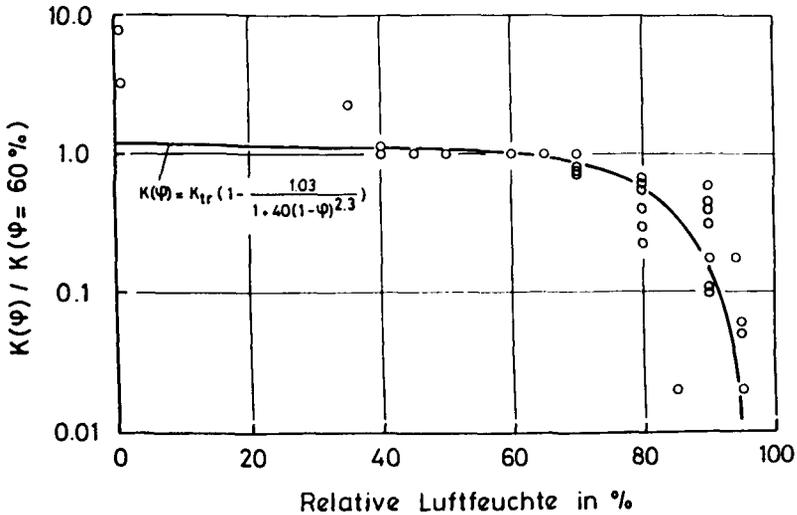


Bild 9.7: Abhängigkeit des Permeationskoeffizienten von der relativen Feuchte nach [87], einschließlich der Beschreibung der Versuchsergebnisse mit Gl.(9.22)

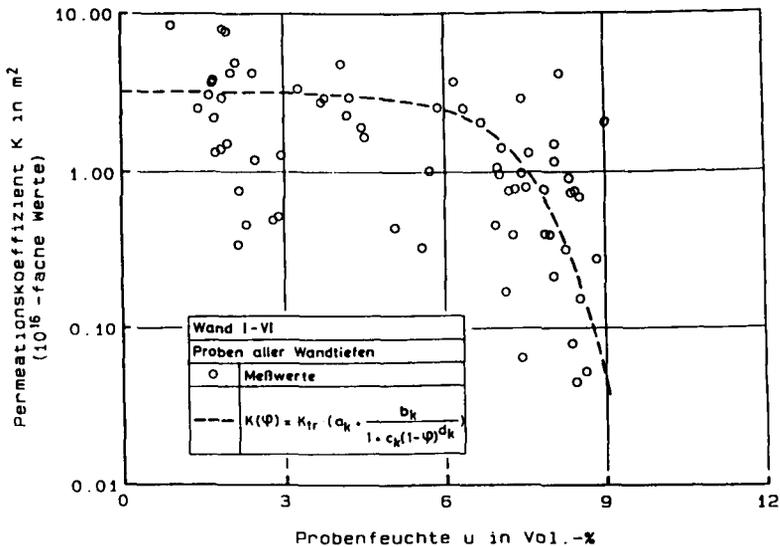


Bild 9.8: Abhängigkeit des Permeationskoeffizienten von der relativen Feuchte nach Versuchsergebnissen an Proben der Wände I - X (unterschiedliche Entnahmetiefen, Betonalter ca. 3,5 Jahre), einschließlich der Beschreibung der Versuchsergebnisse mit Gl.(9.22)

Bild 9.8 zeigt, daß dieser Ansatz durch die Versuchsergebnisse an Proben unterschiedlicher Feuchte, die den Wänden I - VI sowie IX und X aus verschiedenen Tiefen entnommen wurden, verifiziert wird. Zur Umrechnung der im Bild 9.8 über dem Feuchtegehalt der Proben aufgetragenen Permeationskoeffizienten wird die Sorptionsisotherme nach Tab. 7.2 benutzt. Die oben angegebene Größe der Koeffizienten wird auch für die Beschreibung der Feuchteabhängigkeit des Wasseraufnahmekoeffizienten übernommen, da mit ihnen die im Bild 7.5 dargestellten Versuchsergebnisse befriedigend beschrieben werden.

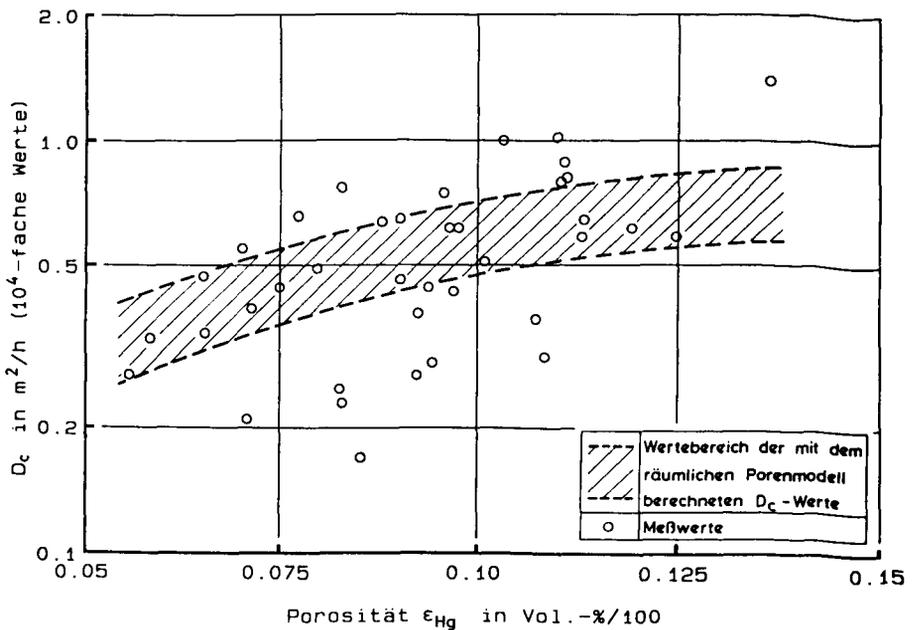


Bild 9.9: Beziehung zwischen  $D_c$  und der Porosität  $\epsilon_{Hg}$  nach dem Transportmodell unter Berücksichtigung der Porenradienverteilungen von Bild 9.3 (im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI)

#### 9.4 Verifikation der theoretischen Transportkoeffizienten

Die Verifikation erfolgt mit den in Bild 9.3 dargestellten Porenradienverteilungen. Zusätzlich werden bei der Permeation zwei Annahmen über die Wahl des zu berücksichtigenden Minimalradius ( $r_p=100$  nm und  $r_p=200$  nm) und 5 bzw. 10

Porenklassen berücksichtigt. Den rechnerischen Transportkoeffizienten sind in den Bildern 9.9 bis 9.11 Versuchsergebnisse gegenübergestellt. Diese wurden an Proben der Wände I - VI gewonnen. Berücksichtigt sind die Ergebnisse der Proben mit einer Prüffeuchte, die einer Ausgleichsfeuchte von weniger als 65 % relativer Feuchte entspricht. Die drei verschiedenen Annahmen der Porenradienverteilungen führen auf den in den Bildern schraffierten Streubereich.

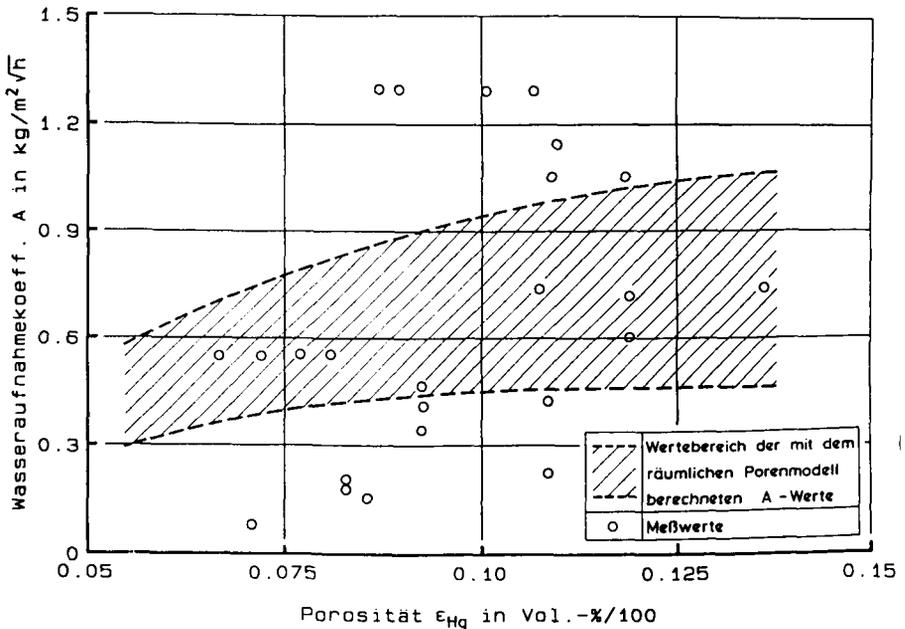


Bild 9.10: Beziehung zwischen  $A$  und der Porosität  $\epsilon_{Hg}$  nach dem Transportmodell unter Berücksichtigung der Porenradienverteilungen von Bild 9.3 (im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI)

Zur Erläuterung der Ergebnisse sind die vereinfachten Annahmen über die Eigenschaften des Porensystems zu beachten. Nicht berücksichtigt sind die Einflüsse der realen Porenform und einer endlichen Porenlänge [35]. Der Umwegfaktor und das Verhältnis von Porenlänge zu Porenradius werden als konstant angenommen. Infolge der Unkenntnis einer zuverlässigen Theorie über die Wechselwirkung von Feuchte und Porenraum beschränkt sich die Berechnung auf trockene Porensysteme. Unbekannt ist auch, wieviele Porenklassen zu bilden sind, bzw. ob es überhaupt Regeln gibt, mit denen die erforderliche Anzahl der Po-

renklassen festgelegt werden kann. Wie an Hand der Ergebnisse für den Permeationskoeffizienten ersichtlich ist, hängt der ermittelte Wert der Transportkoeffizienten von der gewählten Klassenanzahl ab. Das dennoch eine befriedigende Nachrechnung der Versuchsergebnisse gelingt, ist sicherlich kein hinreichender Beweis für die Allgemeingültigkeit der getroffenen Annahmen.

Im einzelnen ergeben sich folgende Zusammenhänge: Die theoretisch berechneten Diffusionskoeffizienten (Bild 9.9) decken überwiegend den oberen Bereich der Meßwerte ab. Die Diffusionsdichtigkeit wird somit eher unter- als überschätzt. Die Größe und Streubreite des Wasseraufnahmekoeffizienten (Bild 9.10) wird dagegen durch die berücksichtigten Porenradienverteilungen ausreichend genau beschrieben. Dies gilt auch für den Permeationskoeffizienten (Bild 9.11).

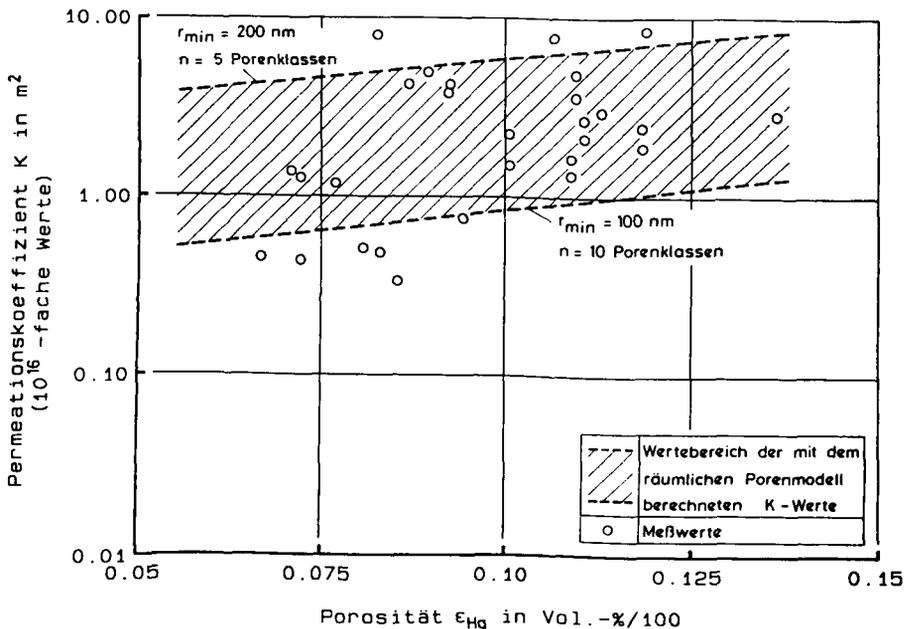


Bild 9.11: Beziehung zwischen  $K$  und der Porosität  $\epsilon_{Hg}$  nach dem Transportmodell unter Berücksichtigung der Porenradienverteilungen von Bild 9.3 (im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI)

### 9.5 Korrelation der Transportkoeffizienten unterschiedlicher Transportarten für PZ-Beton

#### 9.5.1 Korrelation für trockenen Beton

In den Bildern 9.12 bis 9.14 sind die am räumlichen Porenmodell ermittelten Diffusionskoeffizienten in Abhängigkeit des  $ISA_{10}$ -Wertes sowie des Permeationskoeffizienten, bzw. Permeationsmaßes dargestellt. Gegeneinander aufgetragen sind jeweils die ungünstigsten Kombinationen der rechnerisch für gleich große Porosität  $\epsilon_{Hg}$  ermittelten Transportkoeffizienten. Außerdem sind Versuchsergebnisse (Proben der Wände I - VI aus unterschiedlichen Tiefen, Proben lagerten bis zur Prüfung bei maximal 65% relativer Feuchte) eingezeichnet (s. Abschn. 3).

Die erkennbare Abhängigkeit beruht auf den begrenzten Einfluß der Porenradienverteilung. Alle Transportkoeffizienten werden ansonsten in gleicher Art und Weise von der Porosität und Porenstruktur beeinflusst.

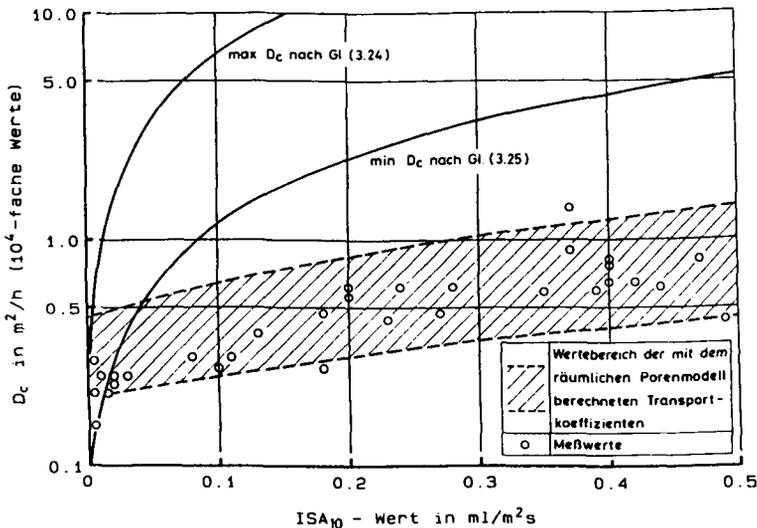


Bild 9.12: Beziehung zwischen  $D_c$  und  $ISA_{10}$  nach dem Transportmodell unter Berücksichtigung der Porenradienverteilungen von Bild 9.3 (im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI und den Ergebnissen von Abschn. 3)

### 9.5.1.1 Korrelation $D_c$ - $ISA_{10}$

Im Gegensatz zu Abschn. 3 ist im Bild 9.12 dem Diffusionskoeffizienten nicht mehr der  $ISA_{10}$ -Wert der feuchten Bauteiloberfläche, sondern derjenige von Proben die bei weniger als 65% relative Feuchte lagerten gegenübergestellt. Deshalb ergeben sich für gleich große  $D_c$ -Werte gegenüber Abschn. 3 wesentlich größere  $ISA_{10}$ -Werte. Der in Bild 9.12 dargestellte Zusammenhang, wurde aus der Abhängigkeit des Diffusions- und Wasseraufnahmekoeffizienten abgeleitet. Mit Gl.(3.4) ergibt sich daraus der Zusammenhang zwischen  $D_c$  und  $ISA_{10}$ . Der Streubereich der berechneten Transportkoeffizienten läßt sich durch folgende Beziehungen eingrenzen:

$$\max D_{c,TH} = 0,45 \cdot 10^{-4} + 1,95 \cdot 10^{-4} \cdot ISA_{10,TH} \quad (9.23)$$

$$\min D_{c,TH} = 0,20 \cdot 10^{-4} + 0,51 \cdot 10^{-4} \cdot ISA_{10,TH} \quad (9.24)$$

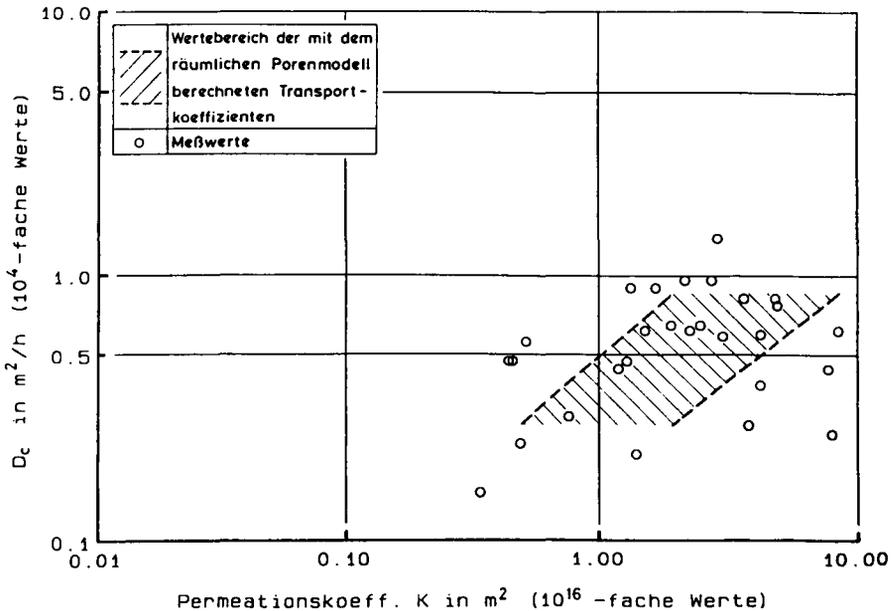


Bild 9.13: Beziehung zwischen  $D_c$  und  $K$  nach dem Transportmodell unter Berücksichtigung der Porenradienverteilungen von Bild 9.3 (im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI)

wobei man  $D_c$  in  $m^2/h$  erhält, wenn der  $ISA_{10}$ -Wert in  $ml/m^2s$  eingesetzt wird. Wie Bild 9.12 zeigt, deckt sich das Streuband der Vorhersagewerte mit demjenigen der Meßwerte.

### 9.5.1.2 Korrelation $D_c - K$ bzw. $D_c - M_s$ oder $M_p$

Bild 9.13 gibt zunächst die Beziehung zwischen dem Diffusions- und Permeationskoeffizienten wieder. Auch hierbei deckt der Bereich der theoretischen Transportkoeffizienten größtenteils den Bereich der Meßwerte ab. Verlängert man die theoretischen Beziehungen für den Permeationskoeffizienten auf den Bereich von  $0,1 \cdot 10^{-16} < K < 10 \cdot 10^{-16}$ , so kann der dargestellte Streubereich durch folgende Beziehungen eingegrenzt werden:

$$\max D_{c, TM} = 0,48 \cdot 10^{-4} \cdot (K_{TM}/K^*)^{0,84} \quad (9.25)$$

$$\min D_{c, TM} = 0,15 \cdot 10^{-4} \cdot (K_{TM}/K^*)^{0,81} \quad (9.26)$$

mit  $K^* = 10^{-16} m^2$ .

Für den Zusammenhang zwischen  $D_c$  und dem Permeationsmaß  $M_s$  nach Schönlin ist Gl.(2) aus Anhang 5 einzubeziehen. Damit wird zunächst der in Bild 9.15 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Permeationskoeffizienten  $K$  und dem Permeationsmaß  $M_s$  ermittelt. Für die Prüfbedingungen  $p_1 - p_0 = 0,1$  bar bzw.  $p_1 - p_0 = 0,3$  bar und für Probenhöhen von 30 mm (entspricht den mittleren Bedingungen der dargestellten Versuchsergebnisse), ergeben sich die beiden in Bild 9.15 eingezeichneten Geraden. Mit ihnen ist eine ausreichend genaue Beschreibung der Verhältnisse relativ trockener Proben (s. Legende zu Bild 9.15) möglich.

Beschränkt man sich bei der Bestimmung des Permeationsmaßes im folgenden auf die Druckdifferenz  $p_1 - p_0 = 0,3$  bar und betrachtet man die Probenhöhe von 30 mm als repräsentativ für die Betondeckung, so gilt:

$$M_s = 8,61 \cdot 10^8 \cdot K \quad (9.27)$$

Setzt man Gl.(9.27) in Gl.(9.25) und Gl.(9.26) ein, so erhält man in Übereinstimmung mit den Meßwerten (Bild 9.14):

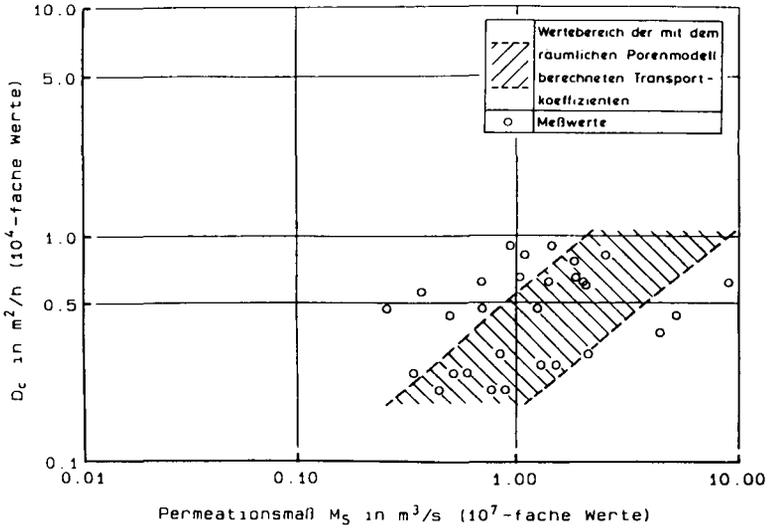


Bild 9.14: Beziehung zwischen  $D_c$  und  $M_s$  nach dem Transportmodell unter Berücksichtigung der Porenradienverteilungen von Bild 9.3 (im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI)

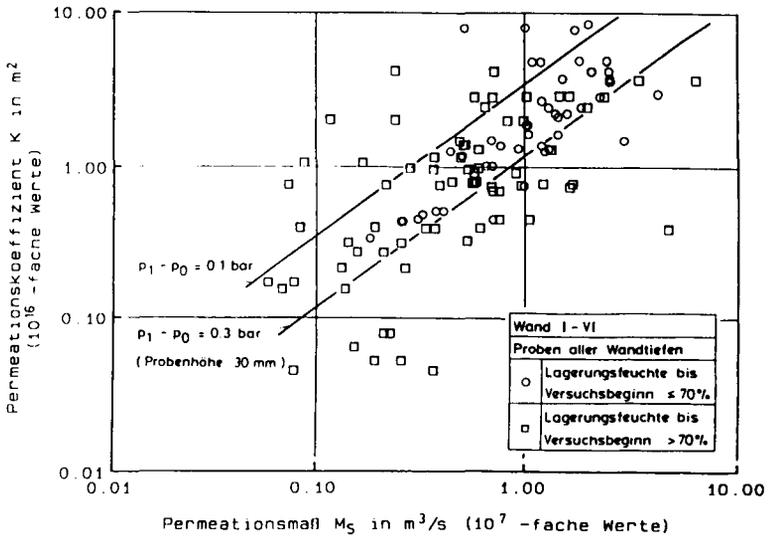


Bild 9.15: Beziehung zwischen  $K$  und  $M_s$  nach Gl.(2) aus Anhang 5 ( $K$  an i.M. 30 mm hohen Proben bestimmt) im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI

$$\max D_{c, TM} = 41,25 \cdot M_{S, TM}^{0,84} \quad (9.28)$$

$$\min D_{c, TM} = 7,91 \cdot M_{S, TM}^{0,81} \quad (9.29)$$

Für das Permeationsmaß  $M_p$  nach Paulmann ergibt sich durch analoges Vorgehen mit Gl.(7) aus Anhang 5:

$$\max D_{c, TM} = 2,24 \cdot 10^{-6} \cdot M_{p, TM}^{0,60} \quad (9.30)$$

$$\min D_{c, TM} = 7,80 \cdot 10^{-7} \cdot M_{p, TM}^{0,58} \quad (9.31)$$

Hierzu liegt eine ausreichende Anzahl von Meßergebnissen nicht vor, so daß eine Verifikation der Gl.(9.30) und (9.31) nicht möglich ist.

### 9.5.1.3 Korrelation $ISA_{10} - M_s$ und $ISA_{10} - M_p$

Abschließend wird, auch zur weiteren Überprüfung der Gültigkeit dieser Ableitungen, der Zusammenhang zwischen  $ISA_{10}$  und  $M_s$  sowie  $ISA_{10}$  und  $M_p$  abgeleitet und im ersten Fall durch Versuchsergebnisse verifiziert. Für trockenen Beton gilt durch Gleichsetzen von Gl.(9.23) und (9.28) bzw. (9.30) für max.  $D_c$  sowie von Gl.(9.24) und (9.29) bzw. (9.31) für min  $D_c$ :

$$\max ISA_{10, TM} = 2,12 \cdot 10^5 \cdot M_{S, TM}^{0,84} - 0,23 \quad (9.32)$$

$$\text{bzw. } \min M_{S, TM} = ((ISA_{10, TM} + 0,23)/2,12 \cdot 10^5)^{1,19} \quad (9.33)$$

$$\min ISA_{10, TM} = 1,55 \cdot 10^5 \cdot M_{S, TM}^{0,81} - 0,39 \quad (9.34)$$

$$\text{bzw. } \max M_{S, TM} = ((ISA_{10, TM} + 0,39)/1,55 \cdot 10^5)^{1,23} \quad (9.35)$$

und

$$\max ISA_{10, TM} = 0,0115 \cdot M_{p, TM}^{0,60} - 0,23 \quad (9.36)$$

$$\text{bzw. } \min M_{p, TM} = ((ISA_{10, TM} + 0,23)/0,0115)^{1,67} \quad (9.37)$$

$$\min ISA_{10, TM} = 0,0153 \cdot M_{p, TM}^{0,58} - 0,39 \quad (9.38)$$

$$\text{bzw. max } M_{p, TM} = ((ISA_{10, TM} + 0,39)/0,0153)^{1,72} \tag{9.39}$$

Wie Bild 9.16 (für  $ISA_{10} - M_s$ ) zeigt werden die Meßergebnisse i.M. aller Verhältnisse durch die Gl.(9.32) - (9.35) ausreichend genau erfaßt.

### 9.5.2 Korrelation für feuchten Beton

Der Einfluß der Feuchte auf die Rechenwerte der Transportkoeffizienten ist über die in den Abschnitten 5 und 9.4 ermittelten Feuchteabhängigkeit zu berücksichtigen. Da es sich dabei um einen Produktansatz handelt, sind die Transportkoeffizienten mit den entsprechenden Faktoren zu multiplizieren. An den im Abschn. 9.5.1 abgeleiteten Beziehungen und Koeffizienten selbst sind keine Ergänzungen erforderlich.

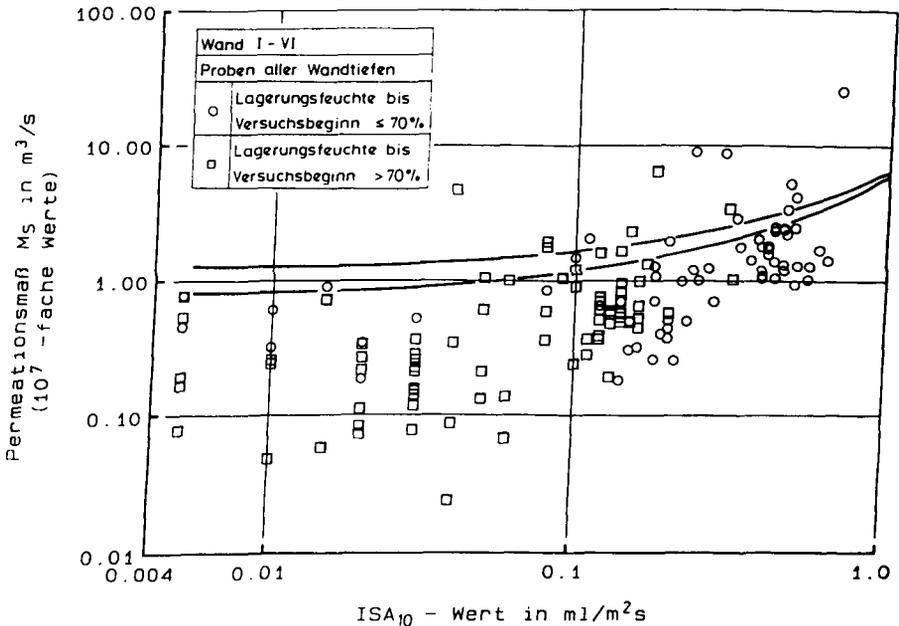


Bild 9.16: Beziehung zwischen  $M_s$  und  $ISA_{10}$  nach Gl.(9.33) bzw. (9.35) im Vergleich mit Meßwerten von Proben der Wände I - VI

### 9.6 Verifikation mit dem Transportmodell vorhergesagter Karbonatisierungstiefen

In der Literatur veröffentlichte Versuchsergebnisse, die den empirischen Zusammenhang zwischen der Karbonatisierungstiefe und dem Permeationskoeffizienten, bzw. dem  $ISA_{10}$ -Wert wiedergeben, werden im folgenden benutzt, um die im Abschn. 9.5 abgeleiteten Beziehungen auf ihre Eignung zur Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes zu überprüfen. Die Versuchsergebnisse beziehen sich auf Untersuchungen an Laborproben, deren Karbonatisierung bei 20/65 stattfand.

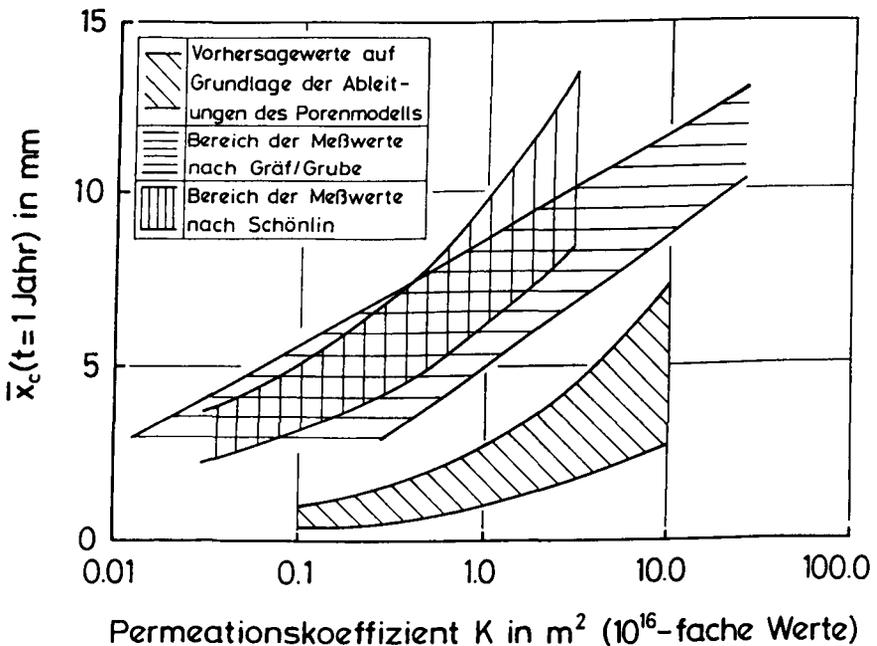


Bild 9.17: Prognose der einjährigen, mittleren Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit des Permeationskoeffizienten mittels Gl.(9.25) bzw. (9.26) und dem Karbonatisierungsgesetz nach Gl.(2.1) (Verifikation durch Versuchsergebnisse an kleinformatigen, laborgelagerten Proben aus [29] und [95])

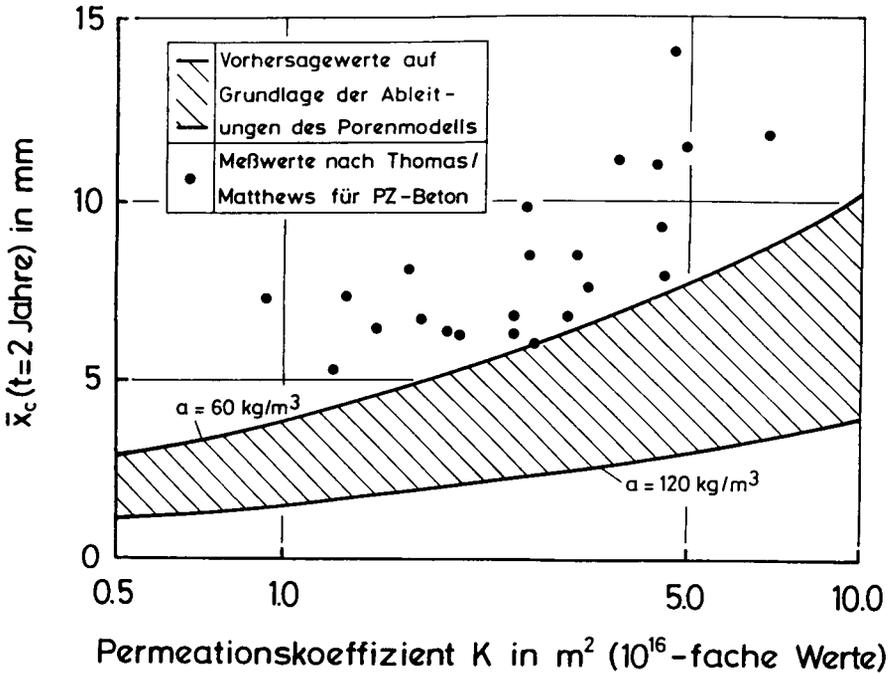


Bild 9.18: Prognose der zweijährigen, mittleren Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit des Permeationskoeffizienten mittels Gl.(9.25) bzw. (9.26) und dem Karbonatisierungsgesetz nach Gl.(2.1) (Verifikation durch Versuchsergebnisse an kleinformatigen, laborgelagerten Proben aus [110])

### 9.6.1 Permeationskoeffizient und Karbonatisierung

Im Bild 9.17 sind die Versuchsergebnisse von [29] und [95] (unterschiedlich schraffierte Bereiche), in Bild 9.18 die von [110] dargestellt. Ihnen werden die mit dem Karbonatisierungsgesetz nach Gl.(2.1) und dem Zusammenhang zwischen  $D_c$  und  $K$  nach Gl.(9.25) bzw. Gl.(9.26) für die Zeiträume von einem bzw. zwei Jahre ermittelten Karbonatisierungstiefen gegenübergestellt. Dabei wird  $a = 60 \text{ kg/m}^3$  bzw.  $a = 120 \text{ kg/m}^3$  und  $\Delta c = 0,000540 \text{ kg/m}^3$  angenommen. Die Ableitungen beziehen sich auf den  $N_2$ -Permeationskoeffizienten, während die Versuchsergebnisse  $O_2$ -Permeationskoeffizienten darstellen. Die Unterschiede zwi-

schen den beiden Permeationsarten werden vernachlässigt, da sich die dynamischen Viskositäten dieser Gase nur geringfügig unterscheiden.

In beiden Bildern ist erkennbar, daß die mit dem Transportmodell berechneten Karbonatisierungstiefen die Meßergebnisse unterschätzen. Dies kann z.B. mit Hilfe von Bild 3.19 (s. Seite 20 von Anhang 1) erklärt werden. Trotz gleicher Zusammensetzung entwickeln Beton die im Labor erhärten, eine weniger dichte Porenstruktur und Porenradienverteilung als diejenigen, die im Freien erhärten. Da die hier benutzten Versuchsergebnisse an kleinformatigen, laborgelagerten Proben gewonnen wurden und das Transportmodell von Porenradienverteilungen ausgeht, die an Proben aus praxisnah hergestellten Versuchswänden bestimmt wurden, ist die Verifikation nicht möglich. Messungen an gesondert hergestellten Probekörpern sind somit nur eingeschränkt geeignet (andere Verdichtung und Erhärtingsbedingungen), die Karbonatisierungstiefe von aus denselben Beton hergestellten Bauteilen vorherzusagen.

#### 9.6.2 Karbonatisierung und Absorption

In [37] sind Versuchsergebnisse dargestellt, bei denen über dem Wasseraufnahmekoeffizienten  $M_{V56}$  in  $m/\sqrt{s}$ , daß Quadrat der einjährigen Karbonatisierungstiefe aufgetragen ist. Beide Achsen sind logarithmisch geteilt (s. Bild 9.19). Dieser Wasseraufnahmekoeffizient läßt sich mit Gl.(3.4) in den  $ISA_{10}$ -Wert umrechnen. Durch Anwendung der Gl.(9.23) und (9.24) kann analog zum Vorgehen von Abschn. 9.6.1, für  $a = 60 \text{ kg/m}^3$  bzw.  $a = 120 \text{ kg/m}^3$ , die Karbonatisierungstiefe berechnet werden. Im Bild 9.19 sind diese Rechenergebnisse den Versuchswerten gegenübergestellt. Man erkennt auch hier, daß sich Berechnung und Messung nur für dichte Betone mit  $ISA_{10} < \text{ca. } 0,15 \text{ ml/m}^2\text{s}$  decken (Gründe s.o.).

#### 9.7 Zusammenfassung

Im Transportmodell wurden am räumlichen Porenmodell die verschiedenen Transportkoeffizienten und ihre gegenseitige Abhängigkeit abgeleitet. Das Porenmodell berücksichtigt im Gegensatz zum Idealporenmodell von Abschn. 3.4 explizit die dort nur global durch den Porenstrukturfaktor erfaßten Transportwiderstände. Dazu wurden zunächst der Umwegfaktor und ein charakteristischer

Wert für das Verhältnis von Porenlänge zu Porenradius abgeleitet. Weitere Transportwiderstände ergeben sich aus dem Einfluß der Länge der Poren eines bestimmten Radius zur Gesamtlänge eines Porenkanals. Außerdem kann nur über die Poren die auf der Oberfläche enden über die Medien in den Beton eindringen, ein Transport stattfinden.

Mit einem Näherungsansatz zur mathematischen Beschreibung gemessener Porenradialenverteilungen, können die Transportkoeffizienten für PZ-Beton in Abhängigkeit der Größe der Porosität berechnet werden. Diese Ergebnisse sind die Grundlage der Beziehung der Transportkoeffizienten untereinander. In ungünstigster Kombination gegeneinander aufgetragen ergibt sich dafür ein Streubereich, der durch einfache Beziehungen eingegrenzt werden kann. Die abgeleiteten Beziehungen können durch Versuchsergebnisse verifiziert werden.

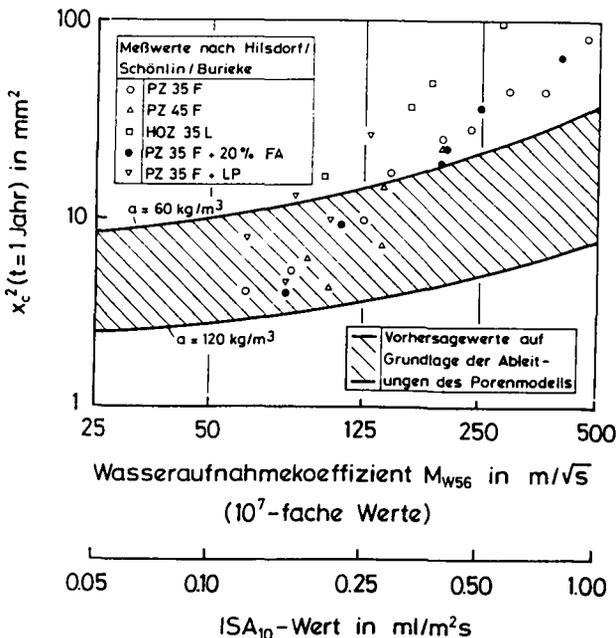


Bild 9.19: Prognose der einjährigen, mittleren Karbonatisierungstiefe in Abhängigkeit des Wasseraufnahmekoeffizienten bzw.  $\text{ISA}_{10}$ -Wertes mittels Gl.(9.23) bzw. (9.24) und dem Karbonatisierungsgesetz nach Gl.(2.1) (Verifikation durch Versuchsergebnisse an kleinformatigen, laborgelagerten Proben aus [37])

Außerdem wurde geprüft ob die Ableitungen des Transportmodells dazu geeignet sind, mittels der Transportkoeffizienten die Karbonatisierungstiefe zutreffend vorherzusagen. Dazu konnten nur Versuchsergebnisse an gesondert hergestellten Laborproben benutzt werden. Wie bereits im Abschn. 3.4 ist auch hier auf Grund des unterschiedlichen Erhärtungsverhaltens von Beton im Freien und im Labor und der dadurch entstehenden unterschiedlichen Porenstruktur und Porenradienverteilung eine Verifikation nicht möglich.

## 10. ANWENDUNG DES LEBENSDAUER- UND TRANSPORTMODELLS AUF DIE QUALITÄTSKONTROLLE, BAUWERKSÜBERWACHUNG UND DIE DAUERHAFTIGKEITSBEURTEILUNG

### 10.1 Ziel

Im Abschn. 9 wurde für PZ-Beton zwischen den Meßwerten der in-situ Dichtigkeitsmessung und  $D_c$  ein verifizierbarer Zusammenhang aufgestellt. Die Dichtigkeitsmessung kann somit zum Nachweis der Leistungsfähigkeit realer Bauteile eingesetzt werden. Es ist nachzuweisen, daß die gemessene Betondichtigkeit und die vorhandene Betondeckung zur Erreichung der angestrebten Nutzungsdauer ausreichen. Dieser Nachweis ist sowohl für qualitätssichernde Maßnahmen der Bauausführung als auch bei der Bauteilabnahme anwendbar. Bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit bestehender Bauteile kann neben der Abschätzung der Restlebensdauer durch Vorhersage der Karbonatisierungstiefe des Untersuchungsalters die Modellgüte und der Modellfehler berechnet werden.

Zur Durchführung dieser Aufgaben wird ein Prüf- und Nachweismodell aufgestellt. Für die Prüfung der Betondichtigkeit sind die Annahmekennlinien von Abschn. 3 zugrunde zu legen. Sowohl die Betondichtigkeit als auch die Betondeckung sind einschließlich ihrer Streuung festzustellen. Damit die Nutzungsdauer erreicht wird, sind i.d.R. Anforderungen an die Dichtigkeit und an die Betondeckung zu stellen. Die Kenntnis nur einer dieser Eigenschaften genügt nicht zur Abschätzung der Nutzungsdauer.

### 10.2 Festlegung der Leistungsfähigkeit durch die Bauteilplanung

Getrennt für die beiden Expositionsfälle wird die zum Nachweis der Leistungsfähigkeit (performance) erforderliche Gleichung abgeleitet. Dazu ist folgendes Vorgehen angebracht:

- 1.) Festlegung der angestrebten Nutzungsdauer  $t_N$ , des Vorhaltemaßes  $\Delta t_N$  und der Bedeutung des Bauteils bzw. Bauwerkes.
- 2.) Wahl der erforderlichen mittleren Betondeckung unter Beachtung der Anforderungen der Umweltbedingungen, des Brandschutzes u.a.

- 3.) Festlegung der erforderlichen Sorgfalt der Bauausführung durch Wahl der zugehörigen Variationskoeffizienten  $V_c$  bzw.  $V_{xc}$  oder Standardabweichungen  $s_c$  bzw.  $s_{xc}$ .
- 4.) Je nach Bedeutung des Bauteils und der Sorgfalt der Bauausführung ist aus Anhang 4 der Sicherheitsbeiwert zu ermitteln.
- 5.) Für den Bauwerksstandort ist die im Jahresmittel vorhandene relative Luftfeuchte  $\varphi_m$  festzustellen. Dies kann mit Wetterdaten oder über das Witterungsmodell erfolgen. Für Bauteile im Freien unter Dach wird  $\varphi_m$  der karbonatisierungsrelevanten Feuchte der Porenluft gleichgesetzt. Für ungeschützte Bauteile kann sie als die maßgebende Feuchte während der karbonatisierungswirksamen Zeit angesehen werden.
- 6.) Das Dauerhaftigkeitskriterium gibt Gl.(8.19). Die Karbonatisierungstiefe von Bauteilen im Freien unter Dach ist nach Gl.(2.1), jene von ungeschützten Bauteilen mit dem Karbonatisierungsmodell nach Abschn. 4 zu berechnen. Im Fall der Existenz einer Endkarbonatisierungstiefe ergibt sich direkt die einzuhaltende Anforderung an die Betondeckung.

Durch Ausführung dieser Schritte ergibt sich der einzuhaltende zulässige Wert des mittleren Diffusionskoeffizienten zu  $D_{c,tr}$ . Mit Anhang 2 können dafür die einzuhaltenden Werte der betontechnologischen Parameter festgelegt werden. Die Planungsaufgabe endet mit folgenden Überprüfungen:

- Sind mit der gewählten Betonzusammensetzung und Nachbehandlung die vollständige Verdichtung und die erforderliche Festigkeitsklasse erreichbar?
- Sind die Anforderungen für gegebenenfalls erforderliche besondere Eigenschaften eingehalten?
- Gibt es eine wirtschaftlichere Kombination der betontechnologischen Parameter mit gleicher Dauerhaftigkeit, Festigkeit und Verarbeitbarkeit?

Gegebenenfalls sind die betontechnologischen Parameter diesen Anforderungen anzupassen.

### 10.2.1 Nachweis der Leistungsfähigkeit für Bauteile im Freien unter Dach

Die Leistungsfähigkeit gilt als erbracht, wenn folgende Bedingung eingehalten wird:

$$\bar{D}_{c, \text{tr}} \leq \frac{\bar{c}^2 \cdot 1 + V_{xc}^2}{\gamma_o^2 \cdot 1 + V_c^2} \cdot \frac{a}{2 \cdot \Delta c \cdot (t_N + \Delta t_N) \cdot f(\varphi_m)} \quad (10.1)$$

Sie ergibt sich durch Einsetzen des Karbonatisierungsgesetzes Gl.(2.1) in das Dauerhaftigkeitskriterium nach Gl.(8.19). Die Größen  $a$  und  $f(\varphi_m)$  ergeben sich nach Gl.(5.16) und (5.11). Die  $\text{CO}_2$ -Konzentration ist nach Abschn. 6.7 festzulegen.

### 10.2.2 Planungsbeispiel 1

Im folgenden wird die Anwendung des PC's an einem einfachen Beispiel gezeigt. Es ist frei gewählt, soll aber die gegenseitigen Einflüsse und Abhängigkeiten, die sich aus der gemeinsamen Forderung nach Dauerhaftigkeit, Festigkeit und Verarbeitbarkeit ergeben, erfassen.

Ausgegangen wird von einem Plattenbalken, wobei hier nur auf den Steg eingegangen wird. Es soll sich dabei um ein Bauteil geringer Bedeutung (s. Abschn. 3.5) mit einer Nutzungsdauer von  $t_N = 60$  Jahren handeln. Als Vorhaltemaß der Nutzungsdauer wird  $\Delta t_N = 20$  Jahre gewählt. Der Bauwerksstandort sei Braunschweig ( $\varphi_m \approx 77\%$ ). Die  $\text{CO}_2$ -Konzentration wird vereinfachend als konstant mit  $\Delta c = 0,00054 \text{ kg/m}^3$  angenommen. Aus statischen Gründen sei ein B25 ausreichend. Der Nachweis zur Beschränkung der Ribbreite sei erbracht. Außerdem wird angenommen, daß zur Verarbeitbarkeit die Regelkonsistenz ausreicht. Als Zement wird ein PZ 35 F verwendet. Hierfür sind nach DIN 1045 folgende Anforderungen zu erfüllen:

- für Außenbauteile i.d.R. ein Mindestzementgehalt von  $z \geq 300 \text{ kg/m}^3$ ,
- ein Ausbreitmaß von 42 - 48 cm,
- eine Druckfestigkeit von  $\beta_0 \geq 35 \text{ N/mm}^2$  (Eignungsprüfung),
- für seitliche Schalungsteile eine Ausschulfrist von mindestens 2 Tagen,

- eine Nachbehandlungsdauer von mindestens 3 Tagen (bei Annahme normaler Umweltbedingungen;  $T \geq 10 \text{ }^\circ\text{C}$ ),
- ein w/z-Wert  $\leq 0,6$ , der zur Erreichung der Festigkeit ausreichend ist,
- eine Betondeckung von  $\text{nom } c = 35 \text{ mm}$  und  $\text{min } c = 25 \text{ mm}$ .

Um bei Verwendung der Sieblinie B 32 auch ohne Fließmittel die Verarbeitbarkeit sicherzustellen und den w/z-Wert von 0,6 beibehalten zu können, ist entsprechend dem Wasseranspruch des Zuschlags, der zu ca. 190 Liter/m<sup>3</sup> abgeschätzt werden kann, endgültig ein Zementgehalt von 320 kg/m<sup>3</sup> erforderlich. Die Sorgfalt der Bauausführung wird durch  $s_c = 6 \text{ mm}$ , die zu erwartende Streuung der Karbonatisierungstiefe durch  $s_{xc} = 6 \text{ mm}$ , bzw.  $V_{xc} \approx 30 \%$  abgeschätzt. Bezogen auf den nominellen Sollwert der Betondeckung entspricht dies einem Variationskoeffizienten von  $V_c \approx 20\%$ .

Für diese Bedingungen liefert das  $D_c$ -Modell (s. Tab. 5.2 in Anhang 2) für den trockenen Beton den mittleren  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten von  $\bar{D}_c = 1,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}$ . Die  $\text{CO}_2$ -bindbare Betonsubstanz beträgt nach Gl.(5.16)  $a = 101,2 \text{ kg/m}^3$ . Der zentrale Sicherheitsbeiwert ergibt sich nach Tab. 8.2 aus Anhang 4 (Bauteil geringer Bedeutung) zu  $\gamma_o = 1,21$ .

Nach Gl.(10.1) beträgt die erforderliche  $\text{CO}_2$ -Diffusionsdichtigkeit  $\bar{D}_{c,tr} = 4,34 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{h}$ . Somit besitzt der Beton eine ca. 3,5-fach größere Dichtigkeit als erforderlich wäre. Nach dem PC wäre es also, ohne dies hier weiter zu verfolgen, durchaus zulässig, die gewählten Anforderungen an die Betonzusammensetzung, Nachbehandlungsdauer und/oder Betondeckung herabzusetzen.

### 10.2.3 Nachweis der Leistungsfähigkeit für Bauteile die ungeschützt im Freien karbonatisieren

Gegenüber Abschn. 10.2.1 ist vom Ingenieurmodell der Karbonatisierung auszugehen. Bauteile, an denen sich eine witterungsbedingte Endkarbonatisierungstiefe einstellt, sind von denen ohne Endkarbonatisierungstiefe zu unterscheiden.

### 10.2.3.1 Bauteile mit Endkarbonatisierungstiefe

Anstelle von Gl.(2.1) ist vom Karbonatisierungsgesetz nach Gl.(4.16) auszugehen. Der Nachweis vereinfacht sich, wenn nur nachgewiesen wird, daß die mittlere Betondeckung größer als die mittlere Endkarbonatisierungstiefe  $\bar{x}_{c,\infty}$  ist. Analog zu Abschn. 10.2.1 ergibt dies die Bedingung:

$$\bar{c} \geq \gamma_o \cdot \sqrt{\frac{1 + V_c^2}{1 + V_{xc}^2}} \cdot \sqrt{m_{TRP} D_K / p_s} \quad (10.2)$$

Bei Einhaltung dieser Bedingung ist ohne Einschränkung der Nutzungsdauer infolge Karbonatisierung nicht mit einem Verlust der Dauerhaftigkeit zu rechnen, sofern nicht grundlegende Veränderungen der Witterungsbedingungen eintreten (global warming). Da  $\bar{x}_{c,\infty}$  im Abschn. 4 auf maximal 20 mm beschränkt wurde, wird es auch bei sehr kurzen Nutzungsdauern i.d.R. baupraktisch bedeutungslos sein, durch Berücksichtigung des Zeitgesetzes nach Gl.(4.13) eine kleinere Betondeckungen als ausreichend nachzuweisen.

### 10.2.3.2 Bauteile ohne Endkarbonatisierungstiefe

Für  $t_L < t_{DM} = t(x_c=20\text{mm})$ , und nur auf diesen i.a. maßgebenden Fall wird hier eingegangen, ergibt sich mit Gl.(4.13) durch analoges Vorgehen wie im Abschn. 10.2.1, folgende einzuhaltende Bedingung für den mittleren Diffusionskoeffizienten:

$$\bar{D}_{c, \text{tr}} \leq \frac{\bar{c}^2 \cdot (1 + V_{xc}^2) \cdot D_K \cdot m_{TRP}}{D_K \cdot m_{TRP} \cdot \gamma_o^2 \cdot (1 + V_c^2) - p_s \cdot c^2 \cdot (1 + V_{xc}^2)} \cdot \frac{a}{2 \cdot \Delta c \cdot (t_N + \Delta t_N) \cdot f(\varphi_m) \cdot \alpha_{w,o}} \quad (10.3)$$

### 10.2.3.3 Planungsbeispiel 2

Als Beispiel eines ungeschützt im Freien karbonatisierenden Bauteils wird hier eine nach Südosten orientierte Winkelstützmauer betrachtet. Die übrigen Gegebenheiten werden von Abschn. 10.2.2 übernommen.

Die Schlagregenwahrscheinlichkeit ergibt sich nach Tab. 4.4 zu  $p_s = 19,1 \%$ . Die Endkarbonatisierungstiefe beträgt dann (mit  $m_{TRP} = 55 \text{ h}$ , Bild 4.7 und  $D_K = 43 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{h}$ , Tab. 7.2)  $\bar{x}_{c,\infty} = 7 \text{ mm}$ . Behält man  $s_c = s_{xc} = 6 \text{ mm}$  bei, so er-

gibt sich  $V_c \approx 45\%$  (bei einer angenommenen erforderlichen Betondeckung von ca. 15 mm) und  $V_{xc} \approx 85\%$ . Dafür beträgt der erforderliche Sicherheitsbeiwert nach Tab. 8.2  $\gamma_o \approx 2,7$ .

Setzt man dies in Gl.(10.2) ein, so ist eine mittlere Betondeckung von  $\bar{c} \approx 15$  mm erforderlich. Auch für dieses Bauteil wäre somit die gewählte nominelle Betondeckung von 35 mm mehr als ausreichend, um den Verlust der Dauerhaftigkeit infolge Karbonatisierung ausschließen zu können.

### 10.3 Nachweis der Leistungsfähigkeit durch die Qualitätskontrolle

Nachdem durch die Bauteilplanung die maßgebenden betontechnologischen Parameter festgelegt worden sind, ist die Qualitätskontrolle zur Feststellung der sachgerechten Bauausführung erforderlich. Bei der Bewertung ihrer Ergebnisse sind vier Fälle zu unterscheiden:

- Anforderungen an die Betondeckung und Dichtigkeit werden erbracht
- Anforderungen an die Betondeckung werden erbracht, aber die erforderliche Dichtigkeit liegt nicht vor
- Bei ausreichender Dichtigkeit wurde die geforderte Betondeckung nicht erreicht.
- Sowohl die Anforderungen an die Dichtigkeit als auch an die Betondeckung wurden nicht erbracht.

Nur im ersten Fall ergibt sich keine Konsequenz für die Verwendung des geprüften Bauteils und den weiteren Baufortschritt. In den drei übrigen Fällen ist der planungsgemäße Baufortschritt durch geeignete Maßnahmen (Erhöhung der Sorgfalt der Bauausführung, der Nachbehandlungsdauer und/oder der Betondeckung; Reduzierung des w/z-Wertes; etc.) sicherzustellen.

Außerdem ist die mangelhafte Leistungsfähigkeit des geprüften Bauteils zu erhöhen. Dazu ist die auf Grund der vorhandenen Bauteileigenschaften zu erwartende Lebensdauer zu berechnen. Je nachdem, in welcher Größenordnung die geforderte Nutzungsdauer unterschritten wird, sind am geprüften Bauteil Verbesserungen vorzunehmen, die eine ausreichende Lebensdauer sicherstellen (z.B. Aufbringen von Anstrichen bei mangelnder Betondichtigkeit bis hin zum Bauteilabbruch/-austausch).

Die einzuhaltende Dichtigkeit ist mit der Beziehung des Transportmodells nach Abschn. 9.5 zwischen  $D_c$  und  $ISA_{10}$ , bzw.  $D_c$  und  $M_s$  oder  $M_p$ , dem Karbonatisierungsmodell und dem Dauerhaftigkeitskriterium zu ermitteln.

### 10.3.1 Allgemeines Vorgehen

Der Nachweis der erforderlichen Leistungsfähigkeit durch die Qualitätskontrolle erfolgt unter Beachtung der Planungsvorgaben ( $t_N$ ,  $\Delta t_N$ ,  $V_{xc}$  bzw.  $s_{xc}$ ,  $\varphi_m$ , Dauerhaftigkeitskriterium, Karbonatisierungsgesetz) in mehreren Schritten. Zum Nachweis sind die am Bauteil gemessene Betondeckung und Dichtigkeit einzubeziehen. Bei der gemessenen Dichtigkeit handelt es sich um jene des unkarbonatisierten Betons geringen Alters. Je nach Prüfalter ist der hydratationsbedingte Endwert der Dichtigkeit noch nicht erreicht. Außerdem findet die Messung bei einem bestimmten Feuchtezustand statt. Zur Berücksichtigung des Einflusses der Karbonatisierung auf die Dichtigkeit ist die Kenntnis der verwendeten Zementart erforderlich. Dies ist bei der Abschätzung des Diffusionskoeffizienten über die Meßwerte der Dichtigkeit zu beachten.

Gegenüber der Bauteilplanung nach Abschn. 10.2 ist folgendes modifizierte Vorgehen zu beachten:

- 1.) Messung der Betondeckung am fertigen Bauteil, bzw. vor dem Betonieren. Im letzteren Fall sind Unterschreitungen der Mindestdicke zu korrigieren. Zur Feststellung der Sorgfalt der Bewehrungsarbeiten sind die Meßwerte statistisch auszuwerten. Je nach Sorgfalt ist mit Anhang 4 der Sicherheitsbeiwert neu zu bestimmen.
- 2.) Zerstörungsfreie Messung der Dichtigkeit, des Feuchtegehalts und der Temperatur des oberflächennahen Betons (s. Anhang 5). Der Prüfumfang ist mit Hilfe der Annahmekennlinie von Abschn. 3 (Tab. 3.3 in Anhang 1) festzulegen. Die Meßwerte sind ebenfalls statistisch auszuwerten.
- 3.) Mit der zum Meßzeitpunkt vorliegenden Feuchte und Temperatur ist die für  $T = 20 \text{ °C}$  und den trockenen Beton maßgebende Dichtigkeit zu ermitteln. Der Einfluß der Temperatur auf den  $ISA_{10}$ -Wert kann Bild 10.1 entnommen werden. Die Feuchteabhängigkeit ist nach Abschn. 5.4 zu berücksichtigen. Für die Permeationsmaße braucht eine Temperaturabhängigkeit nicht berücksichtigt zu werden.

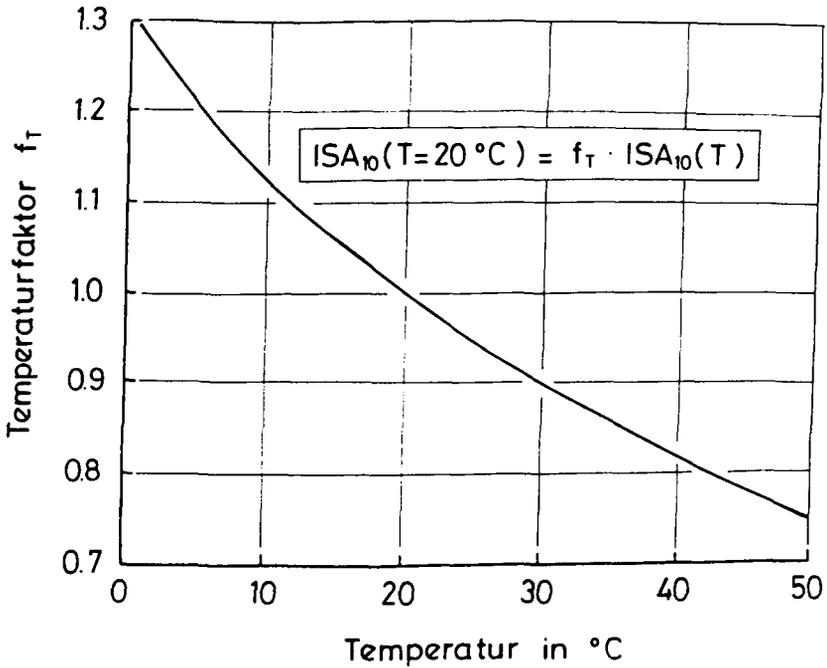


Bild 10.1: Temperaturkorrektur der bei der Temperatur  $T$  gemessenen  $ISA_{10}$ -Werte auf die Bezugstemperatur  $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$

- 4.) Mit dem Transportmodell nach Abschn. 9.5 ist der  $D_{c, \text{TM}}$ -Wert abzuschätzen. Dies ist der Diffusionskoeffizient des unkarbonatisierten Betons zum Alter der Messung. Auf der sicheren Seite liegend sollten dazu nur die Beziehungen zwischen  $\max D_c$  und den Dichtigkeitsmeßwerten benutzt werden (Gl.(9.23), (9.28) und (9.30)).
- 5.) Zur Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes ist der Diffusionskoeffizient des vollständig hydratisierten und karbonatisierten Betons erforderlich. Dazu sind die zementartabhängigen Faktoren  $f(\text{KG})$  und  $f(t)$  zu bestimmen (s. Abschn. 5). Daraus ergibt sich:  
vorh  $D_{c, \text{tr}} = D_{c, \text{TM}} \cdot f(\text{KG}) / f(t)$ .

Da zwischen  $D_c$  und den Dichtigkeitsmeßwerten eine nichtlineare Abhängigkeit besteht, ist die Umrechnung für alle Meßwerte der Stichprobe auszuführen. Aus diesen Werten ist der Mittelwert zu bilden.

- 6.) Ausreichende Dauerhaftigkeit liegt vor, wenn der so ermittelte  $\bar{D}_c$ -Wert kleiner ist als jener, der sich auf Grund der Nachweisgleichung der Leistungsfähigkeit nach Gl.(10.1) bzw. (10.3) ergibt. Für Bauteile mit Endkarbonatisierungstiefe ist nachzuweisen, daß die vorhandene mittlere Betondeckung kleiner ist als die erforderliche Betondeckung nach Gl.(10.2).

### 10.3.2 Hinweise zur Durchführung der QS

In Fortsetzung des Beispiels des Plattenbalkens von Abschn. 10.2.2 wird das für die QS erforderliche Vorgehen näher erläutert.

Pro Balkenseite sind Messungen der Betondeckung und Dichtigkeit an zufällig ausgewählten Stellen auszuführen. Sind die Seitenmittelwerte signifikant verschieden oder weicht der Mittelwert einer Seite signifikant vom Gesamtmittel ab, so sind die einzelnen Seiten getrennt zu behandeln (keine gemeinsame Grundgesamtheit, zur Durchführung des Signifikanztestes s. z.B. [27]). Ergibt sich für eine der drei Seiten eine signifikante Überschreitung des Seitenmittels vom Gesamtmittel, so sind dafür zusätzliche Messungen erforderlich. Gegebenenfalls ist dann für den Nachweis des gesamten Balkens nur diese Seite maßgebend. Dies wird insbesondere dann der Fall sein, wenn für diese Seite außerdem auch die kleinste Betondeckung gemessen wird. Um den Aufwand der Messung zu begrenzen, sollte dann, auf der sicheren Seite liegend, die Standardabweichung der Dichtigkeit vereinfachend aus allen Messwerten berechnet werden und der Nachweis für den größten Seitenmittelwert geführt werden.

### 10.4 Anmerkungen zur Bauwerksabnahme

Gegenüber der QS ist gegebenenfalls die zum Prüfzeitpunkt vorhandene Karbonatisierungstiefe zu beachten. Für diesen Fall ist der Faktor  $f(KG)$  mit  $KG$  als Verhältnis von vorh.  $x_c$  zur Eindringtiefe bzw. Prüftiefe des Dichtigkeitsmeßverfahrens zu berücksichtigen.

I.d.R. wird das Betonalter noch nicht so groß sein, daß eine Prognose der Karbonatisierungstiefe sinnvoll ist. Ein Vergleich der prognostizierten Tiefe mit den Meßwerten zur Beurteilung der Vorhersagegüte des PC's wird i.d.R. keine signifikanten Unterschiede ergeben.

Das hier geschilderte Vorgehen geht von der Prüfung eines einzelnen Bauteils aus. Weitere Überlegungen, wie sie für die Abnahme eines Bauwerkes erforderlich wären (Angaben, für welche Bauteilgröße, Betonierabschnitte bzw. Betonierleistungen welcher Prüfumfang erforderlich ist), werden hier nicht ange stellt.

### **10.5 Anmerkungen zur Inspektion und Dauerhaftigkeitsbeurteilung**

Übergeordnetes Ziel der Inspektion ist die Überwachung des Bauteilverhaltens und die mit jeder Inspektion aktualisierte Prognose der Dauerhaftigkeit. Für Neubauten, deren Planung mit dem Lebensdauermodell erfolgte, ist die Inspektion die Fortführung der Abnahmeprüfung. Festgestellt wird mit ihr, ob ein bedingungsgemäßes Bauteilverhalten vorliegt und ob die Erreichung der angestrebten Nutzungsdauer gewährleistet ist. Bei bestehenden Bauten stehen die Feststellung des aktuellen Bauteilzustandes und die Abschätzung der Restlebensdauer im Mittelpunkt des Interesses.

Die Festlegung der Prüfzeitpunkte und die Anzahl sowie der Umfang der in die Inspektion einzubeziehenden Bauteile richtet sich nach der Bedeutung des Bauwerkes. Außerdem sind, soweit vorhanden, die Ergebnisse der Abnahmeprüfung und von früheren Inspektionen zu berücksichtigen. Werden bei der Abnahmeprüfung die Planungsanforderungen nur geringfügig überschritten, so sollte die erste Inspektion möglichst frühzeitig, ggf. noch vor Ablauf der Gewährleistungsfrist, erfolgen. Bei deutlicher Überschreitung der Planungsanforderungen ist dagegen eine erste Inspektion erst zu späteren Zeitpunkten und in größeren zeitlichen Abständen erforderlich.

Bei der Inspektion ist neben der Betondeckung und der Dichtigkeit auch die Karbonatisierungstiefe zu bestimmen. Für den Fall, daß die Ergebnisse der Abnahmeprüfung vorliegen, kann auf eine erneute Messung der Betondeckung verzichtet werden. Da die Dichtigkeitsmessung an karbonatisiertem Beton statt-

findet, sind unterschiedliche Konsequenzen hinsichtlich der Ergebnisinterpretation der verschiedenen Prüfmethode zu beachten.

Bei der ISA-Prüfung und der Permeationsmessung nach Schönlin, ist das Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Wassereindringtiefe, bzw. Dicke der durchströmten Schicht, entscheidend. In beiden Fällen beträgt die Prüftiefe nur wenige Millimeter und ist somit kleiner bzw. von gleicher Größenordnung wie die Karbonatisierungstiefe zum Zeitpunkt der Messung. Diese Meßwerte sind somit die für die Prognose des Karbonatisierungsfortschrittes maßgebenden Werte.

Bei der Permeationsmessung nach Paulmann werden dagegen die vordersten 20 - 30 mm der Betondeckung durchströmt. Je nach dem Verhältnis Karbonatisierungstiefe zu Prüfdicke, welches i.d.R. erheblich kleiner als 1 ist, wird der Meßwert von der Karbonatisierung beeinflusst. Dieses Verhältnis kann mit der gemessenen Karbonatisierungstiefe berechnet werden. Unter der Annahme, daß der Einfluß der Karbonatisierung auf die Permeations- und Diffusionseigenschaften vergleichbar ist, kann mit Hilfe von  $f(KG)$  die Dichtigkeit des vollständig karbonatisierten Betons abgeschätzt werden.

Die Meßergebnisse der Betondeckung und Dichtigkeit sind analog zum Vorgehen der QS auszuwerten. Mit den so aufbereiteten Meßwerten ist zunächst über das Ingenieurmodell der Karbonatisierung für das Betonalter der Messung die Karbonatisierungstiefe zu prognostizieren. Die Wirklichkeitsnähe dieser Berechnungen kann mittels der gemessenen Karbonatisierungstiefe überprüft und geschärft werden. Das Verhältnis gemessene zu prognostizierte Karbonatisierungstiefe stellt eine Möglichkeit dar, die Größe des Modellfehlers abzuschätzen. Dieser Modellfehler ist auch für die Prognose der Lebensdauer zu berücksichtigen.

## 10.6 Zusammenfassung

Dargestellt wurden die baupraktischen Anwendungen des performance concepts. Gezeigt wird, wie die Meßwerte zerstörungsfreier bzw. zerstörungssarmer Bauteilprüfungen zur Feststellung der Betondeckung, Betondichtigkeit, Betonfeuchte und Karbonatisierungstiefe, unter Beachtung der Annahmekennlinie von Abschn. 3, anzuwenden und auszuwerten sind. Die Auswertung der Dichtigkeits-

messwerte erfolgt mit Hilfe des Transportmodells. Durch die Auswertung werden die gemessenen Eigenschaften zu den Parametern, in deren Abhängigkeit die Prognose der Lebensdauer erfolgen kann.

Der Einsatz des performance concepts in der Bauteilplanung und QS wurde an Hand eines Beispiels erläutert. Bezogen auf die geplante Betondeckung bzw. die vorhandene Betondeckung ist eine ausreichende Betondichtigkeit nachzuweisen. Die dazu erforderlichen Nachweisgleichungen wurden aufgestellt. Sie beruhen auf dem expositionsabhängigen Karbonatisierungsgesetz, der maßgebenden relativen Feuchte der Atmosphäre des Bauwerksstandortes, dem Dauerhaftigkeitskriterium sowie, wenn man von Planungsaufgaben absieht, auf den mit dem Transportmodell gegebenen Beziehungen zwischen  $D_c$  und der Dichtigkeit.

## 11. ZUSAMMENFASSUNG

Die Arbeit zur Aufstellung des PC läßt sich in zwei Teile gliedern:

- Die Entwicklung eines probabilistischen Modells zur Berechnung der Lebensdauer, die sich aus der Koinzidenz von Karbonatisierungstiefe und Betondeckung ergibt.
- Der Anwendung des Modells zur Planung, Ausführung (Qualitätssicherung) und Inspektion von Außenbauteilen unter Einbeziehung zerstörungsfreier Prüfmethoden.

Die Modellentwicklung beruht auf umfangreichen experimentellen Vorarbeiten. Sie dienen der Erprobung von zerstörungsfreien Dichtigkeitsmeßverfahren, der Bestimmung von Transportkoeffizienten und der Messung der Porosität und Porenradialverteilung an oberflächennah entnommenen Proben von ausgelagerten wandartigen Versuchskörpern. Weiterhin standen die Modellierung des Zusammenhanges zwischen der Porosität und den Transportkoeffizienten sowie die Ableitung von Abnahmekriterien zur Qualitätskontrolle von Außenbauteilen im Mittelpunkt des Interesses. In Abschn. 3 werden die wesentlichen Versuchstechniken, Versuchskörper und Versuchsergebnisse dargestellt.

Zur baupraktischen Berechnung der Karbonatisierung von Außenbauteilen wurde ein Ingenieurmodell entwickelt. Es beruht auf der Vorstellung der Karbonatisierung als diffusionsgesteuertem Prozeß. Vereinfachend werden dazu stationäre Verhältnisse angenommen (1. Fick'sches Gesetz). Es konnte gezeigt werden, daß die Berücksichtigung der  $\text{CO}_2$ -Diffusion als instationärer, nichtlinearer Vorgang nicht erforderlich ist. Das Ingenieurmodell ist ohne Rückgriff auf die zu einem bestimmten Betonalter zu messende Karbonatisierungstiefe anwendbar. Somit kann es zur Bauteilplanung eingesetzt werden.

Im Modell werden die Niederschlagsverhältnisse des Bauwerksstandortes explizit berücksichtigt. Angaben zu den Niederschlagsverhältnissen können [82] entnommen werden. Maßgebenden Einfluß auf den Karbonatisierungsfortschritt üben die Häufigkeitsverteilung der Dauer der Trockenperiode, die durch eine Exponentialverteilung beschreibbar ist, und die aus den Windverhältnissen ableitbare Schlagregenwahrscheinlichkeit, mit der die von der Wandorientierung

abhängige Häufigkeit von Durchfeuchtungen angegeben wird, aus. Auf Grund der Niederschlagseinwirkung ist eine Endkarbonatisierungstiefe ableitbar. Dazu wird das Betonalter in karbonatisierungswirksame Trockenperioden, die mit karbonatisierungslosen Niederschlagsperioden abwechseln, unterteilt. Zusätzliche karbonatisierungslose Zeiten sind durch die Austrocknungsdauer des durchfeuchteten Betons gegeben. Die Endkarbonatisierungstiefe beruht allein auf der Wirkung der Witterung und ist ansonsten nur vom Feuchtetransportkoeffizienten  $D_k$  des Betons abhängig. Durch  $D_k$  wird das Austrocknungsverhalten einer vom Schlagregen durchfeuchteten Betonoberfläche im stationären Zustand beschrieben.

Die Berücksichtigung der Rückdiffusion ist nicht erforderlich. Die mit dem Ingenieurmodell berechenbare nur witterungsabhängige Karbonatisierungshemmung weist eine zu entsprechenden Angaben von Schießl [91] vergleichbare Größenordnung auf. Wegen der Niederschlagseinwirkung ist der Karbonatisierungsschritt nicht zu  $\sqrt{t}$  proportional. Dies wird durch die zeitabhängige Größe des Witterungskoeffizienten berücksichtigt. Die Karbonatisierungstiefe ist eine streuende Größe. Die Häufigkeitsverteilung ist analytisch nicht beschreibbar.

Zur Anwendung des Ingenieurmodells wird die Kenntnis der Diffusionsdichtigkeit des Betons benötigt. Dazu wird das Modell der Diffusionsdichtigkeit ( $D_c$ -Modell) aufgestellt. In ihm wird der zu erwartende  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient und seine Streuung in Abhängigkeit der Betonzusammensetzung, der Nachbehandlungsdauer, des Betonalters, des Karbonisierungsgrades der geprüften Proben und der Betonfeuchte ermittelt. Entsprechende Versuchsergebnisse werden aus Literaturangaben zusammengestellt. Mittels nichtlinearer, multipler Regression wird der statistische Zusammenhang zwischen den o.g. Parametern und dem Diffusionskoeffizienten hergestellt. Das  $D_c$ -Modell wird verifiziert. Dazu werden mit ihm für Innenbauteile Karbonatisierungstiefen prognostiziert. I.d.R. weichen sie um nicht mehr als  $\pm 4$  mm von gemessenen Tiefen ab.

Das Witterungsmodell ist erforderlich um die aus langjährigen Beobachtungen gewonnenen typischen Witterungsbedingungen standortspezifisch beschreiben zu können. Bedeutsam sind hier die Wetterelemente die den Feuchtehaushalt des Betons der Betondeckung beeinflussen, da die Betondichtigkeit feuchteabhängig ist. Festzustellen ist in erster Linie die im langjährigen Jahresmittel vorhandene relative Feuchte der Atmosphäre. Vereinfachend wird sie der für Trockenperioden maßgebenden relativen Betonfeuchte gleichgesetzt. Sie kann durch

eine Weibull-Verteilung beschrieben werden. Mit dieser Annahme für Bauteile im Freien unter Dach berechnete Karbonatisierungstiefen sind durch Meßergebnisse verifizierbar. Außerdem werden mit dem Witterungsmodell meteorologisch aufeinander abgestimmte Tages- und Jahresgänge der den Feuchtehaushalt bestimmenden Witterungsgrößen festgelegt. Sie werden zur Überprüfung der im Ingenieurmodell bezüglich der Austrocknungsdauer und des Feuchtehaushaltes des oberflächennahen Betons getroffenen Annahmen erforderlich.

Dazu wird ein instationäres, nichtlineares **Feuchtemodell** aufgestellt. Dieses dient der numerischen Berechnung des über die thermisch-hygrischen Betoneigenschaften gekoppelten Wärme- und Feuchtetransportes. Die hygrischen Eigenschaften wurden in entsprechenden Versuchen an ca. 3 Jahre alten Betonproben, die praxisnah hergestellten Versuchswänden entnommen wurden, bestimmt. Es zeigte sich, daß der Einfluß der betontechnologischen Parameter auf diese Eigenschaften vernachlässigt werden kann.

Auch die hygrischen Eigenschaften sind streuende Größen. Als Folge davon ist die relative Feuchte der Porenluft des Betons nur auf ca.  $\pm 0,10$  genau berechenbar. Mit dem Modell werden nur exemplarische Untersuchungen durchgeführt. Sie bestätigen die Annahmen des Ingenieurmodells. Verbesserungen des Ingenieurmodells sollen damit nicht durchgeführt werden. Wesentliche Ergebnisse sind: Auch für trockene Sommertage mit entsprechend intensiver Sonneneinstrahlung wird die mit dem Ingenieurmodell berechnete Austrocknungsdauer nicht unterschätzt. Ab einer Karbonatisierungstiefe von ca. 10 - 15 mm kann für mittlere Witterungsverhältnisse der gesamte Herbst- und Winterzeitraum eines Jahres als karbonatisierungslos angesehen werden. Für Dichtigkeitsmessungen empfiehlt sich die gleichzeitige Feuchtemessung.

Der Nachweis der Lebensdauer erfolgt mit einem R-S-Modell. Dabei stellt die Karbonatisierungstiefe die Einwirkung dar, und die Betondeckung bildet den Widerstand (**Probabilistisches Lebensdauermodell**). Die Lebensdauer ergibt sich aus der Koinzidenz beider Größen. Angaben zur Größe der zulässigen Versagenswahrscheinlichkeit können aus Bauwerksbeobachtungen abgeleitet werden. Es ist erforderlich, daß eine von der Bedeutung des Bauteils abhängige alkalische Restdicke zwischen mittlerer Karbonatisierungstiefe und mittlerer Betondeckung verbleibt. Unter der Annahme, daß die Karbonatisierungstiefe und die Betondeckung jeweils logarithmisch normalverteilt sind, können die zugehörigen Sicherheitsbeiwerte des Lebensdauernachweises abgeleitet werden. Ihre

Größe ist von der Sorgfalt der Bauausführung abhängig. Das Lebensdauermodell wird dadurch verifiziert, daß mit ihm ausgeführte Dauerhaftigkeitsnachweise im Einklang mit den Regelungen von DIN 1045 stehen. Von entscheidender Bedeutung für eine zutreffende Prognose der Lebensdauer ist die wirklichkeitsnahe Einschätzung der relativen Feuchte des Bauwerksstandortes. Außerdem läßt sich zeigen, daß von dem mutmaßlichen Anstieg der  $\text{CO}_2$ -Konzentration (global warming) für bestehende Bauwerke, bzw. für gerade im Bau befindliche Bauwerke keine baupraktisch relevante Beschleunigung des Karbonatisierungsfortschrittes ausgeht.

Das Lebensdauermodell ist Grundlage der Bauteilplanung. Mit ihm können die Betonzusammensetzung und die Herstellungsbedingungen des Bauteils festgelegt werden. Zur Qualitätssicherung der Bauausführung, zur Bauwerksabnahme, zur Inspektion sowie zur Beurteilung der Restlebensdauer bestehender Bauwerke sind zusätzliche Modellbausteine erforderlich.

Im Transportmodell werden mit einem räumlichen Porenmodell und den Transportgesetzen Beziehungen zwischen dem  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizienten und den Meßwerten zerstörungsfreier Dichtigkeitsmeßverfahren hergestellt. Das Porenmodell berücksichtigt explizit die Transportwiderstände der Porenstruktur durch Einführung eines betonspezifischen Umwegfaktors, eines betonspezifischen Verhältnisses von Porenradius zu Porenlänge sowie die Ergebnisse der Porenradienverteilung. Die damit ermittelte Abhängigkeit der Transportkoeffizienten von der Porosität und die Beziehung zwischen den einzelnen Transportkoeffizienten, sind durch Versuchsergebnisse verifizierbar. Die abgeleiteten Beziehungen gelten allerdings nur für Außenbauteile aus PZ-Betone. Der an kleinformatischen Laborproben ermittelte Zusammenhang zwischen der ein- bzw. zweijährigen Karbonatisierungstiefe und dem zugehörigen Permeations- bzw. Wasseraufnahmekoeffizienten ist mit dem Modell nicht nachvollziehbar. Dies liegt an den lagerungsspezifischen Hydratations- und Karbonatisierungsbedingungen. Trotz gleicher Betonzusammensetzung entstehen unterschiedliche Porenradienverteilungen und Porenstrukturen [89].

Für den Einsatz der zerstörungsfreien Meßverfahren ist ein Prüf- und Nachweismodell aufzustellen. Am Bauteil zu messen sind:

- die Betondichtigkeit,
- die Betondeckung,

- die Betonfeuchte zum Meßzeitpunkt und
- für die Aufgaben der Inspektion und Beurteilung bestehender Bauwerke die vorhandene Karbonatisierungstiefe.

Der Prüfumfang ist in Abhängigkeit der Bedeutung des Bauteils mit der in Abschn. 3 angegebenen Annahmekennlinie festzulegen. Aus der gemessenen Betondichtigkeit ist mit dem Transportmodell der  $\text{CO}_2$ -Diffusionskoeffizient abzuschätzen. Die übrigen Meßgrößen gehen unmittelbar als Parameter in die Nachweisgleichungen der Dauerhaftigkeit ein. Diese werden unter Berücksichtigung des expositionsabhängigen Karbonatisierungsgesetzes und den Witterungsbedingungen des Bauwerksstandortes aufgestellt. Nachzuweisen ist, daß bezogen auf die ausgeführte Betondeckung, der Beton eine ausreichende Dichtigkeit besitzt und die angestrebte Nutzungsdauer einschließlich ihres Vorhaltemaßes ohne großflächigen Verlust der Depassivierung übersteht. Das dazu erforderliche Vorgehen wird in baupraktisch relevanter Form dargestellt und an Beispielen erläutert.

## 12. LITERATUR

- [1] Adynli, S.: Über die Berechnung der zur Verfügung stehenden Solarenergie und des Tageslichtes. Fortschritt Bericht, VDI-Zeitung, Reihe 6, Nr. 79, Düsseldorf, VDI-Verlag, 1981.
- [2] Arbeitsberichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke: Beiträge zur Zuverlässigkeit von Betonbauwerken. Laboratorium für den Konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU München, 1973.
- [3] Badmann, R.; Stockhausen, N.; Setzer, M.: The statistical thickness and the chemical potential of adsorbed water films. Journal of Colloid and Interface Science, Vol. 82, No. 2, pp. 534-542, Aug. 1981.
- [4] Bakker, R.F.M., Roessink, G.: Carbonatie, corrosie en vocht. CUR, Bericht Nr. 90-3, 1990.
- [5] Bažant, Z.P.; Najjar, L.J.: Drying of concrete as a nonlinear diffusion problem. Cement and Concrete Research, Vol. 1, 1971.
- [6] Bažant, Z.P.; Najjar, L.J.: Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. Materials and Struktur, Vol. 5, No. 25, 1972.
- [7] Betonvereniging (CUR): inventarisatie schadeomvang van in de periode 1950 - 1980 aan de buitenlucht blootgesteld betonoppervlak in de woningbouw. CUR-VB rapport 118, April, 1984.
- [8] Bier, T.A.: Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. Dissertation, Inst. f. Massivbau u. Baustofftechnologie, TH Karlsruhe, 1988.
- [9] Blaut, H.: Statistical evaluation of quality. In: Proceedings of the RILEM conference "Quality control of concrete structures, Stockholm, 17.-21. Juni, S. 23-37, 1979.
- [10] Bonzel, J.; Manns, W.: Beurteilung der Betondruckfestigkeit mit Hilfe von Annahmekennlinien. Beton, Heft 7, S. 303-307 u. Heft 8, S. 355-360, 1969.
- [11] Brieger, L.M.; Wittmann, F.H.: Numerical simulation of carbonation of concrete. In: Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, 2. Internationales Kolloquium, Eßlingen, 1987.
- [12] British Standards Institution: BS 1881, Methods for testing concrete, part 5, 1970.
- [13] Cammerer, W.F.: Die kapillare Flüssigkeitsbewegung in porösen Körpern. VDI-Forschungsheft 500, 1963.
- [14] Crank, J.: The mathematics of diffusion. Oxford, 1975.
- [15] Deutscher Beton-Verein e.V.: Betondeckung. In: DBV-Jahresbericht 1990, Abschn. 1.7.3, S. 22-35, 1990.

- [16] Deutscher Beton-Verein e.V.: Merkblatt Betondeckung. März 1991, DBV-Merkblatt-Sammlung, 1991.
- [17] Deutscher Normenausschuß: DIN 4710, Meteorologische Daten zur Berechnung des Energieverbrauches von heiz- und raumlufttechnischen Anlagen. Nov. 1982.
- [18] Deutsches Institut für Normung e.V.: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Berlin, 1981.
- [19] Fagerlund, G.: Service life of structures. In: Proceedings of the RILEM conference "Quality control of concrete structures, Stockholm, 17.-21. Juni, S. 199-215, 1979.
- [20] Franke, H.: Über die Temperaturverteilung in dünnen Betonkonstruktionen, insbesondere in zweischichtigen Betonwänden infolge der Extremalwerte der Lufttemperatur und der Sonneneinstrahlung. Fortschritt Berichte, VDI-Zeitung, Reihe 4, Nr.12, Düsseldorf, Dez. 1968.
- [21] Frohnsdorff, G.; Masters, L.W.: The meaning of durability and durability prediction. In: Proceedings of the first international conference "Durability of building materials and components", Ottawa, pp. 17-30, 21.-23. Aug. 1978.
- [22] Gaber, K.: Einfluß der Porengrößenverteilung in der Mörtelmatrix auf den Transport von Wasser, Chlorid und Sauerstoff in Beton. Dissertation, TH Darmstadt, 1989.
- [23] Garrecht, H.: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. Dissertation, Uni. Karlsruhe, 1992.
- [24] Gertis, K.; Hauser, G.: Instationärer Wärmeschutz. Heft 103 der Berichte aus der Bauforschung, Berlin, 1975.
- [25] Gertis, K.; Kießl, K.; Werner, H.; Wolfseher, V.: Hygrische Transportphänomene in Baustoffen. Heft 258 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau, Berlin, 1976.
- [26] Gjørsv, O.E.; Vennesland, O.; El-Busaidy, A.H.S.: Diffusion of dissolved oxygen through concrete. Materials Performance, pp. 39-44, Dec. 1986.
- [27] Graf, U.; Henning, H.-J.; Stange, K.: Formeln und Tabellen der mathematischen Statistik. Berlin, 1966.
- [28] Gräf, H.: Über die Porosität und die Durchlässigkeit von Zementstein, Mörtel und Beton und ihren Einfluß auf Gebrauchseigenschaften von Beton. Dissertation, Essen, 1988.
- [29] Gräf, H.; Grube, H.: Einfluß der Zusammensetzung und der Nachbehandlung des Betons auf seine Gasdurchlässigkeit. Beton, H. 11, S. 426-429 und H. 12, S. 473-476, 1986.
- [30] Grube, H.; Kern, E.; Quittmann, H.D.: Instandhaltung von Betonbauwerken. In: Beton-Kalender 1990, T.2, Berlin, 1990.

- [31] Grube, H.; Krell, J.: Zur Bestimmung der Karbonatisierungstiefe von Mörtel und Beton. *Betontechnologische Berichte 1986-1988*, Wiesbaden, 1989.
- [32] Hamfler, H.: Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente. Heft 395 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Berlin, 1988.
- [33] Hall, C.: Water sorptivity of mortars and concretes: a review. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 41, No. 147, pp. 51-61, 1989.
- [34] Hergenröder, M.: Zur statistischen Instandhaltungsplanung für bestehende Betonbauwerke bei Karbonatisierung des Betons und möglicher Korrosion der Bewehrung. Dissertation, Inst. f. Bauingenieurwesen III, TU München, 1992.
- [35] Hesse, D.: Über den Einfluß der endlichen Porenlänge auf die Diffusion von Gasen durch poröse Stoffe. *Chemie-Ing.-Tech*, 45, 1973, Nr. 7, S. 442-449, 1973.
- [36] Hilsdorf, H.K.: Austrocknung und Schwinden von Beton. *Stahlbetonbau - Berichte aus Forschung und Praxis - Festschrift Rüsck*, Berlin, 1969.
- [37] Hilsdorf, H.K.; Schönlin, K.; Burieke, F.: Dauerhaftigkeit von Beton. Forschungsbericht, Inst. f. Massivbau u. Baustofftechnologie, Uni. Karlsruhe, 1992.
- [38] Hosser, D.; Gensel, B.: Abnahmekriterium für die Mindestmaße der Betondeckung. *DBV-Forschungsvorhaben Nr. 130*, iBMB, TU Braunschweig, 1991.
- [39] Houst, Y.F.; Roelfstra, P.E.; Wittmann, F.H.: A model to predict service life of concrete structures. *Berichtsband des ersten internationalen Kolloquiums "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung"*, Technische Akademie Esslingen, 6.-8. Sept. 1983.
- [40] Hurling, H.: Gasdurchlässigkeit von Beton. *Beiträge zum 21. DAFStb Forschungskolloquium*, Hannover, 6. u. 7. Okt. 1988.
- [41] Johannsen, K.: Ermittlung von Temperaturen und Wärmeströmen in beliebig geschichteten Ebenen, Zylindrischen und kugelförmigen Wänden bei nicht stationären Verhältnissen nach der Methode der finiten Elemente. *Die Bautechnik*, H. 3, S. 80-89, 1970.
- [42] Joint Committee on Structural Safety (JCSS): General principles on quality assurance for structures. *IABSE Bericht*, Band 35, Zürich, 1981.
- [43] Kamp, C.L.; Wittmann, F.H.: The mechanisms of moisture flow through porous materials. 2. Internationales Kolloquium "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung", Technische Akademie Esslingen, S. 599-605, Sept. 1986.
- [44] Kamp, C.L.; Wittmann, F.H.: Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Trocknungsvorgangs des Betons. In: *DFG-Abschlußkolloquium zum Schwerpunktprogramm "Stoffgesetze im konstruktiven Ingenieurbau"*, S. 95-102, 19.-20. Mai, 1988.

- [45] Kashino,N.: Investigation into the limit of initial corrosion occurrence in existing reinforced concrete structures. In: Proceedings of the Conference "Durability of building materials and components", Espoo, Finland, Vol. 3, pp. 176 - 186, 1984.
- [46] Keller,T.: Dauerhaftigkeit von Stahlbetonbauwerken: Transportmechanismen - Auswirkung von Rissen. Inst. f. Baustatik u. Konstruktion, ETH Zürich, Bericht-Nr. 184, Birkhäuser Verlag, Basel-Boston-Berlin, 1991.
- [47] Kepp,U.: Hochwasservorhersage für Flußgebiete mittlerer Größe im Hinblick auf den Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken. Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Heft 104, TU Braunschweig, 1989.
- [48] Kießl,K.; Gertis,K.: Nichtisothermer Feuchtetransport in dickwandigen Betonteilen von Reaktordruckbehältern. In: Heft 280 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1977.
- [49] Kießl,K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen, Dissertation, Essen, 1983.
- [50] Kleinschmidt,H.-J.: Untersuchungen über das Fortschreiten der Carbonatisierung an Betonbauwerken. In: Heft 170 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1965.
- [51] Klopfer,H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. Wiesbaden, 1974.
- [52] Kropp,J.: Karbonatisierung und Transportvorgänge im Zementstein. Dissertation, Inst. f. Massivbau u. Baustofftechnologie, TH Karlsruhe, 1983.
- [53] Lang,H.: Zur Diffusion und Strömung in Kapillaren und porösen Feststoffen. Max-Planck-Institut für Strömungsforschung, Bericht 6, 1977.
- [54] Laube,M.: Werkstoffmodell zur Berechnung von Temperaturspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter. Dissertation, iBMB, TU Braunschweig, 1990.
- [55] Lawrence,C.D.: Durability of concrete: molecular transport processes and test methods. Cement and Concrete Association, Technical Report 544, 1981.
- [56] Locher,C.H.: Zum Einfluß verschiedener Zusatzstoffe auf das Gefüge von erhärtendem Zementstein in Mörteln und Betonen. Dissertation, RWTH Aachen, 1988.
- [57] Ludwig,U.: Durability of cement mortars and concretes. In: Proceedings of the first international conference "Durability of building materials and components". Ottawa, pp. 269-281, 21.-23. Aug., 1978.
- [58] Lutz; Jenisch; Klopfer; Freymuth; Krampf: Lehrbuch der Bauphysik. Stuttgart, 1985.
- [59] Lykow,A.W.: Transporterscheinungen in kapillarporösen Körpern. Berlin, 1958.

- [60] Masters,L.W.; Brandt,E.: Prediction of service life of building materials and components. *Materials and Structures* 20, pp. 55-77, 1987.
- [61] Masters,L.W.; Brandt,E.: Systematic methodology for service life prediction of building materials and components. *Materials and Structures* 22, pp. 385-392, 1989.
- [62] Merker,G.P.; Sander,H.: Berechnung der Temperaturverteilung in Betonbauteilen infolge klimatischer Einflüsse. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, H. 1, S. 33-38 und H. 12, S. 615-620, 1976.
- [63] Meyer,A.; Wierig,H.-J.; Husmann,K.: Karbonatisierung von Schwerbeton. In: Heft 182 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1967.
- [64] Möhl,U.: Generierung standortspezifischer Tagesmittel des Bedeckungsgrades. *Heizung Lüftung Haustechnik*, Band 36, Nr.1, S. 21-28, 1985.
- [65] Müller,H.H.; Hergenröder,M.: Einfluß der Zementart auf die Korrosion des Spannstahls. Kurzbericht über die Ergebnisse der Karbonatisierungsmessungen. Forschungsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1989.
- [66] Nehring,G.: Über den Wärmefluß durch Außenwände und Dächer in klimatisierte Räume infolge der periodischen Tagesgänge der bestimmenden meteorologischen Elemente. *Gesundheits-Ingenieur* 83, H. 7 S. 185-189, H. 8, S. 230-242, H. 9, S. 253-269, 1962.
- [67] Nürnberger,U.; Menzel,K.; Löhr,A.; Frey,R.: Korrosion von Stahl in Beton. Heft 393 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1988.
- [68] Östlund,L.: Evaluation of quality control in relation to safety. In: *Proceedings of the RILEM conference "Quality control of concrete structures*, Stockholm, 17.-21. Juni, S. 17-22, 1979.
- [69] Papadakis,V.G.; Vayenas,C.G.; Fardis,M.N.: Physical and chemical characteristics affecting the durability of concrete. *ACI Materials Journal*, V. 8, No. 2, 1991.
- [70] Parrott,L.J.: Moisture profiles in drying concrete. *Advances in Cement Research*. Vol. 1, No. 3, pp. 164-170, July 1988.
- [71] Parrott,L.J.; Chen Zhang Hong: Air permeability of cover concrete and the effect of curing. Forschungsbericht, BCA, Wexham Springs, 1989.
- [72] Parrott,L.J.: Carbonation in a 36 year old, in-situ concrete. *Cement and Concrete Research*, Vol. 19, pp. 649-656, 1989.
- [73] Parrott,L.J.: Damage caused by carbonation of reinforced concrete. *Materials and Structures*, 23, pp. 230-234, 1990.
- [74] Parrott,L.J.: Influence of environmental parameters upon permeability: a review. Beitrag für RILEM TC 116-PCD, 1990.

- [75] Parrott,L.J.: Carbonation, corrosion and standardization. In: Proceedings of the conference "The protection of concrete", Dundee, 11.-13. Sept., 1990.
- [76] Parrott,L.J.: Factors influencing relative humidity in concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No. 154, pp. 45-52, 1991.
- [77] Paulmann,K.; Rostásy,F.S.: Praxisnahes Verfahren zur Beurteilung der Dichtigkeit oberflächennaher Betonschichten im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1990.
- [78] Permeability of Concrete and its Control. The Concrete Society, papers of a one day conference, London, 12. Dec. 1985.
- [79] Rehm;G.; Moll,H.L.: Beobachtungen an alten Stahlbetonbauteilen hinsichtlich Carbonatisierung an der Bewehrung. In: Heft 170 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1965.
- [80] Rehm;G.; Moll,H.L.: Versuche zum Studium des Einflusses der Ribbreite auf die Rostbildung an der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. In: Heft 169 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1965.
- [81] Rehm,G.: Korrosion von Stahl in Beton - Ein gelöstes Problem? Vortrag auf dem Deutschen Betontag, Berlin, 23.-25. April 1987.
- [82] Reidat,R.: Klimadaten für Bauwesen und Technik (Niederschläge). Berichte des Deutschen Wetterdienstes, Nr. 86 (Band 12), Offenbach, 1963.
- [83] Reinhardt,H.W.; Mijsberger,J.; Croes,J.H.: Naar en praktische Meetmethode voor de hwaliteit van de Betondekking. Cement, Nr. 1, 1988.
- [84] Romberg,H.: Zur Porosität und Porenradienverteilung in alten Betonen. TIZ-Fachberichte Rohstoff Engineering, H. 12, S. 811-817, 1980.
- [85] Rostásy,F.S.: Theoretische und experimentelle Beiträge zur Erforschung des Schwindens und der Schwindspannungen des Betons. Dissertation, TH Stuttgart, 1958.
- [86] Rostásy,F.S.: Zur Messung der Betondichtigkeit am Bauwerk - Möglichkeiten und Grenzen. In: Vom Werkstoff zur Konstruktion, Festschrift H. Hilsdorf, Berlin, S. 45-63, 1990.
- [87] Rostásy,F.S.; Bunte,D.: Dauerhaftigkeitsvorhersage für Stahlbeton-Außenbauteile. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1992.
- [88] Rostásy,F.S.; Bunte,D.: Dichtigkeitsmessungen an Bauwerksbeton. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1989.
- [89] Rostásy,F.S.; Bunte,D.: Dauerhaftigkeit von Beton bei kombinierter physikalisch-chemischer Beanspruchung im Hinblick auf Verwitterungsprozesse. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1991.
- [90] Rostásy,F.S.; Ranisch,E.-H.: Zur Vorhersage der Dauerhaftigkeit von Beton gegenüber Witterungseinflüssen. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1987.

- [91] Schießl, P.: Zur Frage der zulässigen Rißbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierungstiefe des Betons. Heft 255 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1976.
- [92] Schießl, P.: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Heft 370 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1986.
- [93] Schießl, P. (editor): Corrosion of steel in concrete. London, 1988.
- [94] Schirmer, R.: Die Diffusionszahl von Wasserdampf-Luft-Gemischen und die Verdampfungsgeschwindigkeit. VDI-Zeitschrift, Beih. Verfahrenstechnik, Band 6, S. 170-177, 1938.
- [95] Schönlin, K.F.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Dissertation, Inst. f. Massivbau und Baustofftechnologie der TH Karlsruhe, 1989.
- [96] Schröder, Smolczyk, Grade, Vinkeloe, Roth: Einfluß von Luftkohlenäure und Feuchtigkeit auf die Beschaffenheit des Betons als Korrosionsschutz für Stahleinlagen. In: Heft 182 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1967.
- [97] Schuëller, G.I.: Einführung in die Sicherheit und Zuverlässigkeit von Tragwerken. Ernst & Sohn, Berlin, 1981.
- [98] Schuh, H.: Differenzenverfahren zum Berechnen von Temperatur-Ausgleichsvorgängen bei eindimensionaler Wärmeströmung in einfachen und zusammengesetzten Körpern. VDI-Forschungsheft 459, VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1957.
- [99] Schwarz, B.: Die kapillare Wasseraufnahme von Baustoffen. Gesundheits-Ingenieur 93, Heft 7, S. 206-211, 1972.
- [100] Schwiete, H.-E.; Ludwig, U.: Über die Bestimmung der offenen Porosität im Zementstein. Tonindustrie-Zeitung 90, Nr. 12, S. 562-574, 1966.
- [101] Schwiete, H.-E.; Ludwig, U.; Ilknur, B.: Über die Carbonatisierung von Mörteln und Betonen nach Literaturergebnissen und eigenen Untersuchungen. Forschungsbericht, Institut für Gesteinshüttenkunde, TH Aachen, Opladen, 1971.
- [102] Siemes, A.J.M.; Vrouwenvelder, A.C.W.M.; Van den Beukel, A.: Durability of buildings: a reliability analysis. Heron, Vol. 30, No.3, 1985.
- [103] Sjöström, C.; Brandt, E.: Collection of in-service performance data: state of the art and approach by CIB W80/RILEM 100 TSL. Materials and Structures 24, pp. 70-76, 1991.
- [104] Smolczyk, H.G.; Romberg, H.: Der Einfluß der Nachbehandlung und der Lagerung auf die Nacherhärtung und Porenradialverteilung von Beton. Tonindustriezeitung 100, H. 10, S. 349-357 und H. 11, S. 381-390, 1976.
- [105] Spaethe, G.: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. Berlin, 1987.

- [106] Specht, M.; Kallin, E.; Stauch, M.: Lebensdauer von Außenbauteilen. Beton, H. 12, S. 484-487, 1988.
- [107] Stamm, K.H.D.: Modell zur quantitativen Erfassung der physikalischen Vorgänge bei der kapillaren Feuchtigkeitsbewegung in Bauteilen. Dissertation, RWTH Aachen, 1979.
- [108] Steinour, H.H.: Some effects of carbon dioxide on mortars and concrete - discussion. Journal of the American Concrete Institute 30, No. 8, pp. 905-907, Feb. 1959.
- [109] Thielen, G.: A rational concept for a performance based representation of regulatory documents. In: CEB Bulletin d'Information, No. 147, Paris, Feb. 1982.
- [110] Thomas, M.D.A.; Matthews, J.D.: Carbonation of fly ash concrete. Magazine of Concrete Research, 44, No. 160, pp. 217-228, 1992.
- [111] Timofejew, D.P.: Adsorptionskinetik. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1967.
- [112] Tuutti, K.: Corrosion of steel in concrete. Forschungsbericht, CBI, Stockholm, 1982.
- [113] Untersuchungsbericht Nr. 1349/2660 der MPA Braunschweig, 1990, unveröffentlicht.
- [114] Verein Deutscher Zementwerke: Tiefe der carbonatisierten Schicht alter Betonbauten. In: Heft 170 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1965.
- [115] Vesikari, E.: Service life of concrete structures with regard to corrosion of reinforcement. Forschungsbericht, Technical Research Centre of Finland, Espoo, 1988.
- [116] Weizsäcker, E.U.: Erdpolitik. Darmstadt, 1990.
- [117] Wesche, K.; Manns, W.: Betone mit Sulfathüttenzement in höheren Alter. Heft 186 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschuß für Stahlbetonbau, Berlin, 1966.
- [118] Wierig, H.-J.: Die Wasserdampfdurchlässigkeit von Zementmörtel und Beton. Zement-Kalk-Gips, Nr. 9, 1965.
- [119] Wierig, H.-J.: Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure. In: Proceedings of the RILEM seminar on the durability of concrete structures under normal outdoor exposure, 26.-29. March, 1984, Hannover, pp. 239-249, 1984.
- [120] Wierig, H.-J.: Beanspruchungen und Eigenschaften der oberflächennahen Schichten vertikaler Betonflächen. DBV-Forschungsvorhaben Nr. 110, 1988.
- [121] Wierig, H.-J.; Hurling, H.: Untersuchungen zur Sauerstoffdiffusion durch die Betondeckung zur Bewehrung von Stahlbetonbauteilen. Forschungsbericht, Inst. f. Baustoffkunde und Materialforschung, TU Hannover, 1983.

- [122] Wischers,G.: Zement-Taschenbuch 1984. Bauverlag, VDZ Düsseldorf, 1984.
- [123] Wischers,G.: "Leistungsfähigkeit" als Kriterium für die Normung von Zement und Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik, H. 3, S. 51-60, 1990.



# **Anhang 1**

Versuchsergebnisse zu Abschnitt 3



Tab. 3.1: Zusammensetzung, Nachbehandlung, Herstellungsdatum und Witterungsbeanspruchung der untersuchten Wände

Wandbezeichnung	AF	AL	BF	BL	C	D	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	
w/z-Wert	0.5		0.7				0.5		0.67		0.85		0.98		0.47	0.47 <sup>(1)</sup>	
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	340		280		360		330		290		230		215		370	320	
Flugaschegeh. [kg/m <sup>3</sup> ]																50	
Geh. an Kalksteinmehl [kg/m <sup>3</sup> ]												60		90			
Zuschlaggehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	1840		1810		1590		1920		1810		1800		1760		1840		
Sieblinie (DIN 1045)	B16			C4 <sup>(2)</sup>			B/C32						≈B32				
Zementart (DIN 1164)	PZ 35F															HOZ 35 L-MW-HS	
Z : G : W	1:5.4:0.5		1:6.5:0.7		1:4.4:0.7		1:5.8:0.5		1:6.2:0.67		1:8.1:0.85		1:8.6:0.98		1:5.0:0.47		
Nachbehandlung	linke Wandhälfte: keine (1. Tag in Schalung) rechte Wandhälfte: 6 Tage feuchte Tücher u. Folie (1. Tag in Schalung)						Wand I,III,V,VII: keine (1. Tag in Schalung) Wand II,IV,VI,VIII: 6 Tage unter feuchten Tüchern und Folie (1. Tag in Schalung)									5 Tage in Schalung	
Betonierdatum	11.11.1985	16.09.1985	02.10.85	03.07.86	27.07.87	10.08.87	19.08.87	02.09.87	14.09.87	28.09.87	23.11.87	16.12.87	25.05.89	31.05.89			
Aufstellung	AL, BL: im Labor bei 20/65 AF, BF, C, D: ungeschützt im Freien (Wandoberflächen weisen nach Norden bzw. Süden)						ungeschützt im Freien (Wandoberflächen weisen nach Norden bzw. Süden)										
Bewehrung	keine						Nordseite: Einzelstäbe $\phi$ 12, lichter Abstand 20 mm Südseite: Q 221									Nord- u. Südseite: Q 513	
Dicke der Betondeckung [mm] (nom c)							Nordseite: 5-30 mm; in Schritten zu 5 mm in ca. 30 cm breiten Streifen variiert Südseite: 15 mm									beidseitig 50 mm	
Wandabmessungen b/h/d [cm]	150/150/40	120/120/25	150/150/40	120/120/25			200/170/12						350/230/30				
Verdichtungsart	Rüttelflaschen und Schalungsrüttler																
Konsistenz	KP - KR (a=40 mm)															KR	

(1) Wasser/Bindemittel-Wert

(2) nur Korngruppe 0/2a

Tab. 3.2: Ergebnisse der Frisch- und Festbetonprüfungen sowie der Messungen der Karbonatisierungstiefe der untersuchten Wände

Wandbezeichnung	AF	AL	BF	BL	C	D	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X										
<b>Frischbetoneigenschaften</b>																										
- Rohdichte	2410		2290		2310	2310	2380	2380	2400	2390	2370	2390	2380	2380	2350	-										
- Würfel [ $\text{kg/m}^3$ ]	-		-		2200	2260	-	2350	-	2360	2340	2340	2350	2350	-	-										
- LP-Topf [ $\text{kg/m}^3$ ]	-		-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-										
- Konsistenz	38		39		41	34	33	34	38	39	41	42	52.5	50	50	-										
- Ausbreitmaß [cm]	-		-		1.07	1.12	1.09	1.18	-	-	-	-	-	-	-	-										
- Verdichtungsmaß	-		-		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-										
- LP-Gehalt [Vol.-%]	-		-		2.70	3.00	2.10	2.40	1.50	1.45	1.53	1.45	1.10	1.10	-	-										
- Frischbetontemp. [°C]	-		-		-	-	-	22.5	24.0	23.0	22.0	20.0	20.0	17.0	-	-										
<b>Festbetoneigenschaften nach DIN 1048</b>																										
- Druckfestigkeit [ $\text{N/mm}^2$ ] (1)	67		41		43	36	57	62	44	44	33	35	25	26	46 <sup>(4)</sup>	-										
- Spaltzugfestigkeit [ $\text{N/mm}^2$ ] (2)	3.4		2.6		2.4	2.5	3.0	3.8	3.1	3.0	2.4	2.7	2.1	1.9	-	-										
- Wassereindringtiefe [cm] (3)	0.8		1.9		2.4	2.7	0.2	0.7	0.6	2.2	2.7	2.3	0.9	6.7	-	-										
- E-Modul [ $\text{N/mm}^2$ ]	-		-		-	-	-	30400	28400	27200	26500	26900	26300	25100	-	-										
<b>Mittlere Karbonatisierungstiefe [mm] zum Betonalter t</b>																										
[Tage]	[Jahre]	nb	n nb	nb	n nb	nb	n nb	nb	n nb	N	S	N	S	N	S	N	S									
(5)	(6)	(7)	(8)	(7)	(8)	(7)	(8)	(7)	(8)	(7)	(8)	(7)	(8)	(7)	(8)	(7)	(8)									
28	0.08	-	-	-	-	-	-	0	0	0.1	0.1	0.2	0.3	0.3	0	0.3	0.6	0.2	0.5	1.1	1.6	0.4	0.3	-	-	
90	0.25	-	-	-	-	-	-	0	0	0	0	0.1	0	0.1	0.1	0.3	1.5	0.1	0.8	0.7	2.0	0.6	0.9	-	-	
180	0.50	-	-	-	-	-	-	0	0	0	0	0.2	0.3	0.5	1.4	0.3	3.7	3.8	1.5	4.2	-	-	-	-	-	
360	1.00	-	-	-	-	-	-	0.3	0	0.2	0	0	0	0.5	0.1	1.5	2.7	1.1	0.3	3.8	5.2	5.0	0.3	-	-	
400	1.10	1.0	-	-	2.0	4.0	2.0	7.0	4.5	2.5	3.5	5.5	3.3	6.0	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
700	1.92	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
750	2.05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
780	2.14	-	-	-	2.5	3.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.8	3.4	
825	2.26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2.3	3.4
960	2.63	0.4	0.5	1.1	2.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1010	2.77	-	-	-	2.4	3.8	6.2	7.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
1310	3.59	-	-	-	-	-	-	-	0.4	0.8	0.2	0.5	1.3	1.8	3.2	3.1	5.6	5.3	4.0	4.6	-	-	-	-	-	

(1) Mittelwert aus 3 Würfeln mit  $a=150$  mm Kantenlänge

(2) Mittelwert aus 3 Zylindern

(3) Mittelwert aus 3 Wasserplatten

(4) im Alter von 56 Tagen

(5) nachbehandelt, Südseite

(6) nicht nachbehandelt, Südseite

(7) Nordseite

(8) Südseite

Tab. 3.3: Stichprobenumfang und Annahmefaktor für Dichtigkeitsmessungen an Bauteilen

Bauteile geringerer Bedeutung (Annahmewahrscheinlichkeit $W=20\%$ für $p=10\%$ Schlechtanteil)			Bauteile großer Bedeutung (Annahmewahrscheinlichkeit $W=10\%$ für $p=10\%$ Schlechtanteil)		
Stichprobenumfang, wenn gilt: Standardabweichung $\sigma$ ist bekannt		Annahmefaktor  K [-]	Stichprobenumfang, wenn gilt: Standardabweichung $\sigma$ ist bekannt		Annahmefaktor  K [-]
$n_\sigma$ [-]	Standardabweichung $s$ muß aus der Stichprobe bestimmt werden $n_s$ [-]		$n_\sigma$ [-]	Standardabweichung $s$ muß aus der Stichprobe bestimmt werden $n_s$ [-]	
1	(4) <sup>1)</sup>	2.12	1	(5) <sup>1)</sup>	2.54
2	6	1.88	2	7	2.18
4	10	1.70	4	12	1.91
5	12	1.64	-	-	-
6	14	1.62	6	16	1.80
8	18	1.57	8	20	1.72
10	22	1.54	10	24	1.68
15	32	1.50	15	35	1.61
20	41	1.46	20	44	1.55
∞	-	1.28	∞	-	1.28

1) Die Durchführung von weniger als 6 Versuchen ist nicht zu empfehlen.

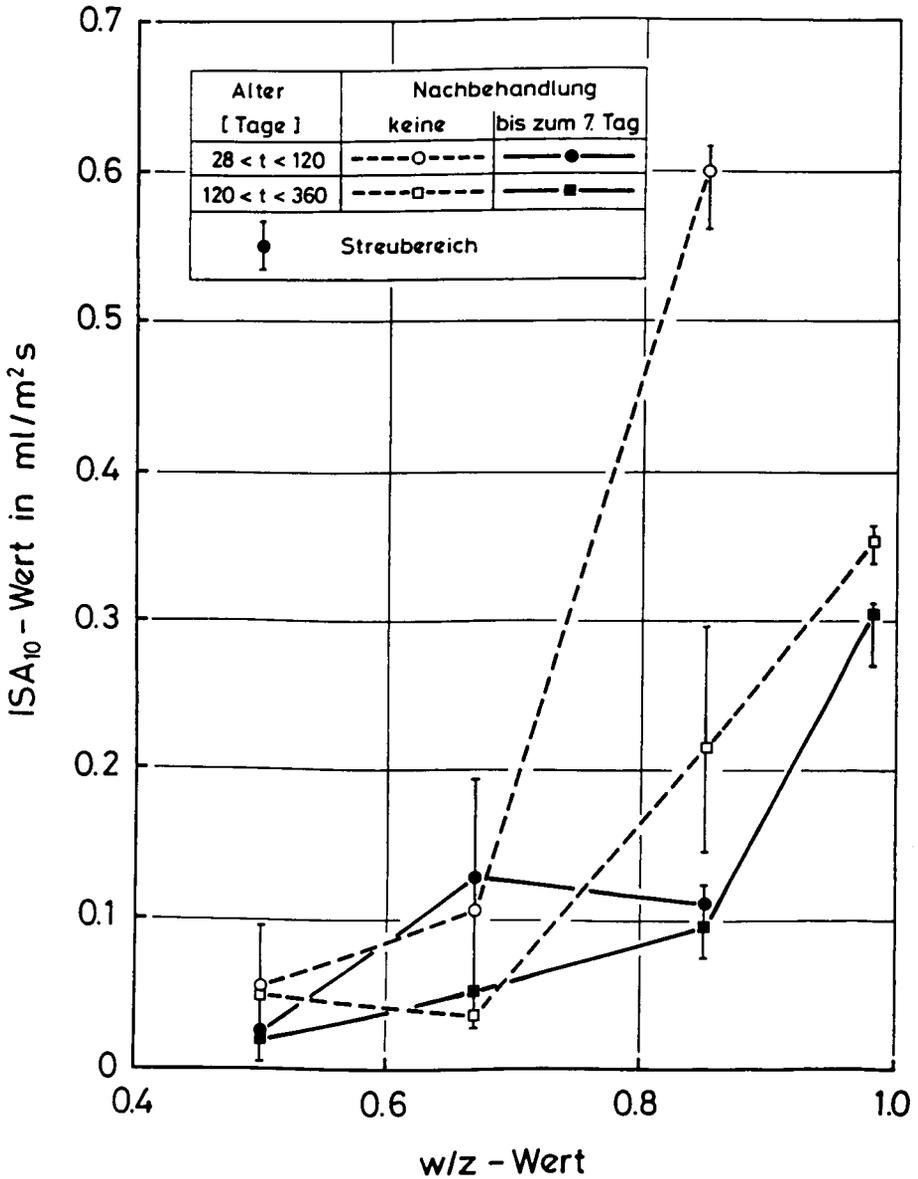


Bild 3.1: Abhängigkeit des ISA<sub>10</sub>-Wertes vom w/z-Wert für verschiedene Nachbehandlungsarten und Betonalter (Südseite der Wände I - VIII)

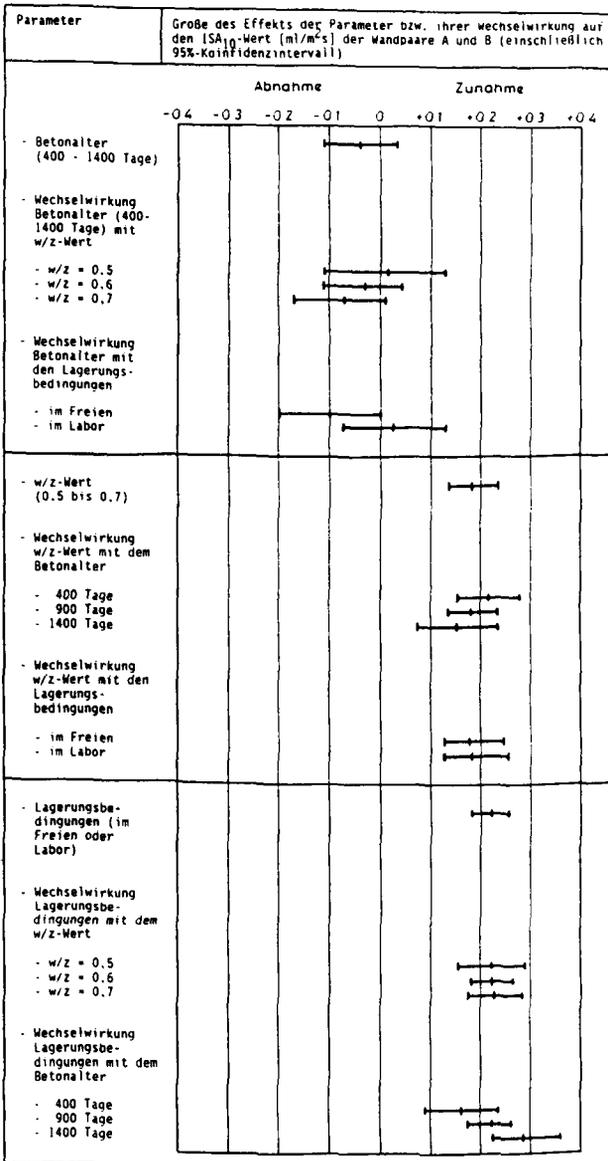


Bild 3.2: Einzel- und Wechselwirkungseffekte der Parameter Betonalter, w/z-Wert und Lagerungsbedingungen auf den  $ISA_{10}$ -Wert der Wandpaare A und B

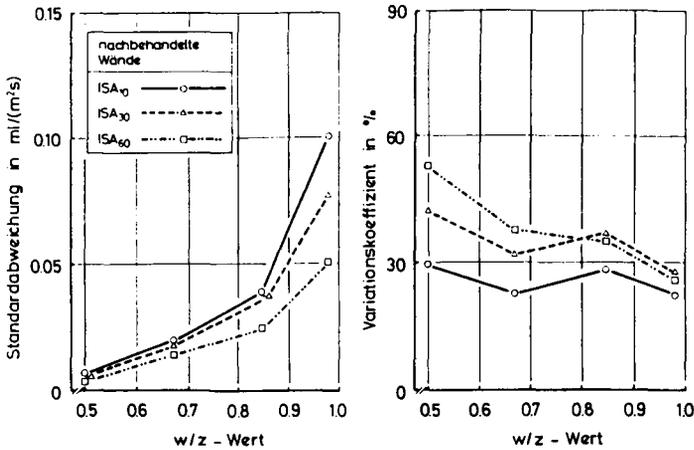


Bild 3.3: Abhängigkeit der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten der ISA<sub>t</sub>-Werte nachbehandelter Wände vom w/z-Wert (je w/z-Wert wurden n = 9-18 Messungen im Betonalter von 90-400 Tagen auf der Nordseite der Wände I - VIII durchgeführt)

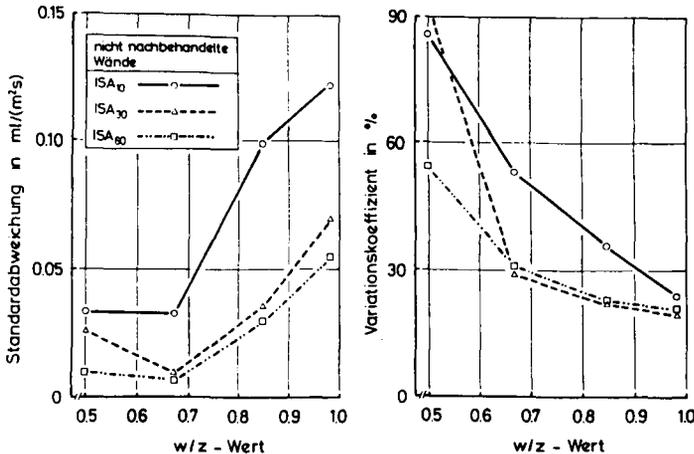


Bild 3.4: Abhängigkeit der Standardabweichung und des Variationskoeffizienten der ISA<sub>t</sub>-Werte nicht nachbehandelter Wände vom w/z-Wert (je w/z-Wert wurden n = 9-18 Messungen im Betonalter von 90-400 Tagen auf der Nordseite der Wände I - VIII durchgeführt)

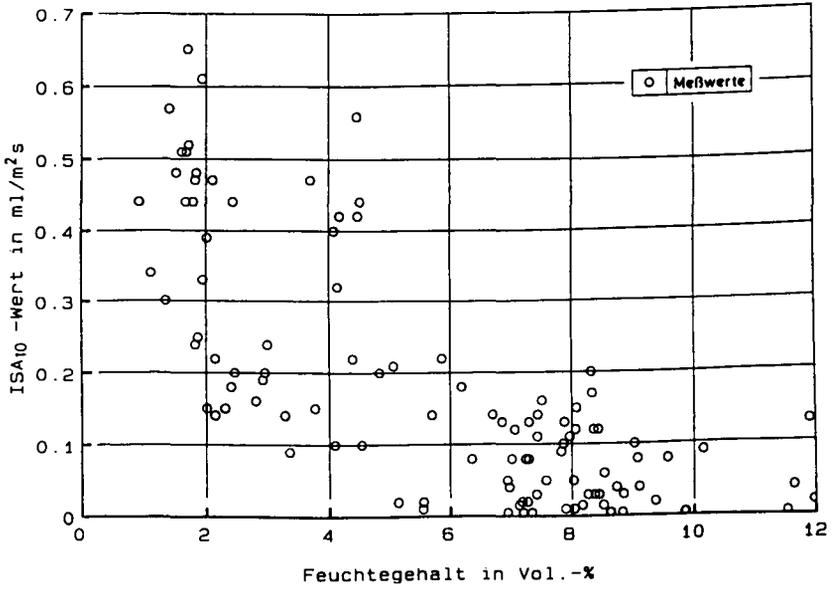
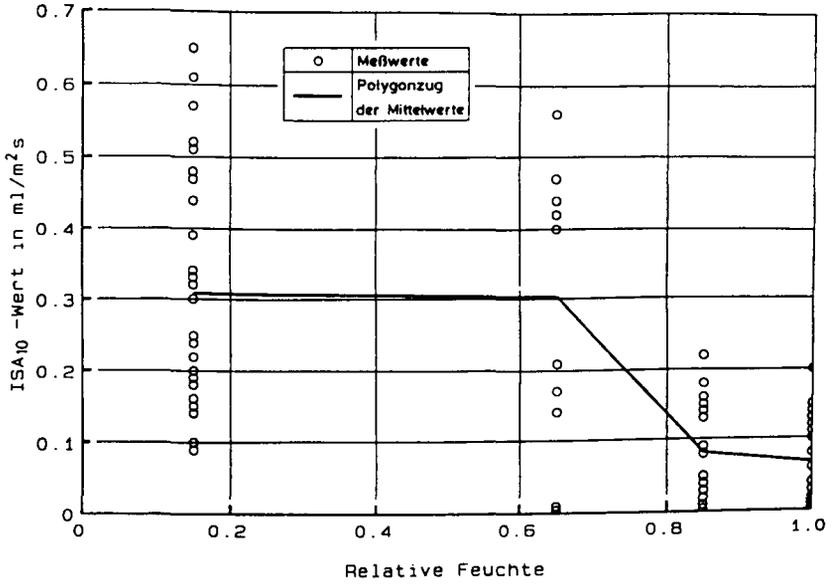


Bild 3.5: Abhängigkeit des  $ISA_{10}$ -Wertes von der relativen Feuchte (oben) bzw. des Feuchtegehaltes (unten) des Betons

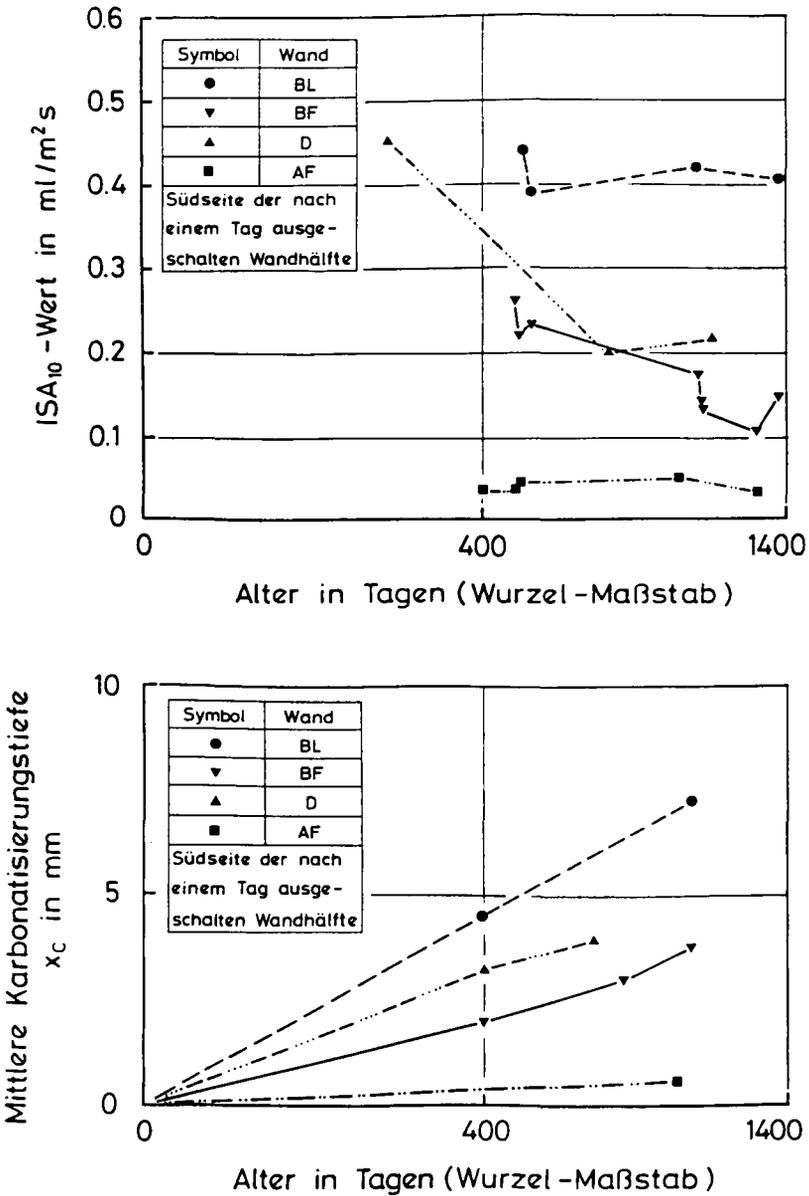


Bild 3.6: Einfluß der Karbonatisierung auf den ISA<sub>10</sub>-Wert

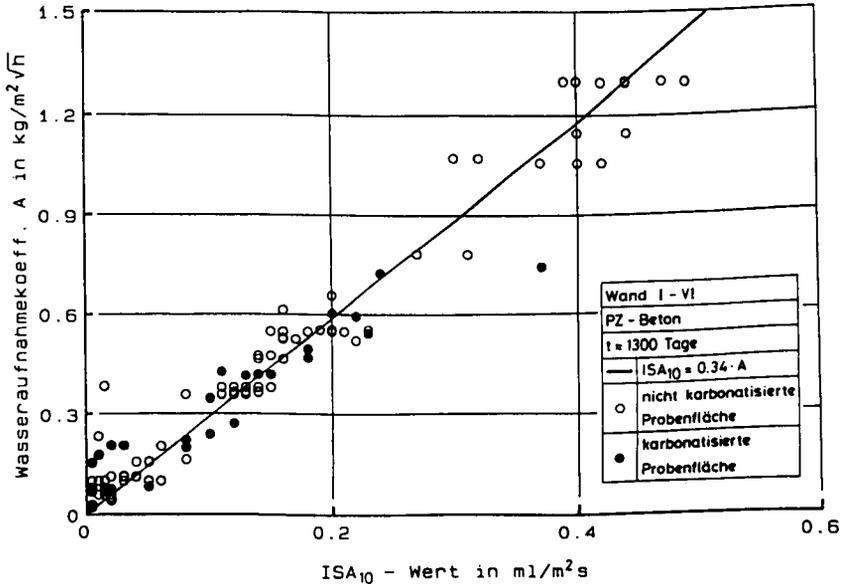
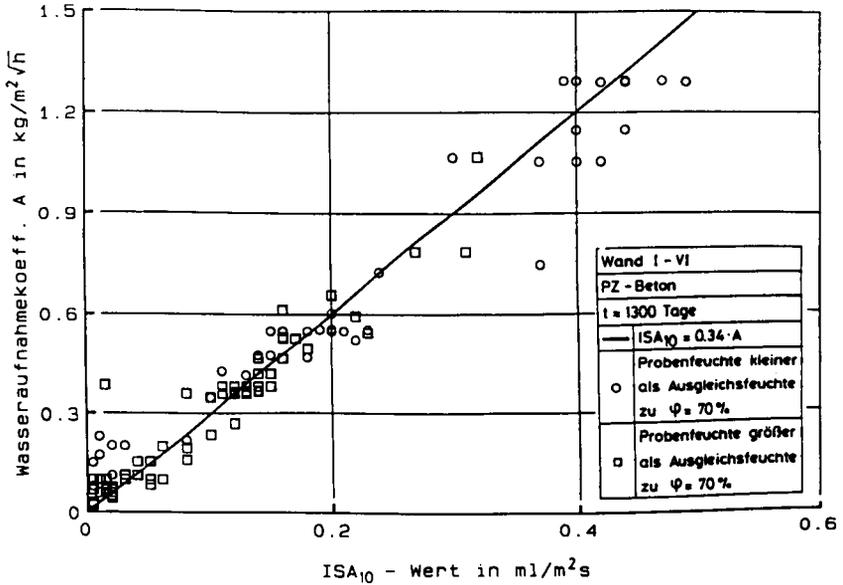


Bild 3.7: Beziehung zwischen dem ISA<sub>10</sub>-Wert und dem Wasseraufnahmekoeffizienten

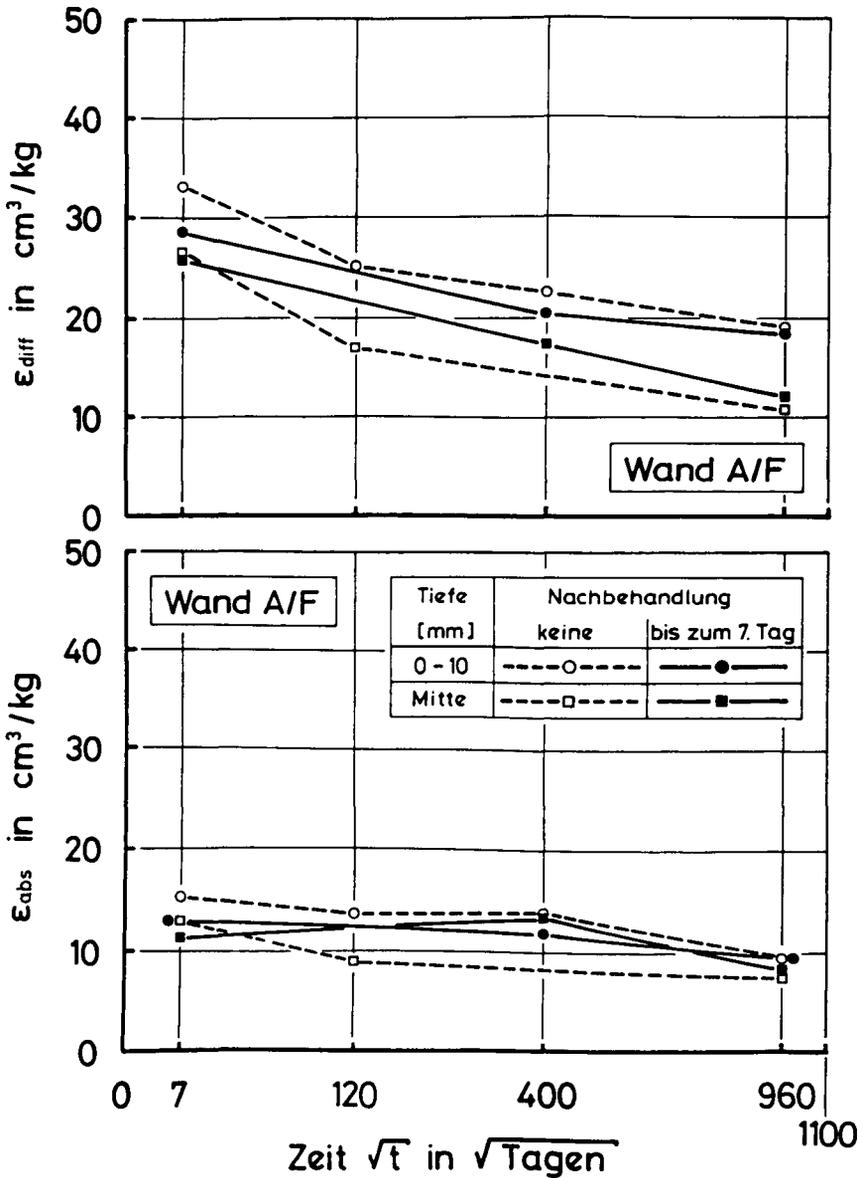


Bild 3.8: Zeitliche Entwicklung der Teilporositäten  $\epsilon_{diff}$  und  $\epsilon_{abs}$  der Wandtiefen 0-10 mm und Wandmitte für die Wand AF

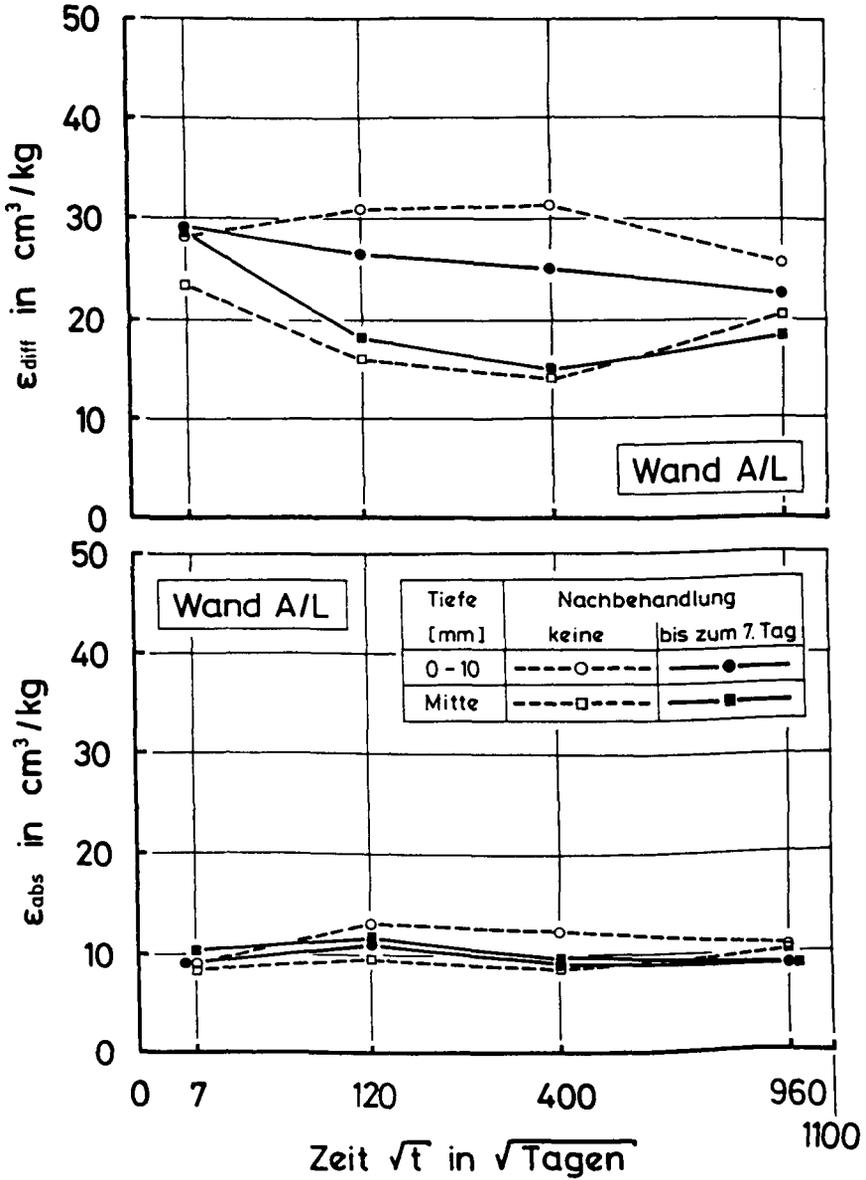


Bild 3.9: Zeitliche Entwicklung der Teilporositäten  $\epsilon_{diff}$  und  $\epsilon_{abs}$  der Wandtiefen 0-10 mm und Wandmitte für die Wand AL

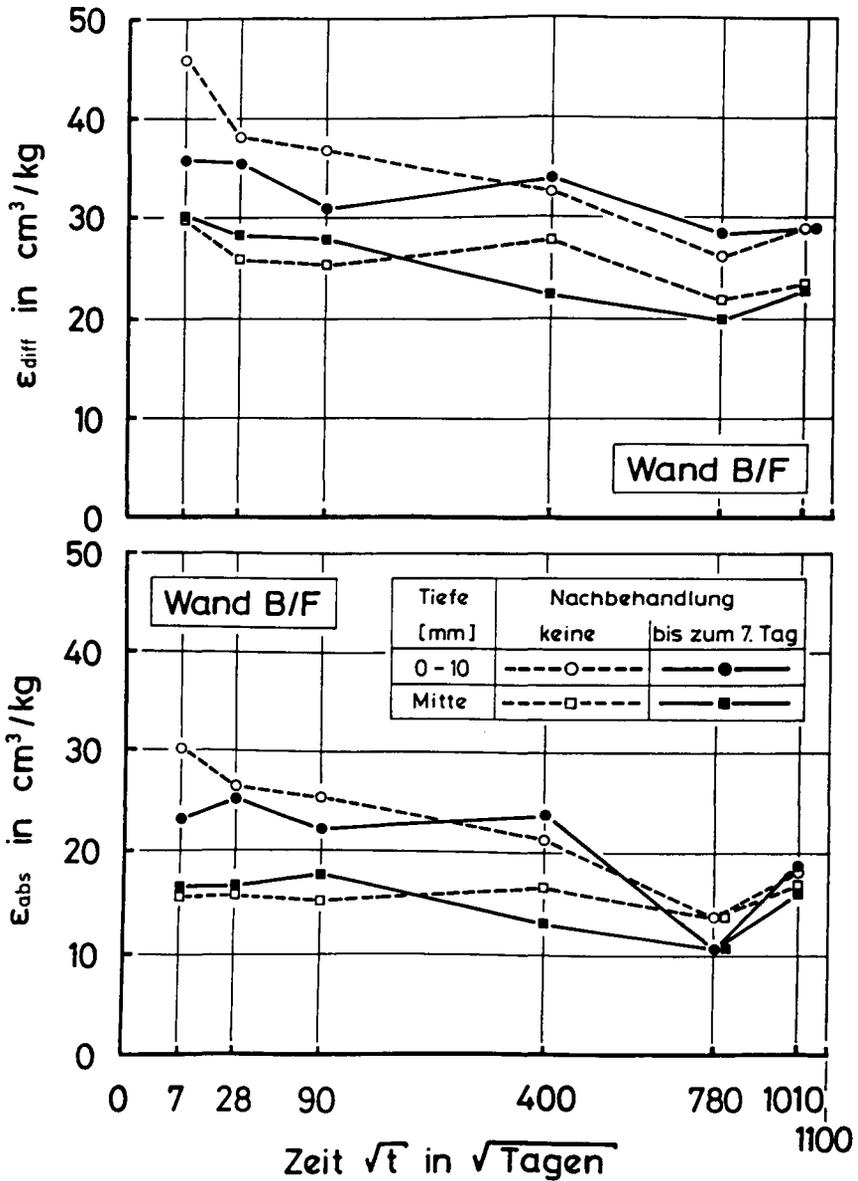


Bild 3.10: Zeitliche Entwicklung der Teilporositäten  $\epsilon_{diff}$  und  $\epsilon_{abs}$  der Wandtiefen 0-10 mm und Wandmitte für die Wand BF

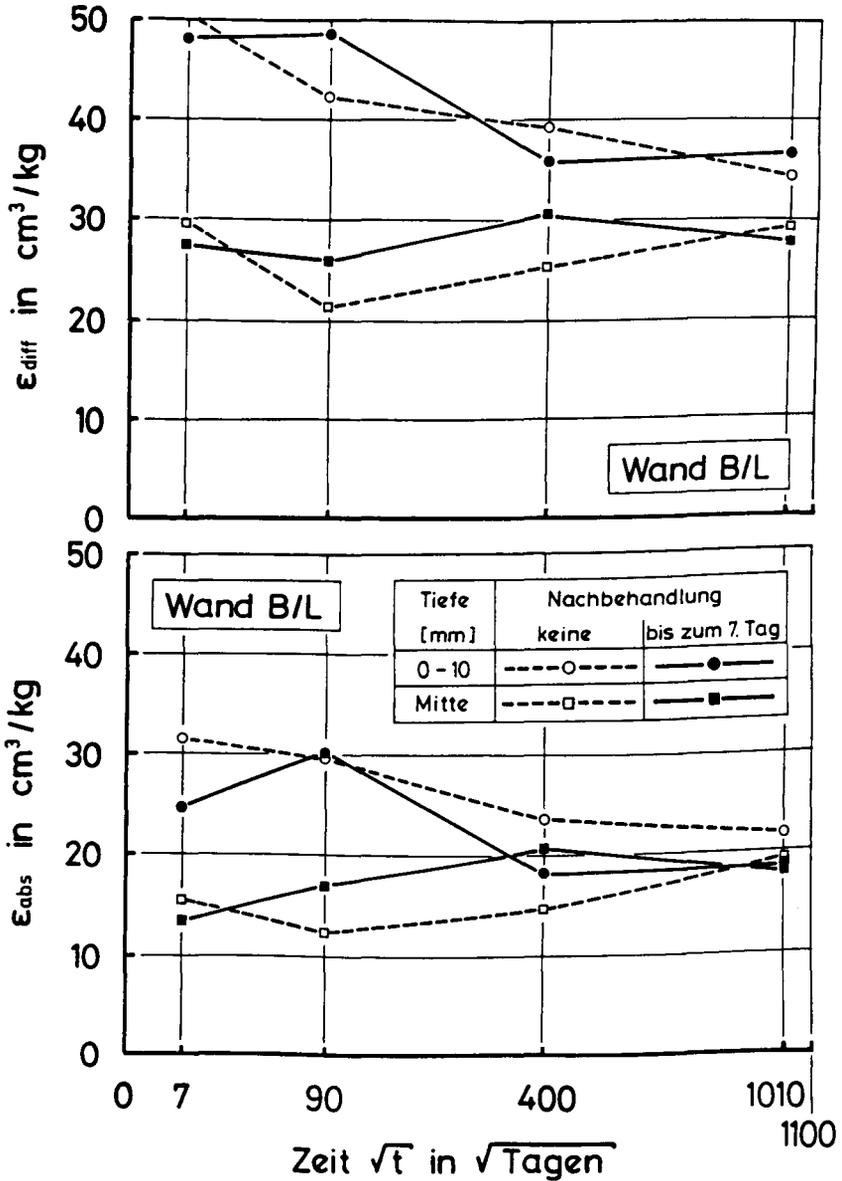


Bild 3.11: Zeitliche Entwicklung der Teilporositäten  $\epsilon_{diff}$  und  $\epsilon_{abs}$  der Wandtiefen 0-10 mm und Wandmitte für die Wand BL

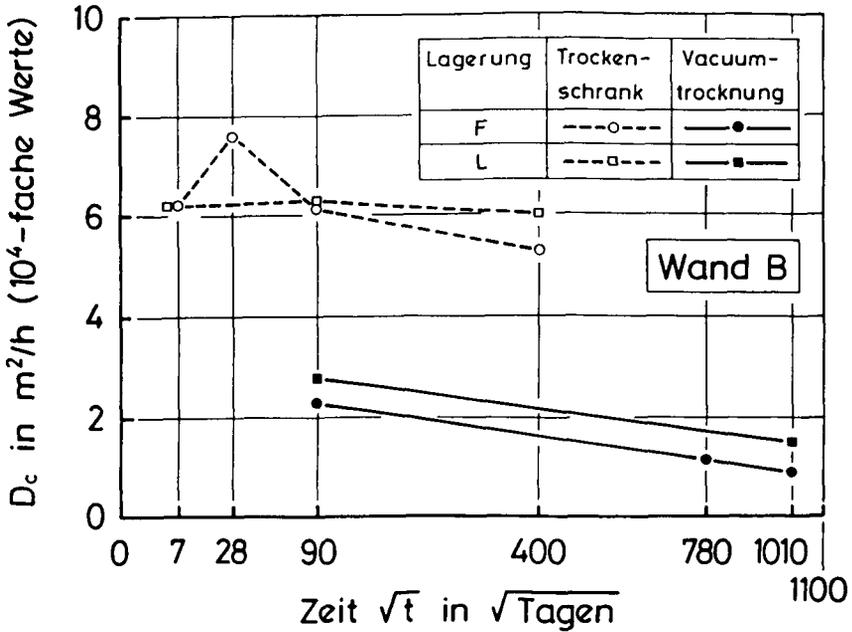


Bild 3.12: Zeitliche Entwicklung des CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten D<sub>c</sub> einer ca. 10 mm dicken Probe aus dem Wandinneren, in Abhängigkeit der vor Versuchsbeginn durchgeführten Trocknungsart für Wand B

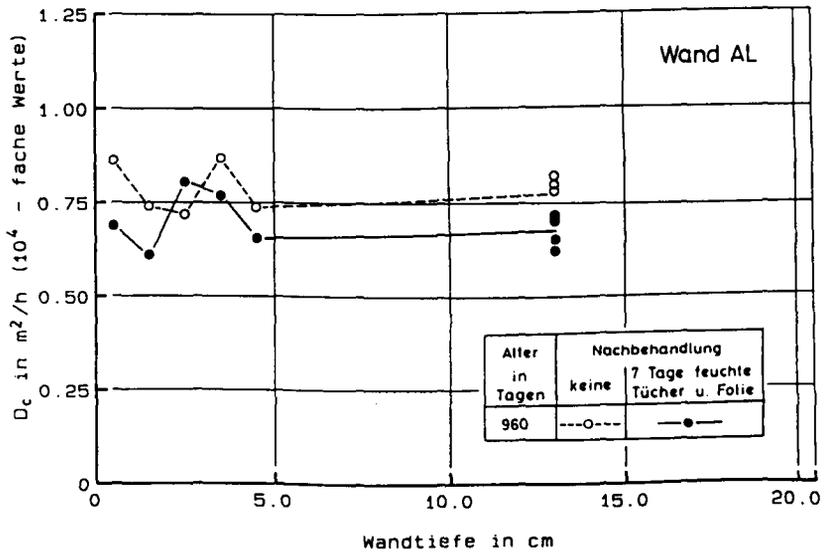
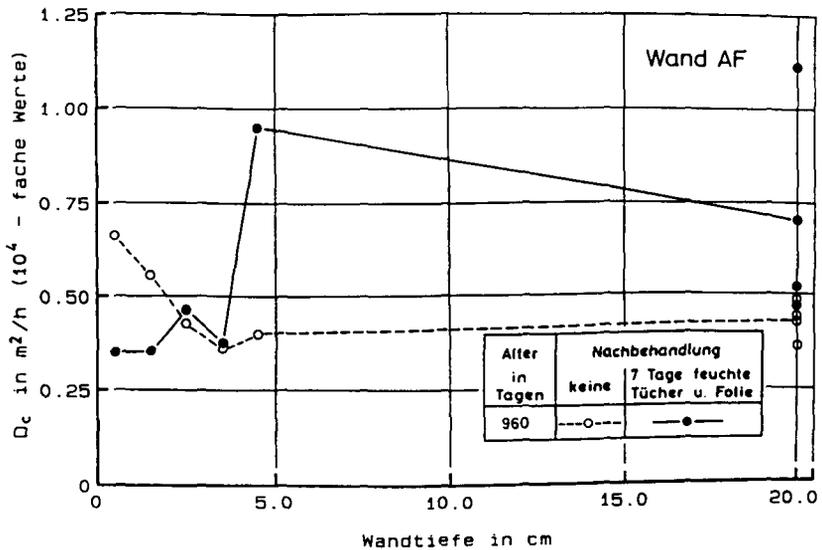


Bild 3.13: Abhängigkeit des CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten  $D_c$  von der Wandtiefe für die 960 Tage alten Proben von Wandpaar A (Wand AF oben, Wand AL unten)

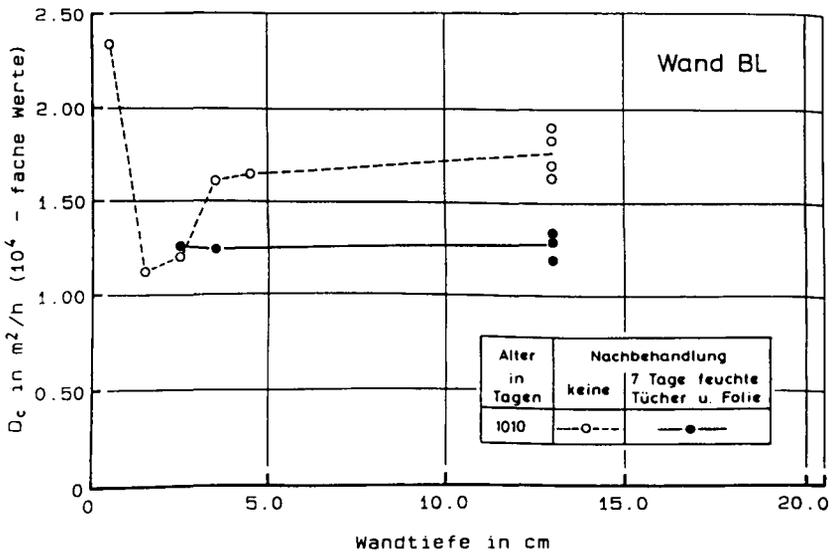
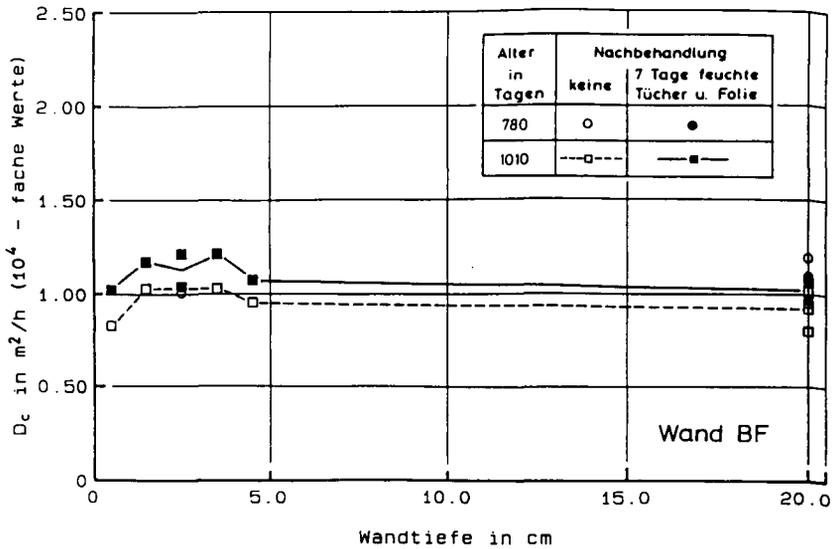


Bild 3.14: Abhängigkeit des CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten  $D_c$  von der Wandtiefe für die 780 und 1010 Tage alten Proben von Wandpaar B (Wand BF oben, Wand BL unten)

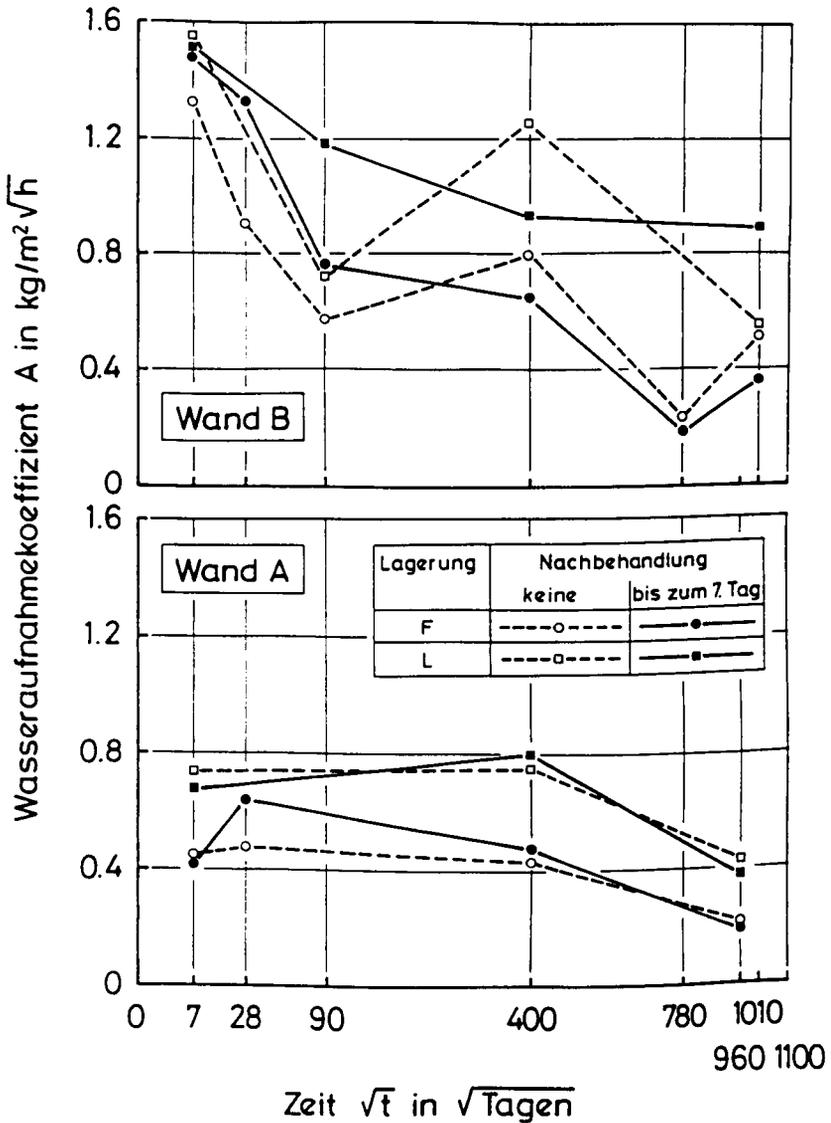
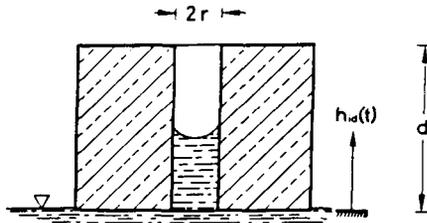
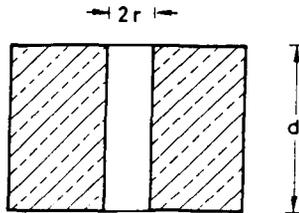


Bild 3.15: Zeitliche Entwicklung des Wasseraufnahmekoeffizienten A der 5 cm hohen Probe der oberflächennahen Betonzone (getrennte Darstellung für Wand A (untere Bildhälfte) und Wand B (obere Bildhälfte))

Ideales Porenmodell



a) Kapillarer Flüssigkeitstransport



b) Diffusion

Bild 3.16: Ideales Porenmodell

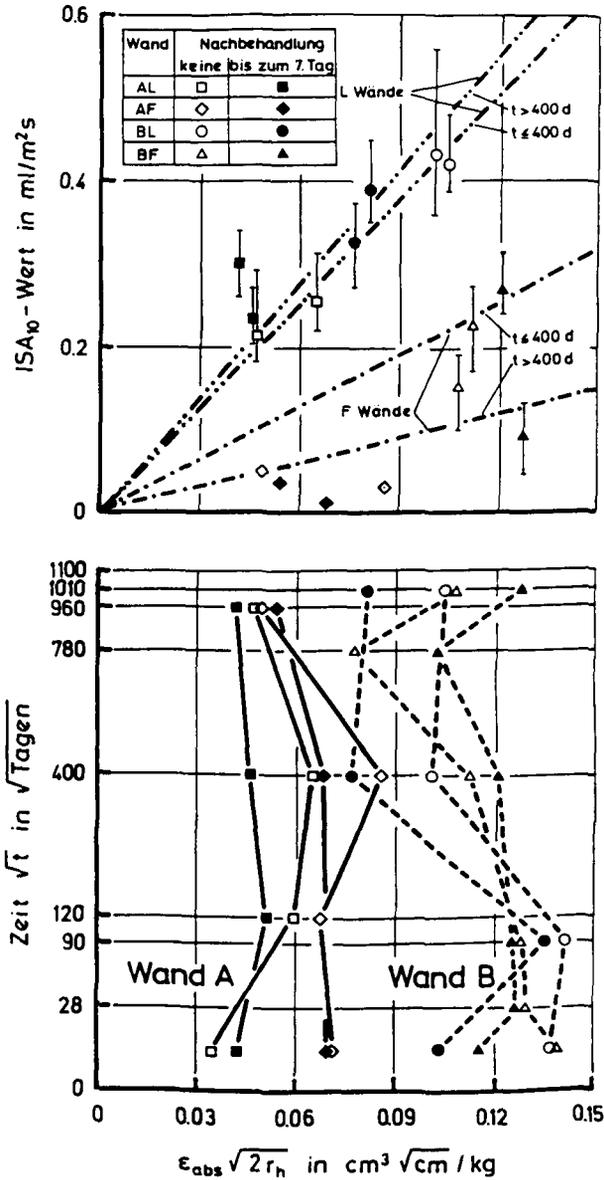


Bild 3.17: Korrelation der gemessenen ISA<sub>10</sub>-Werte mit dem Produkt aus ε<sub>abs</sub> und √r<sub>h,abs</sub> für verschiedene Lagerungsbedingungen und Betonalter

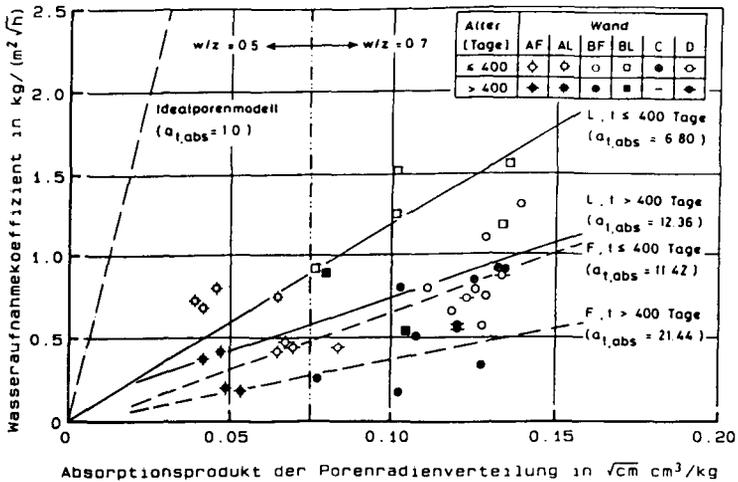


Bild 3.18: Korrelation des Wasseraufnahmekoeffizienten mit dem Absorptionsprodukt der Porenradienverteilung für die Proben des oberflächennahen Betons (0-20 mm) der Wände A-D getrennt nach Alter und Lagerungsbedingungen

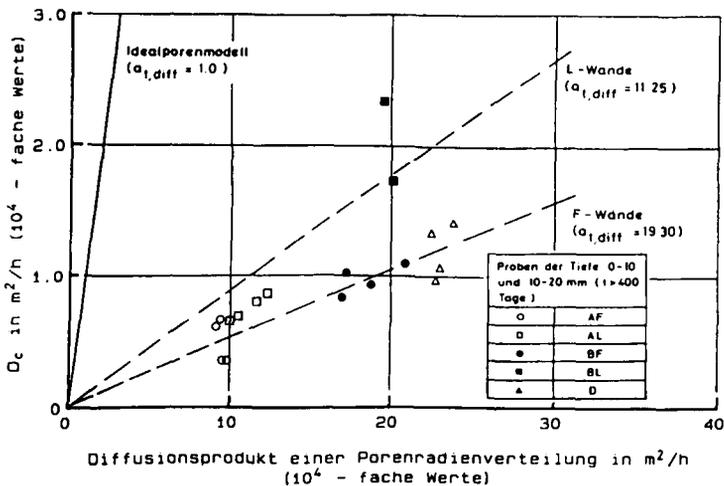


Bild 3.19: Korrelation des CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten mit dem Diffusionsprodukt der Porenradienverteilung (Ergebnisse an Proben der Wände A-D getrennt nach den Lagerungsbedingungen für die Entnahmetiefen 0-10 und 10-20 mm)

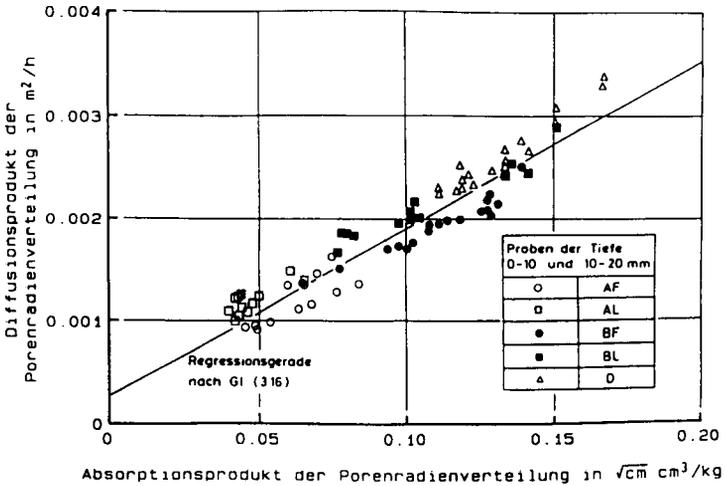


Bild 3.20: Korrelation des Diffusions- und Absorptionsproduktes der Porenradienverteilung für die Proben der Wände A-D (alle Betonalter) der Wandtiefen 0-10 und 10-20 mm

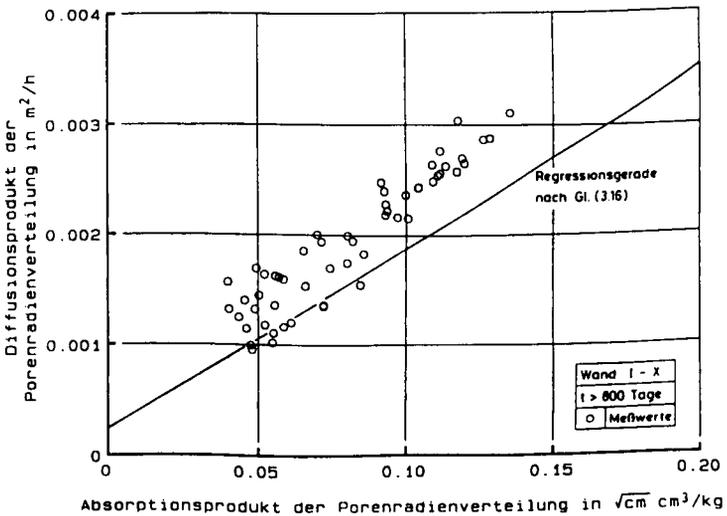


Bild 3.21: Korrelation des Diffusions- und Absorptionsproduktes der Porenradienverteilung für Proben der Wände I-X (alle Wandtiefen, Betonalter t>800 Tage)

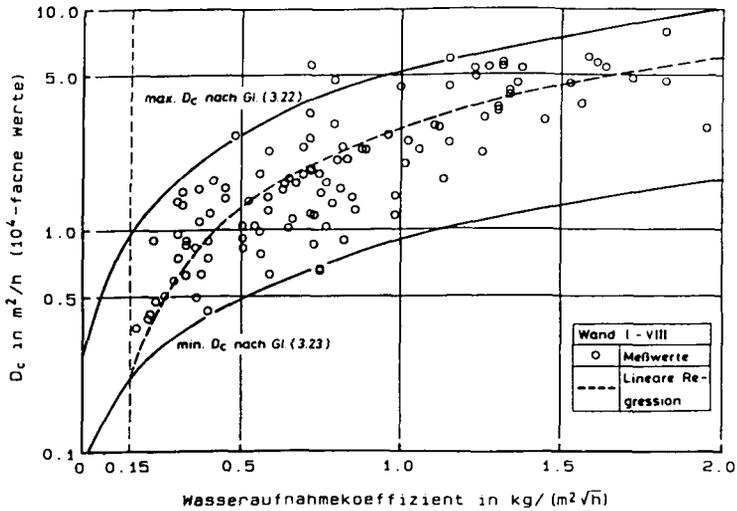


Bild 3.22: Beziehung zwischen dem CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten und dem Wasseraufnahmekoeffizienten (Proben im Vakuum getrocknet)

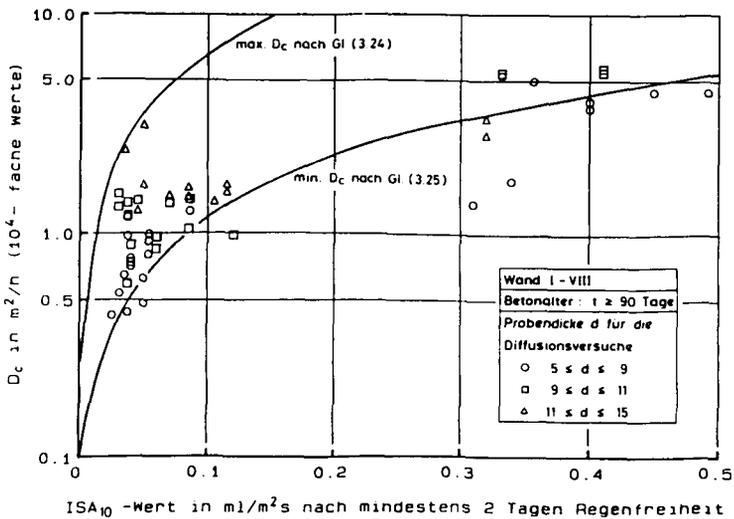


Bild 3.23: Vergleich des abgeleiteten Zusammenhangs zwischen dem CO<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von 9-11 mm dicken, getrockneten Proben und dem ISA<sub>10</sub>-Wert der feuchten Betonoberfläche mit Meßergebnissen

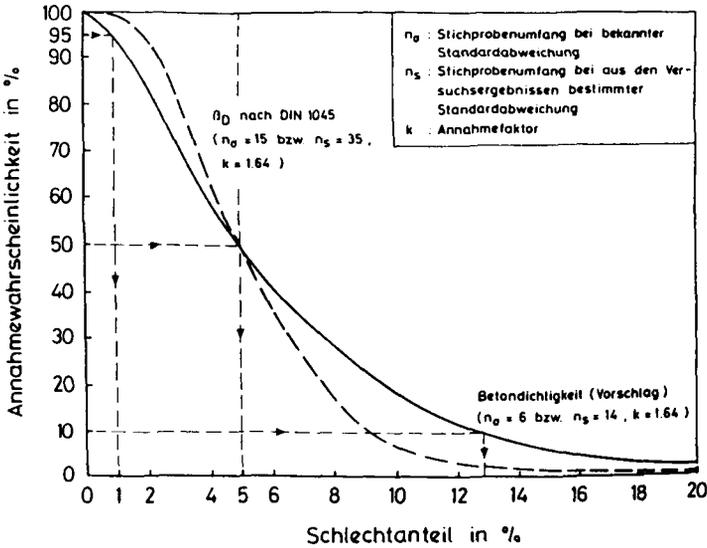


Bild 3.24: Vorschlag für die Annahmekennlinie der Betondichtigkeit

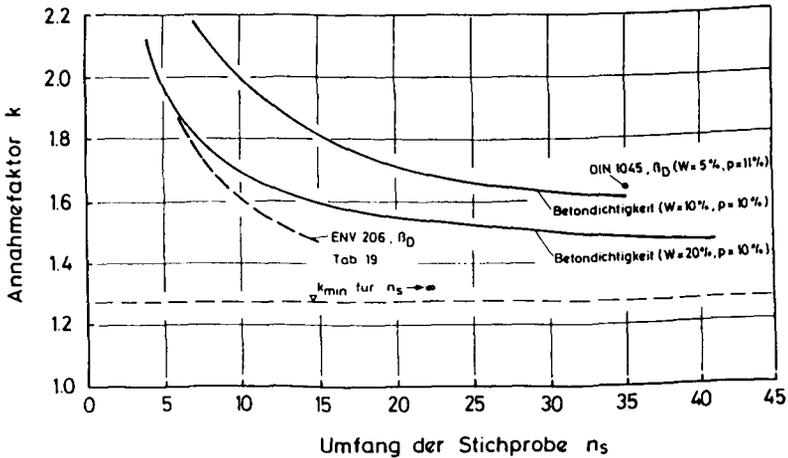


Bild 3.25: Vergleich der Annahmefaktoren der Dichtigkeitsprüfung mit denen der Druckfestigkeitsprüfung nach DIN 1045 bzw. ENV 206



## **Anhang 2**

Vorhersagewerte des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten



Tab. 5.2: Vorhersagewert des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von Beton mit Portlandzement

PZ - BETON									
Zement- gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	t <sub>NB</sub> [Tage]	Diffusionskoeffizient in m <sup>2</sup> /h (10 <sup>4</sup> - fache Werte) für Beton mit dem w/z - Wert:							
		0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
280	1	0,83	0,86	0,94	1,08	1,27	1,55	1,91	2,39
	3	0,73	0,76	0,84	0,96	1,15	1,41	1,76	2,22
	5	0,64	0,67	0,75	0,86	1,04	1,29	1,62	2,06
	7	0,57	0,60	0,67	0,78	0,95	1,18	1,51	1,93
	10	0,48	0,51	0,57	0,68	0,83	1,06	1,36	1,77
	14	0,39	0,42	0,48	0,57	0,72	0,93	1,22	1,60
	21	0,32	0,34	0,39	0,48	0,61	0,81	1,08	1,44
	28	0,32	0,34	0,39	0,47	0,61	0,80	1,07	1,43
320	1	0,82	0,88	0,99	1,17	1,41	1,73	2,16	2,72
	3	0,72	0,78	0,89	1,05	1,28	1,59	2,01	2,55
	5	0,64	0,70	0,80	0,95	1,17	1,47	1,87	2,39
	7	0,57	0,62	0,72	0,86	1,07	1,36	1,75	2,25
	10	0,49	0,53	0,62	0,76	0,96	1,23	1,60	2,08
	14	0,41	0,45	0,53	0,65	0,84	1,10	1,45	1,91
	21	0,34	0,38	0,45	0,57	0,74	0,98	1,31	1,75
	28	0,34	0,38	0,45	0,57	0,74	0,98	1,32	1,76
360	1	0,81	0,90	1,05	1,26	1,55	1,93	2,43	3,08
	3	0,72	0,80	0,94	1,14	1,42	1,79	2,27	2,90
	5	0,64	0,72	0,85	1,04	1,31	1,66	2,13	2,74
	7	0,57	0,65	0,77	0,95	1,21	1,55	2,01	2,60
	10	0,49	0,56	0,68	0,85	1,09	1,42	1,85	2,42
	14	0,41	0,48	0,59	0,75	0,97	1,29	1,70	2,24
	21	0,35	0,41	0,51	0,66	0,87	1,17	1,57	2,09
	28	0,36	0,42	0,52	0,67	0,89	1,19	1,59	2,12
400	1	0,80	0,92	1,10	1,35	1,69	2,14	2,72	3,46
	3	0,71	0,82	0,99	1,24	1,56	1,99	2,56	3,27
	5	0,63	0,74	0,90	1,13	1,45	1,87	2,41	3,11
	7	0,57	0,67	0,83	1,05	1,35	1,75	2,28	2,96
	10	0,49	0,59	0,73	0,94	1,23	1,62	2,13	2,79
	14	0,42	0,51	0,65	0,84	1,12	1,49	1,97	2,61
	21	0,36	0,45	0,58	0,76	1,02	1,38	1,85	2,46
	28	0,38	0,47	0,60	0,79	1,05	1,41	1,89	2,51

Tab. 5.3: Vorhersagewert des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von Beton mit Hochofenzement

HOZ - BETON									
Zement- gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	t <sub>NB</sub> [Tage]	Diffusionskoeffizient in m <sup>2</sup> /h (10 <sup>4</sup> - fache Werte) für Beton mit dem w/z - Wert:							
		0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
280	1	1,78	1,82	1,95	2,18	2,51	2,99	3,62	4,46
	3	1,52	1,56	1,68	1,89	2,20	2,65	3,25	4,04
	5	1,30	1,33	1,44	1,63	1,93	2,35	2,91	3,67
	7	1,10	1,13	1,23	1,42	1,69	2,08	2,62	3,33
	10	0,87	0,89	0,98	1,14	1,39	1,75	2,24	2,91
	14	0,63	0,65	0,73	0,87	1,09	1,41	1,85	2,46
	21	0,38	0,40	0,46	0,57	0,75	1,02	1,40	1,93
	28	0,27	0,28	0,33	0,43	0,59	0,83	1,18	1,67
	320	1	1,76	1,86	2,05	2,34	2,76	3,34	4,09
3		1,51	1,60	1,77	2,05	2,44	2,98	3,70	4,63
5		1,29	1,37	1,53	1,79	2,16	3,67	3,35	4,24
7		1,10	1,18	1,33	1,57	1,92	2,40	3,04	3,89
10		0,87	0,94	1,07	1,29	1,61	2,05	2,65	3,45
14		0,64	0,70	0,82	1,01	1,29	1,69	2,24	2,97
21		0,40	0,44	0,54	0,69	0,93	1,28	1,76	2,42
28		0,29	0,33	0,41	0,55	0,77	1,08	1,53	2,15
360		1	1,75	1,89	2,15	2,51	3,02	3,70	4,59
	3	1,50	1,64	1,87	2,22	2,70	3,34	4,18	5,27
	5	1,28	1,41	1,63	1,96	2,41	3,02	3,82	4,86
	7	1,10	1,22	1,43	1,73	2,16	2,73	3,50	4,50
	10	0,88	0,98	1,17	1,44	1,84	2,37	3,09	4,03
	14	0,65	0,75	0,91	1,15	1,51	1,99	2,66	3,53
	21	0,42	0,49	0,63	0,83	1,14	1,57	2,16	2,95
	28	0,32	0,39	0,51	0,69	0,97	1,37	1,93	2,68
	400	1	1,72	1,93	2,24	2,69	3,30	4,09	5,11
3		1,48	1,68	1,97	2,39	2,96	3,72	4,69	5,94
5		1,28	1,46	1,74	2,13	2,67	3,39	4,32	5,51
7		1,10	1,27	1,53	1,90	2,41	3,09	3,99	5,14
10		0,88	1,03	1,27	1,61	2,08	2,72	3,56	4,66
14		0,67	0,80	1,01	1,31	1,74	2,33	3,11	4,14
21		0,44	0,55	0,72	0,98	1,36	1,89	2,60	3,54
28		0,35	0,45	0,60	0,85	1,20	1,69	2,37	3,28

Tab. 5.4: Vorhersagewert des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von Beton mit Eisenportlandzement

EPZ - BETON									
Zement- gehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	t <sub>NB</sub> [Tage]	Diffusionskoeffizient in m <sup>2</sup> /h (10 <sup>4</sup> - fache Werte) für Beton mit dem w/z - Wert:							
		0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
280	1	1,06	1,10	1,19	1,35	1,59	1,92	2,36	2,93
	3	0,92	0,96	1,05	1,20	1,42	1,73	2,15	2,70
	5	0,80	0,84	0,92	1,06	1,27	1,56	1,96	2,49
	7	0,70	0,73	0,81	0,94	1,14	1,42	1,80	2,31
	10	0,58	0,60	0,68	0,80	0,98	1,24	1,60	2,08
	14	0,46	0,48	0,54	0,65	0,82	1,06	1,39	1,84
	21	0,33	0,35	0,41	0,50	0,65	0,87	1,17	1,59
	28	0,30	0,32	0,37	0,46	0,60	0,81	1,11	1,51
	320	1	1,05	1,12	1,26	1,46	1,75	2,15	2,67
3		0,91	0,98	1,11	1,30	1,58	1,95	2,45	3,10
5		0,80	0,86	0,98	1,17	1,43	1,78	2,26	2,88
7		0,70	0,76	0,87	1,05	1,29	1,64	2,09	2,69
10		0,58	0,63	0,74	0,90	1,13	1,45	1,88	2,45
14		0,46	0,51	0,61	0,75	0,96	1,26	1,67	2,21
21		0,35	0,39	0,47	0,60	0,79	1,07	1,44	1,95
28		0,32	0,36	0,44	0,57	0,75	1,02	1,38	1,88
360		1	1,04	1,15	1,32	1,58	1,92	2,39	3,00
	3	0,91	1,01	1,17	1,41	1,75	2,19	2,78	3,53
	5	0,80	0,89	1,05	1,28	1,59	2,02	2,58	3,30
	7	0,70	0,79	0,94	1,15	1,46	1,86	2,41	3,11
	10	0,58	0,67	0,80	1,00	1,29	1,67	2,19	2,86
	14	0,47	0,55	0,67	0,86	1,12	1,48	1,96	2,60
	21	0,37	0,43	0,54	0,71	0,95	1,28	1,74	2,34
	28	0,35	0,41	0,52	0,68	0,92	1,25	1,69	2,29
	400	1	1,02	1,17	1,39	1,69	2,10	2,65	3,35
3		0,90	1,04	1,24	1,53	1,92	2,44	3,12	3,98
5		0,79	0,92	1,11	1,39	1,77	2,27	2,92	3,75
7		0,70	0,82	1,01	1,27	1,63	2,11	2,74	3,55
10		0,59	0,70	0,87	1,12	1,46	1,91	2,52	3,30
14		0,48	0,58	0,74	0,97	1,28	1,72	2,29	3,03
21		0,38	0,47	0,62	0,82	1,12	1,52	2,06	2,78
28		0,37	0,46	0,60	0,81	1,10	1,50	2,03	2,74

Tab. 5.5: Vorhersagewert des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von Beton mit Portlandzement mit 15% Flugaschezugabe

PZ + 15% Flugasche									
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	t <sub>NB</sub> [Tage]	Diffusionskoeffizient in m <sup>2</sup> /h (10 <sup>4</sup> - fache Werte) für Beton mit dem w/z - Wert:							
		0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
280	1	1,42	1,47	1,58	1,79	2,09	2,50	3,06	3,78
	3	1,23	1,27	1,38	1,57	1,85	2,24	2,77	3,46
	5	1,06	1,10	1,20	1,38	1,64	2,01	2,52	3,18
	7	0,92	0,95	1,05	1,22	1,46	1,82	2,29	2,93
	10	0,74	0,77	0,86	1,01	1,24	1,56	2,01	2,60
	14	0,57	0,60	0,67	0,81	1,01	1,31	1,71	2,27
	21	0,39	0,41	0,47	0,59	0,76	1,02	1,39	1,89
	28	0,32	0,34	0,40	0,50	0,67	0,91	1,26	1,73
320	1	1,40	1,49	1,67	1,93	2,29	2,79	3,45	4,30
	3	1,22	1,30	1,46	1,71	2,05	2,53	3,15	3,97
	5	1,05	1,13	1,28	1,51	1,84	2,29	2,89	3,67
	7	0,92	0,99	1,13	1,35	1,66	2,09	2,66	3,41
	10	0,75	0,81	0,94	1,14	1,43	1,82	2,36	3,07
	14	0,58	0,64	0,75	0,93	1,19	1,55	2,05	2,72
	21	0,40	0,45	0,55	0,70	0,93	1,26	1,71	2,33
	28	0,34	0,39	0,48	0,62	0,84	1,15	1,59	2,18
360	1	1,39	1,52	1,75	2,07	2,51	3,10	3,87	4,85
	3	1,20	1,33	1,54	1,85	2,27	2,83	3,56	4,50
	5	1,05	1,17	1,37	1,65	2,05	2,59	3,29	4,20
	7	0,91	1,03	1,21	1,48	1,86	2,37	3,05	3,92
	10	0,75	0,85	1,02	1,27	1,62	2,10	2,74	3,58
	14	0,59	0,68	0,83	1,06	1,38	1,82	2,42	3,21
	21	0,42	0,50	0,63	0,83	1,12	1,53	2,08	2,81
	28	0,37	0,44	0,57	0,76	1,03	1,42	1,96	2,67
400	1	1,37	1,55	1,83	2,22	2,74	3,43	4,31	5,43
	3	1,19	1,37	1,63	1,99	2,49	3,15	3,99	5,08
	5	1,04	1,21	1,45	1,80	2,27	2,90	3,71	4,76
	7	0,91	1,07	1,30	1,63	2,08	2,68	3,47	4,48
	10	0,75	0,89	1,11	1,41	1,83	2,40	3,15	4,12
	14	0,60	0,72	0,92	1,20	1,59	2,12	2,82	3,74
	21	0,44	0,55	0,72	0,97	1,33	1,81	2,47	3,34
	28	0,40	0,50	0,66	0,90	1,25	1,72	2,36	3,21

Tab. 5.6: Vorhersagewert des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von Beton mit Portlandzement mit 30% Flugaschezugabe

PZ + 30% Flugasche									
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	t <sub>NB</sub> [Tage]	Diffusionskoeffizient in m <sup>2</sup> /h (10 <sup>4</sup> - fache Werte) für Beton mit dem w/z - Wert:							
		0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
280	1	1,76	1,79	1,91	2,13	2,47	2,94	3,58	4,42
	3	1,47	1,50	1,61	1,82	2,13	2,57	3,16	3,96
	5	1,23	1,25	1,35	1,54	1,83	2,24	2,80	3,54
	7	1,01	1,04	1,13	1,30	1,57	1,95	2,47	3,18
	10	0,76	0,78	0,86	1,01	1,24	1,58	2,06	2,71
	14	0,50	0,52	0,59	0,71	0,91	1,21	1,63	2,21
	21	0,25	0,26	0,30	0,40	0,55	0,78	1,12	1,61
	28	0,13	0,14	0,18	0,25	0,37	0,56	0,86	1,29
320	1	1,74	1,83	2,01	2,30	2,72	3,30	4,06	5,05
	3	1,46	1,54	1,71	1,98	2,37	2,91	3,62	4,56
	5	1,22	1,29	1,45	1,70	2,06	2,56	3,24	4,13
	7	1,01	1,08	1,22	1,45	1,79	2,26	2,90	3,74
	10	0,76	0,82	0,95	1,15	1,45	1,88	2,46	3,24
	14	0,52	0,56	0,67	0,84	1,10	1,48	2,00	2,71
	21	0,26	0,30	0,37	0,50	0,71	1,02	1,46	2,07
	28	0,15	0,18	0,24	0,34	0,52	0,78	1,17	1,73
360	1	1,72	1,87	2,11	2,48	2,99	3,67	4,57	5,71
	3	1,45	1,58	1,81	2,15	2,63	3,27	4,11	5,21
	5	1,21	1,34	1,55	1,86	2,31	2,91	3,71	4,75
	7	1,01	1,12	1,32	1,61	2,03	2,60	3,35	4,35
	10	0,77	0,87	1,04	1,30	1,67	2,19	2,89	3,82
	14	0,53	0,61	0,75	0,98	1,31	1,77	2,41	3,26
	21	0,28	0,34	0,45	0,63	0,90	1,29	1,83	2,58
	28	0,17	0,22	0,31	0,46	0,69	1,04	1,53	2,23
400	1	1,70	1,90	2,22	2,66	3,27	4,07	5,10	6,42
	3	1,43	1,62	1,91	2,33	2,90	3,65	4,64	5,90
	5	1,20	1,38	1,65	2,04	2,57	3,28	4,22	5,42
	7	1,01	1,17	1,42	1,78	2,28	2,95	3,85	5,00
	10	0,77	0,91	1,13	1,46	1,91	2,54	3,37	4,45
	14	0,54	0,66	0,85	1,13	1,53	2,10	2,86	3,86
	21	0,30	0,39	0,53	0,76	1,10	1,58	2,25	3,15
	28	0,19	0,26	0,39	0,59	0,89	1,32	1,94	2,79

Tab. 5.7: Vorhersagewert des O<sub>2</sub>-Diffusionskoeffizienten von Beton mit Portlandzement mit 15% Silikastaubzugabe

PZ + 15% Silikastaub									
Zementgehalt [kg/m <sup>3</sup> ]	t <sub>NB</sub> [Tage]	Diffusionskoeffizient in m <sup>2</sup> /h (10 <sup>4</sup> - fache Werte) für Beton mit dem w/z - Wert:							
		0,40	0,45	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
280	1	3,36	3,38	3,53	3,81	4,25	4,86	5,68	6,74
	3	2,96	2,98	3,12	3,39	3,80	4,38	5,16	6,17
	5	2,61	2,63	2,76	3,01	3,40	3,95	4,69	5,66
	7	2,30	2,32	2,44	2,68	3,05	3,57	4,27	5,20
	10	1,91	1,93	2,04	2,26	2,59	3,08	3,73	4,60
	14	1,51	1,52	1,62	1,81	2,12	2,56	3,16	3,96
	21	1,05	1,06	1,14	1,31	1,57	1,95	2,48	3,19
	28	0,82	0,83	0,91	1,05	1,29	1,64	2,12	2,79
320	1	3,33	3,43	3,67	4,05	4,60	5,34	6,31	7,54
	3	2,94	3,04	3,26	3,62	4,14	4,84	5,77	6,95
	5	2,60	2,69	2,90	3,24	3,73	4,40	5,28	6,42
	7	2,30	2,38	2,58	2,90	3,37	4,01	4,85	5,94
	10	1,92	2,00	2,18	2,47	2,91	3,50	4,29	5,32
	14	1,53	1,60	1,76	2,03	2,42	2,96	3,70	4,66
	21	1,09	1,14	1,28	1,51	1,85	2,33	2,99	3,86
	28	0,87	0,93	1,05	1,26	1,57	2,02	2,63	3,44
360	1	3,30	3,49	3,81	4,29	4,96	5,83	6,96	8,39
	3	2,92	3,10	3,40	3,86	4,49	5,33	6,41	7,78
	5	2,59	2,75	3,04	3,48	4,08	4,87	5,91	7,23
	7	2,30	2,45	2,73	3,14	3,71	4,47	5,47	6,74
	10	1,93	2,07	2,32	2,70	3,24	3,95	4,89	6,10
	14	1,55	1,68	1,90	2,25	2,74	3,40	4,27	5,41
	21	1,12	1,23	1,43	1,73	2,16	2,75	3,54	4,58
	28	0,92	1,02	1,20	1,48	1,88	2,43	3,18	4,17
400	1	3,27	3,54	3,96	4,54	5,33	6,35	7,66	9,29
	3	2,90	3,16	3,55	4,11	4,86	5,84	7,09	8,66
	5	2,58	2,82	3,19	3,72	4,44	5,37	6,58	8,10
	7	2,29	2,52	2,88	3,38	4,06	4,96	6,12	7,59
	10	1,94	2,15	2,47	2,94	3,58	4,43	5,53	6,93
	14	1,57	1,76	2,06	2,48	3,07	3,86	4,89	6,21
	21	1,16	1,32	1,58	1,96	2,49	3,20	4,14	5,37
	28	0,97	1,12	1,36	1,72	2,21	2,89	3,79	4,96

## **Anhang 3**

**Globalstrahlung auf vertikale Bauteile**



**GLOBALSTRAHLUNG AUF VERTIKALE BAUTEILE****1. Solarkonstante**

Der Standardwert der extrateristischen Sonnenstrahlung ist die Solarkonstante  $I_0 = 1353 \text{ W/m}^2$ . Für die Intensität der extrateristischen Strahlung ist ein Jahresgang zu beachten der sich aus der Bewegung der Himmelskörper Erde und Sonne ergibt:

$$I_0(d) = I_0 [1 + 2 \epsilon \cos(0,017214 (d - 2))] \quad (1)$$

mit:

d: laufende Nummer des Tages

$\epsilon$ : numerische Exzentrizität der Erde,  $\epsilon = 0,0167$ .

**2. Zeitpunkte des Sonnenauf- und -untergangs**

Die Zeiten des Sonnenauf- und -untergangs sind abhängig von der geographischen Breite  $\varphi$  des Bauwerksstandortes und der von der Jahreszeit abhängigen Deklination  $\delta$  der Sonne.

Die Deklination erhält man aus:

$$\delta [^\circ] = 0,3948 + \sum_{i=1}^3 a_i \cos(2 \pi i d/365 + b_i) \quad (2)$$

mit:	i	$a_i$	$b_i$
	1	-23,2559	0,1582
	2	- 0,3915	0,0934
	3	- 0,1764	0,4539

Die Zeitpunkte des Sonnenauf- bzw. -untergangs ergeben sich zu (wahre Ortszeit,  $\varphi$  und  $\delta$  in Bogenmaß):

$$t_{SA} = 12 - 1/15 \arccos(-\tan \varphi \tan \delta) 180/\pi \quad (3)$$

$$t_{\text{SU}} = 12 + 1/15 \arccos(-\tan \varphi \tan \delta) 180/\pi. \quad (4)$$

Die Tageslänge TL beträgt dann:

$$TL = 2/15 \arccos(-\tan \varphi \tan \delta) 180/\pi \quad [\text{h}]. \quad (5)$$

Zwischen der wahren Ortszeit  $t_{\text{WOZ}}$  und der mitteleuropäischen Zeit  $t_{\text{MEZ}}$  besteht folgender Zusammenhang:

$$t_{\text{MEZ}} = (t_{\text{WOZ}} - Zg/60) + (15 - \lambda) 4/60 \quad [\text{h}] \quad (6)$$

mit:

$\lambda$ : geographische Länge des Bauwerksstandortes [ $^\circ$ ] (östliche Länge positiv)

Zg: Zeitgleichung

$$Zg = 0,0066 + \sum_{i=1}^3 a_i \cos(2 \pi i d/365 + b_i) \quad [\text{min}] \quad (7)$$

mit:	i	$a_i$	$b_i$
	1	7,3525	1,4989
	2	9,9359	1,9006
	3	0,3387	1,8360

### 3. Stundenwinkel, Sonnenhöhe und Sonnenazimut

Der zulässige Stundenwinkel  $\tau$  ergibt sich zu:

$$\tau = (12 - t_{\text{WOZ}}) 15 \quad [^\circ/\text{h}]. \quad (8)$$

Die Sonnenhöhe  $\gamma_s$  [rad] über dem Horizont beträgt:

$$\sin \gamma_s = \cos \varphi \cos \delta \cos (\tau \pi/180) + \sin \varphi \sin \delta, \quad (9)$$

der Sonnenazimut  $\alpha_s$  [rad] (Süden:  $0^\circ$ , Westen:  $+90^\circ$ , Osten:  $-90^\circ$ ):

$$\cos \alpha_s = \frac{\sin \gamma_s \sin \varphi - \sin \delta}{\cos \gamma_s \cos \varphi} \cdot \begin{matrix} (-1) & \text{für } \tau > 0 \\ (+1) & \text{für } \tau \leq 0. \end{matrix} \quad (10)$$

#### 4. Einfluß der Trübung der Atmosphäre

Durch  $\gamma_s$  und  $\alpha_s$  ist die Sonnenposition im Jahres- und Tagesgang bestimmt. Beim Durchtritt dieser Strahlung durch die Erdatmosphäre kommt es zu einer Abschwächung der direkten Sonnenstrahlung. Diese Abschwächung beruht:

- auf der Trübung der Atmosphäre
- auf der Dicke der zu durchstrahlenden Luftschicht (Streuung an den Luftmolekülen)
- und auf der Bewölkung des Himmels.

Auf eine horizontale Fläche (Sonnenstrahlen treffen normal zu dieser Fläche auf) wird dies für den klaren, wolkenlosen Himmel durch folgenden Ansatz erfaßt:

$$I_{DN} = I_o(d) \sin \gamma_s e^{a_G T m_H} \quad [W/m^2] \quad (11)$$

mit:

$I_{DN}$ : direkte Sonneneinstrahlung auf eine normal von den Sonnenstrahlen getroffenen Fläche

$a_G$ : mittlerer Extinktionskoeffizient der Atmosphäre (s. Bild A3.1)

$$a_G = 0,037 + 0,051 \sin ((\pi/2)(\gamma_s/25)) \quad \text{für } \gamma_s < 15^\circ \quad (12)$$

$$a_G = 0,037 + 0,061 \sqrt[3]{\sin ((\pi/2)(\gamma_s/75))} \quad \text{für } 15^\circ \leq \gamma_s \leq 75^\circ. \quad (13)$$

$m_H$ : durchstrahlte Luftmasse des Bauwerksstandortes

$$m_H = \frac{1 - 0,00001 H}{\sin \gamma_s + 0,15 (\gamma_s + 3,885)^{-1,253}} \quad (14)$$

mit  $H$  als Seehöhe über NN in m und  $T$  als Trübungsfaktor nach Linke. Der Trübungsfaktor ist abhängig von der Höhenlage und den Umweltbedingungen. Für flaches Land ( $H \leq 500$  m) gilt (Bild A3.2):

$$T = 2,8 - 0,7 \sin ((d/30,42 - 3,5) \pi/6) \quad (15)$$

und für die Verhältnisse in Großstädten ( $H \leq 500$  m):

$$T = 3,75 - 0,7 \sin ((d/30,42 - 3,5) \pi/6). \quad (16)$$

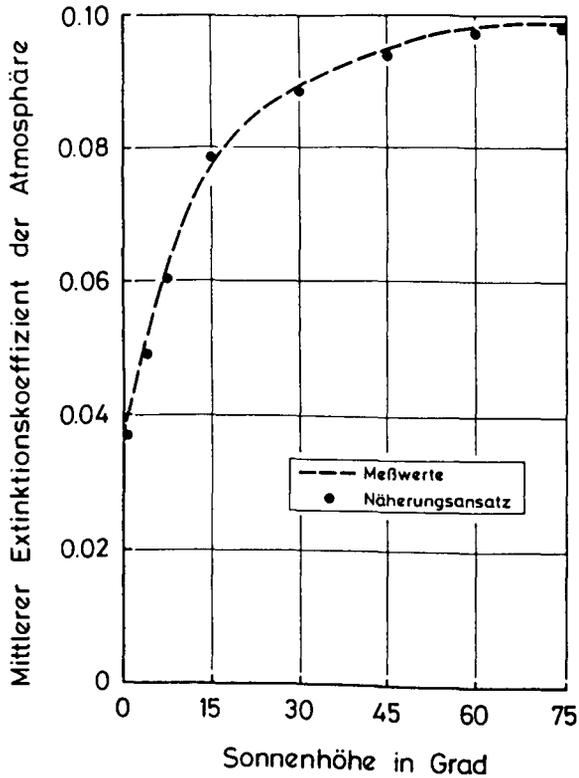


Bild A3.1: Abhängigkeit des Extinktionskoeffizienten von der Sonnenhöhe

Ein Tagesgang des Trübungs faktors wird nicht berücksichtigt.

### 5. Strahlung auf geneigte Flächen

Die Strahlung die auf eine um den Winkel  $\gamma_w$  gegen die Horizontale geneigte Fläche mit dem Azimut  $\alpha_w$  fällt, kann mit Hilfe des Winkels  $\eta$  zwischen der Flächennormale und den einfallenden Sonnenstrahlen für jede Stunde des Tages folgendermaßen Formel ermittelt werden:

$$\cos \eta = \sin \gamma_s \cos \gamma_w + \cos \gamma_s \sin \gamma_w \cos(|\alpha_s - \alpha_w|). \quad (17)$$

Für  $\gamma_w = 90^\circ$  wird daraus:  $\cos \eta = \cos \gamma_s \cos(|\alpha_s - \alpha_w|)$ . (18)

Mit Gl. (11) und (18) ergibt sich die direkte Sonneneinstrahlung auf vertikale Wände bei wolkenlosem Himmel somit zu:

$I_{D\eta} = I_{DN} \cos \eta = I_{D,Wand}$  (19)

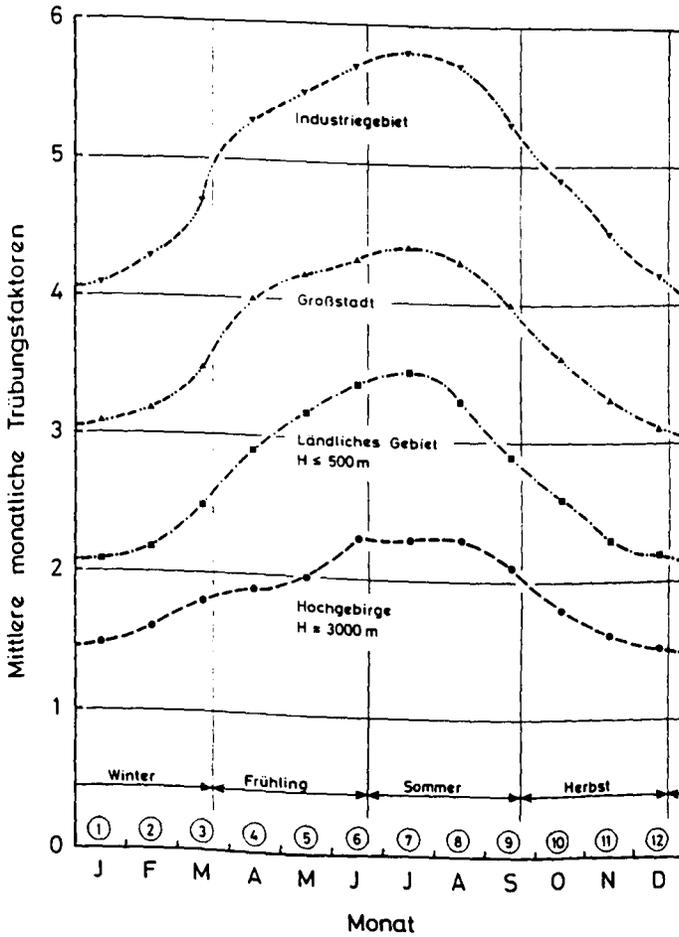


Bild A3.2: Jahresgang des Trübungs-faktors in Abhängigkeit der Umweltbedingungen

## 6. Diffuse Strahlung

Für die diffuse Himmelsstrahlung auf eine horizontale Fläche (klarer Himmel) gilt:

$$I_{HN} = 1/3 (I_o(d) - I_{DN}) \sin \gamma_s. \quad (20)$$

Ein beliebig orientiertes Bauteil kann nur aus einem Teil des Himmelsraumes von diffuser Himmelsstrahlung getroffen werden. Für geneigte Flächen ist der Anteil diffuser Himmelsstrahlung deshalb kleiner als für horizontale Flächen. Berücksichtigt man dabei nicht den Einfluß der Nachbarbebauung (s.u.) und einer "Horizontvergrößerung" durch weiter entfernt liegende Berge und Bauwerke, so hängt die Höhe des auf geneigte Flächen entfallenden Anteils der Himmelsstrahlung nur vom Neigungswinkel dieser Fläche ab:

$$I_{H\eta} = I_{HN} 0,5 (1 + \cos \gamma_w) = I_{HN} \cos^2(\gamma_w/2). \quad (21)$$

Von der auf den Erdboden auftreffenden direkten Sonnenstrahlung und der diffusen Himmelsstrahlung wird je nach den Reflexionszahlen der unmittelbaren Umgebung (Albedo)  $r_u$  folgender Teil auf die zu betrachtende Wand reflektiert:

$$I_{R\eta} = (I_{D\eta} + I_{HN}) r_u \sin^2(\gamma_w/2). \quad (22)$$

## 7. Globalstrahlung des bewölkten Himmels

Die Globalstrahlung auf eine unter dem Winkel  $\gamma_w$  gegen die Horizontale geneigte Fläche dessen Azimut  $\alpha_w$  beträgt, beträgt somit an klaren wolkenlosen Tagen:

$$I_{G\eta} = I_{D\eta} + I_{H\eta} + I_{R\eta} \quad (23)$$

und an Tagen mit dem Bewölkungsgrad B:

$$I_{G\eta,B} = I_{G\eta} (1 - 0,75 B^{3,4}). \quad (24)$$

## **Anhang 4**

**Sicherheitsbeiwerte des Dauerhaftigkeitsnachweises**



Tab. 8.2: Zentraler Sicherheitsbeiwert für  $\beta = 0,7$ 

Streuung der Betondeckung		Zentraler Sicherheitsbeiwert $\gamma_o$ für $\bar{c} = 15 \text{ mm}$ 25 mm 35 mm										Bauteile geringerer Bedeutung $\beta=0,7$ ; $p_f=0,24$
$V_c$ [-]	$s_c$ [mm]	und für $s_{xc}$ [mm] =										
		1,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	
0,133 0,080 0,057	2	1,16	1,28	1,38	1,50	1,60	1,74	1,88	2,03	2,19	2,55	
		1,08	1,13	1,17	1,21	1,26	1,30	1,35	1,40	1,45	1,56	
		1,06	1,09	1,11	1,13	1,16	1,19	1,22	1,25	1,27	1,34	
0,267 0,160 0,114	4	1,25	1,35	1,43	1,54	1,65	1,78	1,92	2,06	2,22	2,58	
		1,13	1,17	1,20	1,24	1,28	1,33	1,37	1,42	1,46	1,58	
		1,09	1,11	1,13	1,15	1,18	1,20	1,24	1,26	1,29	1,35	
0,400 0,240 0,170	6	1,35	1,44	1,52	1,62	1,72	1,85	1,98	2,13	2,28	2,64	
		1,19	1,22	1,25	1,28	1,32	1,36	1,40	1,45	1,49	1,60	
		1,13	1,15	1,17	1,18	1,21	1,23	1,26	1,28	1,30	1,36	
0,467 0,280 0,200	7	1,41	1,49	1,57	1,67	1,76	1,89	2,02	2,17	2,32	2,68	
		1,23	1,25	1,28	1,31	1,35	1,38	1,42	1,47	1,51	1,62	
		1,16	1,17	1,19	1,20	1,23	1,24	1,27	1,29	1,32	1,38	
0,533 0,320 0,229	8	1,48	1,55	1,62	1,72	1,81	1,94	2,07	2,21	2,37	2,73	
		1,26	1,28	1,31	1,33	1,37	1,41	1,45	1,48	1,53	1,64	
		1,18	1,19	1,21	1,22	1,24	1,26	1,29	1,31	1,33	1,39	
0,600 0,360 0,257	9	1,55	1,61	1,68	1,77	1,87	1,99	2,12	2,26	2,42	2,78	
		1,29	1,32	1,34	1,37	1,40	1,44	1,47	1,51	1,56	1,66	
		1,20	1,21	1,23	1,24	1,26	1,28	1,30	1,33	1,35	1,40	
0,667 0,400 0,286	10	1,62	1,68	1,75	1,84	1,93	2,05	2,18	2,32	2,48	2,83	
		1,33	1,35	1,37	1,40	1,43	1,46	1,50	1,54	1,58	1,69	
		1,23	1,24	1,25	1,26	1,28	1,30	1,32	1,34	1,36	1,42	
0,733 0,440 0,314	11	1,69	1,76	1,82	1,91	1,99	2,12	2,24	2,38	2,54	2,90	
		1,37	1,39	1,41	1,43	1,46	1,50	1,53	1,57	1,61	1,71	
		1,25	1,26	1,27	1,28	1,30	1,32	1,34	1,36	1,38	1,44	
0,800 0,480 0,343	12	1,77	1,83	1,89	1,98	2,07	2,19	2,31	2,45	2,61	2,96	
		1,41	1,43	1,44	1,47	1,50	1,53	1,63	1,60	1,64	1,74	
		1,27	1,28	1,30	1,31	1,33	1,34	1,36	1,38	1,40	1,45	
0,933 0,560 0,400	14	1,94	2,00	2,06	2,14	2,23	2,34	2,47	2,60	2,76	3,12	
		1,49	1,50	1,52	1,54	1,57	1,60	1,63	1,67	1,71	1,80	
		1,33	1,34	1,34	1,36	1,37	1,39	1,41	1,43	1,44	1,49	
1,067 0,640 0,457	16	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
		1,57	1,59	1,60	1,62	1,65	1,68	1,71	1,74	1,78	1,88	
		1,38	1,39	1,40	1,41	1,42	1,44	1,46	1,47	1,49	1,54	

Tab. 8.3: Zentraler Sicherheitsbeiwert für  $\beta = 1,1$

Streuung der Betondeckung		Zentraler Sicherheitsbeiwert $\gamma_0$ für $\bar{c} = 15 \text{ mm}$ 25 mm 35 mm									Bauteile großer Bedeutung $\beta=1,1 ; p_f=0,135$	
$V_c$ [-]	$s_c$ [mm]	und für $s_{xc}$ [mm] =										
		1,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	
0,133 0,080 0,057	2	1,26 1,13 1,09	1,48 1,22 1,14	1,66 1,28 1,18	1,88 1,35 1,22	2,10 1,44 1,27	2,39 1,52 1,31	2,69 1,60 1,37	3,03 1,69 1,41	3,42 1,78 1,46	4,35 2,01 1,58	
0,267 0,160 0,114	4	1,41 1,22 1,15	1,60 1,28 1,18	1,76 1,34 1,22	1,98 1,40 1,25	2,19 1,48 1,30	2,48 1,56 1,34	2,78 1,64 1,39	3,12 1,72 1,44	3,51 1,82 1,48	4,45 2,04 1,60	
0,400 0,240 0,170	6	1,61 1,32 1,22	1,77 1,37 1,24	1,92 1,42 1,27	2,13 1,48 1,30	2,34 1,55 1,35	2,62 1,62 1,38	2,93 1,70 1,43	3,27 1,79 1,48	3,66 1,88 1,52	4,61 2,10 1,63	
0,467 0,280 0,200	7	1,72 1,38 1,26	1,88 1,43 1,28	2,03 1,47 1,31	2,23 1,52 1,33	2,43 1,60 1,38	2,72 1,67 1,41	3,02 1,74 1,46	3,37 1,83 1,50	3,76 1,91 1,54	4,71 2,13 1,65	
0,533 0,320 0,229	8	1,85 1,44 1,29	1,99 1,48 1,32	2,14 1,52 1,34	2,34 1,57 1,37	2,54 1,65 1,41	2,83 1,71 1,44	3,13 1,79 1,49	3,48 1,87 1,53	3,87 1,96 1,57	4,84 2,18 1,68	
0,600 0,360 0,257	9	1,98 1,50 1,33	2,12 1,54 1,36	2,27 1,58 1,38	2,47 1,63 1,40	2,67 1,70 1,44	2,95 1,76 1,47	3,26 1,84 1,52	3,61 1,92 1,56	4,01 2,01 1,60	4,98 2,22 1,70	
0,667 0,400 0,286	10	2,13 1,57 1,38	2,27 1,61 1,40	2,41 1,64 1,42	2,61 1,69 1,44	2,81 1,76 1,48	3,09 1,82 1,51	3,40 1,89 1,55	3,75 1,97 1,59	4,16 2,06 1,63	5,14 2,27 1,73	
0,733 0,440 0,314	11	2,29 1,64 1,42	2,42 1,67 1,44	2,56 1,71 1,46	2,76 1,75 1,48	2,96 1,82 1,52	3,25 1,88 1,54	3,55 1,95 1,59	3,91 2,03 1,62	4,32 2,12 1,66	5,31 2,33 1,76	
0,800 0,480 0,343	12	2,46 1,71 1,46	2,59 1,74 1,48	2,73 1,78 1,50	2,93 1,82 1,52	3,13 1,89 1,56	3,42 1,95 1,58	3,73 2,02 1,63	4,09 2,09 1,66	4,50 2,18 1,70	5,51 2,39 1,80	
0,933 0,560 0,400	14	2,84 1,86 1,56	2,97 1,90 1,58	3,11 1,93 1,59	3,31 1,97 1,61	3,52 2,03 1,64	3,81 2,09 1,67	4,13 2,16 1,71	4,50 2,23 1,74	4,93 2,32 1,78	5,97 2,53 1,88	
1,067 0,640 0,457	16	-- 2,03 1,66	-- 2,07 1,67	-- 2,10 1,69	-- 2,14 1,71	-- 2,20 1,74	-- 2,26 1,76	-- 2,32 1,80	-- 2,40 1,83	-- 2,48 1,87	-- 2,69 1,96	

Tab. 8.4: Nennsicherheitsbeiwert für  $\beta = 0,7$ 

Streuung der Betondeckung		Nennsicherheitsbeiwert $\gamma$ für $\bar{c} = 15 \text{ mm}$ 25 mm 35 mm										Bauteile geringerer Bedeutung $\beta=0,7$ ; $p_f=0,24$
$V_c$ [-]	$s_c$ [mm]	und für $s_{xc}$ [mm] =										
		1,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	
0,133 0,080 0,057	2	0,71	0,60	0,54	0,48	0,43	0,39	0,35	0,31	0,28	0,23	
		0,83	0,76	0,73	0,69	0,65	0,62	0,59	0,56	0,54	0,49	
		0,88	0,83	0,81	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68	0,66	0,62	
0,267 0,160 0,114	4	0,61	0,50	0,45	0,40	0,36	0,32	0,29	0,26	0,23	0,19	
		0,76	0,69	0,65	0,62	0,58	0,55	0,53	0,50	0,48	0,43	
		0,83	0,78	0,75	0,72	0,69	0,67	0,65	0,63	0,61	0,57	
0,400 0,240 0,170	6	0,53	0,43	0,38	0,33	0,30	0,27	0,24	0,21	0,19	0,15	
		0,71	0,63	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45	0,43	0,38	
		0,79	0,73	0,70	0,68	0,65	0,63	0,60	0,58	0,56	0,53	
0,467 0,280 0,200	7	0,50	0,40	0,35	0,31	0,28	0,24	0,22	0,19	0,17	0,14	
		0,68	0,61	0,57	0,54	0,50	0,47	0,45	0,43	0,41	0,36	
		0,76	0,71	0,68	0,65	0,62	0,60	0,58	0,56	0,54	0,50	
0,533 0,320 0,229	8	0,47	0,38	0,33	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,16	0,13	
		0,65	0,58	0,55	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39	0,34	
		0,74	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58	0,56	0,54	0,52	0,49	
0,600 0,360 0,257	9	0,44	0,35	0,30	0,26	0,23	0,21	0,18	0,16	0,15	0,12	
		0,63	0,56	0,52	0,49	0,46	0,43	0,41	0,39	0,37	0,33	
		0,72	0,67	0,64	0,61	0,59	0,56	0,54	0,52	0,50	0,47	
0,667 0,400 0,286	10	0,41	0,33	0,28	0,24	0,22	0,19	0,17	0,15	0,13	0,11	
		0,60	0,54	0,50	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,31	
		0,70	0,65	0,62	0,60	0,57	0,55	0,52	0,50	0,49	0,45	
0,733 0,440 0,314	11	0,39	0,31	0,26	0,23	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10	
		0,58	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33	0,29	
		0,68	0,63	0,60	0,58	0,55	0,53	0,51	0,49	0,47	0,44	
0,800 0,480 0,343	12	0,36	0,29	0,25	0,21	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	
		0,56	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,28	
		0,67	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,46	0,42	
0,933 0,560 0,400	14	0,32	0,25	0,22	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,08	
		0,52	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33	0,31	0,29	0,25	
		0,63	0,58	0,55	0,53	0,50	0,48	0,46	0,44	0,43	0,39	
1,067 0,640 0,457	16	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
		0,48	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,23	
		0,60	0,55	0,52	0,50	0,47	0,46	0,43	0,42	0,40	0,37	

Tab. 8.5: Nennsicherheitsbeiwert für  $\beta = 1,1$

Streuung der Betondeckung		Nennsicherheitsbeiwert $\gamma$ für $\bar{c} = 15 \text{ mm}$ 25 mm 35 mm										Bauteile großer Bedeutung $\beta=1,1 ; p_f=0,135$
$V_c$ [-]	$s_c$ [mm]	und für $s_{xc}$ [mm] =										
		1,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	
0,133 0,080 0,057	2	0,77	0,69	0,65	0,60	0,57	0,53	0,50	0,47	0,44	0,39	
		0,87	0,82	0,79	0,77	0,74	0,72	0,70	0,68	0,66	0,63	
		0,91	0,87	0,86	0,84	0,82	0,80	0,79	0,77	0,76	0,73	
0,267 0,160 0,114	4	0,69	0,60	0,55	0,51	0,48	0,44	0,41	0,39	0,36	0,32	
		0,82	0,76	0,73	0,70	0,67	0,65	0,63	0,61	0,59	0,56	
		0,87	0,83	0,80	0,79	0,76	0,75	0,73	0,72	0,70	0,67	
0,400 0,240 0,170	6	0,63	0,53	0,48	0,44	0,41	0,38	0,35	0,33	0,31	0,27	
		0,78	0,71	0,68	0,65	0,62	0,60	0,57	0,56	0,54	0,50	
		0,84	0,79	0,77	0,74	0,72	0,70	0,68	0,67	0,66	0,63	
0,467 0,280 0,200	7	0,61	0,51	0,46	0,41	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28	0,25	
		0,76	0,69	0,66	0,63	0,59	0,57	0,55	0,53	0,51	0,48	
		0,83	0,78	0,75	0,73	0,70	0,68	0,66	0,65	0,63	0,61	
0,533 0,320 0,229	8	0,59	0,48	0,43	0,39	0,36	0,33	0,30	0,28	0,26	0,23	
		0,75	0,67	0,64	0,61	0,57	0,55	0,53	0,51	0,49	0,46	
		0,82	0,76	0,73	0,71	0,68	0,67	0,64	0,63	0,62	0,59	
0,600 0,360 0,257	9	0,56	0,46	0,41	0,37	0,34	0,30	0,28	0,26	0,24	0,21	
		0,73	0,66	0,62	0,59	0,56	0,53	0,51	0,49	0,47	0,44	
		0,80	0,75	0,72	0,70	0,67	0,65	0,63	0,61	0,60	0,57	
0,667 0,400 0,286	10	0,54	0,44	0,39	0,35	0,32	0,29	0,26	0,24	0,22	0,19	
		0,71	0,64	0,60	0,57	0,54	0,51	0,49	0,47	0,45	0,42	
		0,79	0,74	0,71	0,68	0,65	0,63	0,61	0,60	0,58	0,55	
0,733 0,440 0,314	11	0,52	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,25	0,23	0,21	0,18	
		0,70	0,62	0,59	0,55	0,52	0,50	0,47	0,45	0,44	0,40	
		0,78	0,72	0,69	0,67	0,64	0,62	0,60	0,58	0,57	0,54	
0,800 0,480 0,343	12	0,50	0,40	0,36	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	
		0,68	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46	0,44	0,42	0,38	
		0,76	0,71	0,68	0,66	0,63	0,61	0,58	0,57	0,55	0,52	
0,933 0,560 0,400	14	0,47	0,37	0,33	0,28	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,14	
		0,65	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,39	0,36	
		0,74	0,69	0,66	0,63	0,60	0,58	0,56	0,54	0,53	0,50	
1,067 0,640 0,457	16	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
		0,62	0,55	0,52	0,49	0,45	0,43	0,41	0,39	0,37	0,33	
		0,72	0,67	0,64	0,61	0,58	0,56	0,53	0,52	0,50	0,47	

## **Anhang 5**

**Erläuterung der zerstörungsfreien Feuchte- und Dichtigkeitsmeßverfahren**



## 1. EINLEITUNG

Im folgenden werden außer einem noch im Erprobungszustand befindlichen Feuchtemeßverfahren [A2], drei anwendungsreif entwickelte und erprobte Dichtigkeitsmeßverfahren erläutert. Dabei handelt es sich um:

- die Gaspermeationsmessung mit dem Verfahren von Schönlin [A8],
- die Gaspermeationsmessung mit dem Verfahren von Paulmann [A5]
- und um die Absorptionsmessung mit dem initial surface absorption test (ISAT) [A1, A6, A7].

Näher erläutert werden jeweils das Meßprinzip sowie die Versuchsdurchführung und -auswertung. Dagegen sind die vorliegenden Meßerfahrungen der angegebenen Literatur zu entnehmen.

## 2. FEUCHTEMESSUNG MIT DEM VERFAHREN VON PARROTT

### 2.1 Bedeutung der Feuchte für die Dichtigkeitsmessung

Die Feuchtemessung wird erforderlich, weil die Dichtigkeit außer von der Betonqualität, maßgeblich vom Feuchtegehalt abhängig ist. Führt man deshalb Feuchte- und Dichtigkeitsmessungen gemeinsam aus, so kann daß Ergebnis der Feuchtemessung dazu genutzt werden, die beiden Dichtigkeitsanteile voneinander abzugrenzen. Die Abhängigkeit der Dichtigkeit von der relativen Feuchte der Porenluft ist bekannt (s. Abschn. 5.3 und 9.4 des Haupttextes).

### 2.2 Meßeinrichtung und Meßvorgang

Die Meßeinrichtung besteht aus einem handelsüblichen Sensor zur Messung der relativen Luftfeuchte einschließlich des Anzeigegerätes des Meßwertes. Der Meßwert ergibt sich aus der elektrischen Kapazität von zwei im Sensorkopf parallel zueinander angeordneten Elektroden.

Zur Messung der relativen Feuchte der Porenluft ist ein Bohrloch von mindestens 7 mm Durchmesser, senkrecht zur Oberfläche über die Tiefe zu bohren, für die die Feuchte bestimmt werden soll. Nachdem sämtliches Bohrmehl aus dem Bohrloch ausgeblasen worden ist, wird der Sensor eingeführt und gegen die Oberfläche abgedichtet. Zwischen der relativen Feuchte der Bohrlochatmosfera und der Betonfeuchte stellt sich in kurzer Zeit ein Gleichgewichtszustand ein. Für relative Feuchten über 80% sind dazu allerdings mehrere Minuten abzuwarten. In [A2] ist deshalb ein Verfahren angegeben, wie für baupraktische Anwendungen der Meßvorgang beschleunigt werden kann. Vorliegende Meßverfahren und weitere Einzelheiten sind [A2, A3, A4] zu entnehmen.

### 3. PERMEATIONSMESSUNG MIT DEM VERFAHREN VON SCHÖNLIN (BILD A5.1)

#### 3.1 Versuchseinrichtung und Meßvorgang [A8]

Bei der Messung wird eine Saugglocke auf die Betonoberfläche aufgesetzt. Die ausgewählte Meßstelle muß frei von Fehlstellen und Rissen sein. Bei der Messung auf frisch ausgeschalteten Oberflächen oder durchfeuchteten Bauteilen, ist vor dem Aufsetzen der Saugglocke eine in [A8] beschriebene Trocknungsmaßnahme durchzuführen. Außerdem ist die tolerierbare Rauigkeit der Oberfläche begrenzt, da nur so die Messung frei von fehlstellenbedingten Undichtigkeiten möglich ist. Durch Einschalten der Vakuumpumpe wird das Volumen unter der Saugglocke evakuiert. Zur Sicherstellung eines dichten Anliegens der Saugglocke an der Betonoberfläche ist die Zwischenschaltung eines eingefetteten Dichtungsringes erforderlich. Durch das Evakuieren herrscht zwischen dem Raum unter der Saugglocke und der Atmosphäre ein Druckgefälle. Dieses bewirkt eine Gasströmung durch die Betonporen in die Saugglocke. Je nach Dichtigkeit des Betons stellt sich ein unterschiedlich großer Permeationsstrom  $Q$  ein.

Die eigentliche Messung beginnt nach einer Evakuationsdauer von einer Minute. Danach wird das Ventil zwischen Saugglocke und Vakuumpumpe geschlossen. Auf Grund der einströmenden Luft steigt der Druck unter der Saugglocke an. Dies ist mittels des angeschlossenen Manometers meßbar.

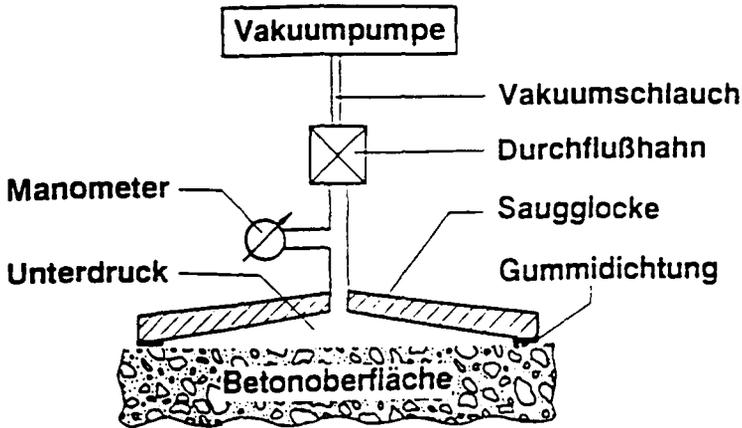


Bild A5.1: Versuchseinrichtung zur Bestimmung des Permeationsmaßes nach Schönlin

### 3.2 Versuchsauswertung

Der Meßvorgang besteht i.d.R. darin, festzustellen in welcher Zeit der Druck in der Saugglocke von  $p_0 = 0,05$  bar auf  $p_1 = 0,3$  bar ansteigt. Aus diesen Angaben und der Annahme, daß sich nach einmütiger Evakuierung stationäre Verhältnisse eingestellt haben, die auf der Unterdruckseite durch den Mittelwert aus  $p_0$  und  $p_1$  berücksichtigt werden können, kann mit dem Darcy'schen Gesetz folgendes Permeationsmaß  $M_0$  [ $\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{bar})$ ] berechnet werden:

$$M_0 \approx \frac{Q}{\Delta p} \quad (1)$$

mit:

$Q$ : Volumenstrom an Luft [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$\Delta p$ : Druckgefälle welches den Volumenstrom verursacht [ $\text{bar} = 10^5 \text{N}/\text{m}^2$ ].

Auf Grund der Kompressibilität der Luft, ist der Verlauf der räumlichen Stromlinien analytisch nicht beschreibbar. Somit kann aus den Meßergebnissen nicht unmittelbar ein Permeationskoeffizient berechnet werden. Unter Berücksichtigung der Kompressibilität der Luft, und nur durch Einführung der vereinfachenden Annahme das eine eindimensionale Strömung vorliegt, ergibt sich aus Gl.(1) und der allgemeinen Gasgleichung folgender Zusammenhang:

$$M_0 = \frac{Q}{\Delta p} = \frac{10^{-5} V_s}{t (p_a - (p_1 + p_o)/2)} = \frac{F K}{2 \cdot 10^{-5} \eta l} \cdot \frac{p_a - (p_1 + p_o)/2}{p_1 - p_o} \quad (2)$$

mit:

K : Permeationskoeffizient in  $m^2$

$\eta$  : dynamische Viskosität der Luft ( $18,1 \cdot 10^{-6} \text{ N s/m}^2$ )

l : Probendicke in m

F : Probenfläche in  $m^2$

$V_s$  : Volumen der Saugglocke in  $m^3$

t : Zeit des Druckanstieges von  $p_o$  auf  $p_1$  in s

$p_a$  : Atmosphärendruck in bar

Der Faktor  $10^{-5}$  ist für die Umrechnung von  $\text{N/m}^2$  in bar erforderlich.

In [A8] wird als Permeationsmaß  $M_s$  das Produkt von  $M_0$  und der Druckdifferenz unter der Saugglocke zwischen Versuchsbeginn und -ende definiert:

$$M_s = M_0 (p_1 - p_o) \quad (3)$$

mit:

$M_s$  : Permeationsmaß [ $m^3/s$ ] nach der Definition von Schönlin

### 3.3 Überprüfung der Annahme stationärer und eindimensionaler Transportverhältnisse

Zur Überprüfung der Annahme, daß zur Auswertung der Meßergebnisse, stationäre und eindimensionale Verhältnisse unterstellt werden dürfen, kann an Hand von Bild A5.2, entnommen aus [A8], überprüft werden. Dort sind, jeweils im logarithmischen Maßstab, Versuchsergebnisse die an getrockneten Betonproben gewonnen wurden, aufgetragen. Auf der Ordinate ist das Permeationsmaß (ermittelt an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm), auf der Abszisse der Permeationskoeffizient, hier in  $m^2/s$  (ermittelt an Kreiszyinderscheiben mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von  $l = 4 \text{ cm}$ ) dargestellt. Gegenüber einander aufgetragen sind die Meßwerte an Proben jeweils gleicher Zusammensetzung und Nachbehandlung.

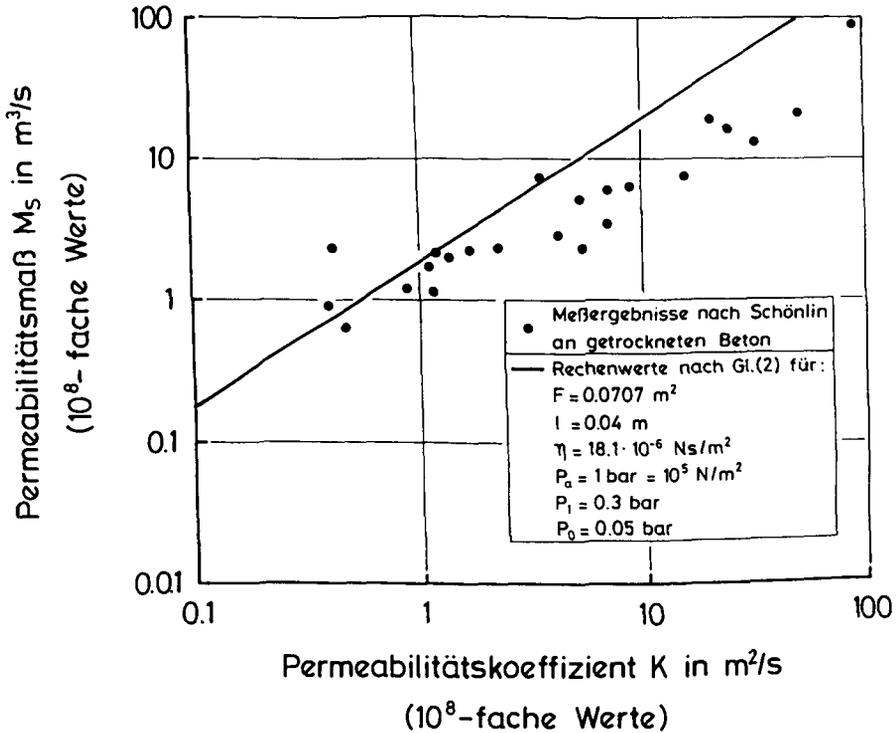


Bild A5.2: Verifikation der Annahme stationärer, eindimensionaler Permeationsbedingungen

Nach Gl.(2) gilt für diese Bedingungen, bei stationärer, eindimensionaler Permeation, folgender Zusammenhang:

$$M_s [m^3/2] = 1,76 K [m^2/s] \quad (4)$$

bzw.

$$M_s [m^3/2] = 4,03 \cdot 10^9 K [m^2] \quad (5)$$

Wie Bild A5.2 zeigt, ist für baupraktische Fragestellungen, die Auswertung der Versuchsergebnisse nach Gl.(2) zumindest näherungsweise berechtigt. Insbesondere für dichte Betone bestätigen die Versuchsergebnisse die theoretische Ableitung.

#### 4. PERMEATIONSMESSUNG MIT DEM VERFAHREN VON PAULMANN (BILD A5.3)

##### 4.1 Versuchseinrichtung und Meßvorgang [A5]

Normal zur Betonoberfläche ist ein i.d.R. 35 mm tiefes Bohrloch mit einem Durchmesser von 11 mm zu bohren. Ein Injektionspacker ( $\varnothing$  10 mm) wird eingesetzt und verspannt. Seine Länge ist so zu wählen, daß er das Bohrloch über die Dicke der zu untersuchenden Betonschicht abdichtet. Je nach Fragestellung kann dies die Dicke der Betondeckung, die Karbonatisierungstiefe oder bei der Aufnahme eines Dichtigkeitsprofils über der Betondeckung eine variable Größe sein.

Im Bohrloch wird daran anschließend ein Gasüberdruck von 2 bar aufgebracht (z.B. mittels Stickstoff aus Druckgasflaschen). Infolge des Überdrucks, kommt es zu einer Strömung von Stickstoff durch die zu prüfende Betonschicht. Näherungsweise kann die Strömungsrichtung als normal zur Oberfläche angesehen werden.

Auf der Betonoberfläche wird um das Bohrloch ein kreisringförmiges, im Inneren ausgehöhltes Sammelgefäß aufgesetzt, um den ausströmenden Stickstoffstrom "einzufangen". Sein innerer Durchmesser beträgt 30 mm. Die unmittelbare Umgebung des Bohrloches wird somit ausgespart. Undichtigkeiten beim Einbringen des Packers und eventuell auftretende Risse bzw. Gefügelockerungen durch den Bohrvorgang haben somit keinen Einfluß auf das Ergebnis. Der Außendurchmesser von 100 mm ist ausreichend, um nahezu den gesamten aus der Betonoberfläche austretenden Gasstrom aufzufangen. Der Gassammler ist z.B. mit Vaseline gegenüber der Betonoberfläche abzudichten.

Die Bestimmung des Permeationsmaßes  $M_p$  erfolgt, nachdem sich ein stationärer Zustand eingestellt hat. Dies ist i.d.R. ca. 15 Minuten nach Aufbringen des Überdruckes gegeben. Am Gasauslaß des Gassammlers erfolgt dazu die Messung der Gasdurchflußmenge  $Q$ , wenn sich im Gassammler ein Überdruck von 1 mbar aufgebaut hat. Dieser geringe Überdruck hat keinen Einfluß auf die Abdichtung. Die Messung erfolgt mit einem Seifenblasen-Strömungsmesser bzw. Schrägrohrmanometer.

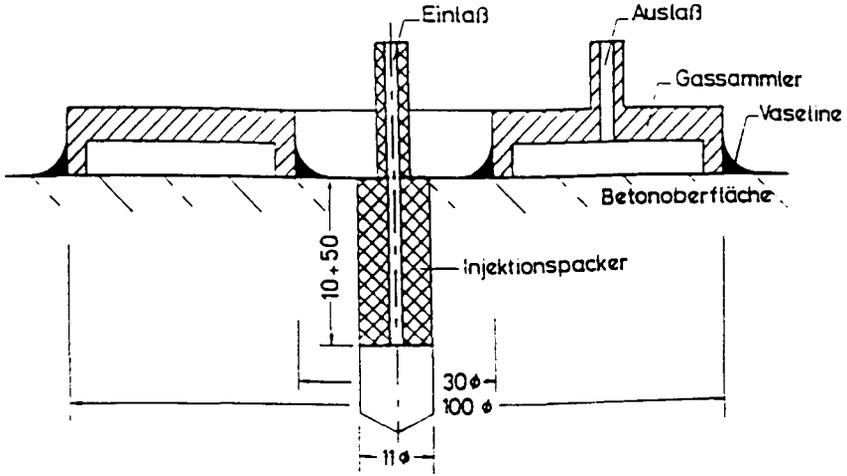


Bild A5.3: Versuchseinrichtung zur Bestimmung des Permeationsmaßes oberflächennaher Betonschichten nach dem Verfahren von Paulmann [A5]

#### 4.2 Versuchsauswertung

Bezogen auf die hier angegebene Prüfgeometrie und den Prüfdruck 2 bar Überdruck gilt:

$$M_p = 0,15 \eta (x_s/25)^{1,47} Q \quad (6)$$

mit:

$\eta$ : Viskosität des verwendeten Prüfgases in  $10^6 \text{ Ns/m}^2$

$x_s$ : Dicke der durchströmten Schicht in mm

$Q$ : Gasvolumenstrom in  $\text{mm}^3/\text{s}$

$M_p$ : Permeationsmaß (wird dimensionslos angegeben)

Auch hier ist wegen der nicht bekannten räumlichen Stromdichteverteilung die direkte Angabe des Permeationskoeffizienten  $K$  nicht möglich. Aus Vergleichsmessungen kann in [A5] folgender empirischer Zusammenhang zwischen  $M_p$  und  $K$  nachgewiesen werden ( $K$  wurde an i.M. 25 mm dicken Proben bestimmt):

$$K = 2,6 \cdot 10^{-18} M_p^{0,72} \quad [\text{m}^2] \quad (7)$$

#### 4.3 Berücksichtigung des Einflusses der Witterungsbedingungen auf das Meßergebnis

Bei Bauteilen die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, ist die Permeationsmessung bei trockenem Wetter und abgetrockneter Betonoberfläche frühestens 48 Stunden nach dem Ende des letzten Regenfalls durchzuführen. Das Permeationsmaß wird dann, wie in [A5] nachgewiesen werden konnte, von kurzfristigen Wetterereignissen nicht beeinflusst.

Aussagekräftiger ist es, zusammen mit der eigentlichen Permeationsmessung, mit dem in Abschn. 2 beschriebenen Feuchtemessverfahren die Betonfeuchte im Bohrloch zu bestimmen, so daß für jede Meßstelle die Dichtigkeit und die zugehörige Betonfeuchte bekannt sind.

#### 5. INITIAL SURFACE ABSORPTION TEST (ISAT) (BILD A5.4)

Beim ISA-Test [A1, A6, A7] wird eine Prüfkappe ( $\varnothing = 80$  mm) z.B. mit Kitt wasserdicht auf der Betonoberfläche befestigt. Die Prüfkappe ist mit einem Wasserreservoir und einer skalierten Glaskapillare zu verbinden. Zwischen dem Reservoir und der Kappe ist ein Ventil erforderlich. Versuchsbeginn ist die Wasserfüllung der Kappe über das angeschlossene Reservoir bei geöffnetem Ventil. Der Wasserspiegel des Reservoirs befindet sich ca. 200 mm über der Kappenmitte und liegt mit der horizontal auszurichtenden Kapillare auf einer Höhe. Damit ist diese ebenfalls vollständig gefüllt, ohne daß aus ihren offenen Ende nennenswerte Wassermengen während des weiteren Versuchsablaufs austreten.

Zu bestimmten Zeiten nach Versuchsbeginn kann nun die Ablesung des ISA-Wertes erfolgen. Im Regelfall ist es ausreichend nur eine Ablesung zum Zeitpunkt  $t = 10$  Minuten durchzuführen ( $ISA_{10}$ -Wert). Dazu wird ca. 2 Minuten vor diesem Zeitpunkt mittels des Ventils die Wasserzufuhr zwischen Meßkappe und Reservoir unterbrochen. Eine weitere Wasseraufnahme des Betons führt zu einer von der Betondichtigkeit abhängigen Veränderung des Wasserstandes in der Glaskapillare. Die Veränderung dieses Wasserstandes während des Zeitraumes von einer Minute, abgelesen in Skalenteilen der Kapillare, ist die Betondichtigkeit ausgedrückt als  $ISA_{10}$ -Wert (durch einen Eichvorgang ist die Skalierung so

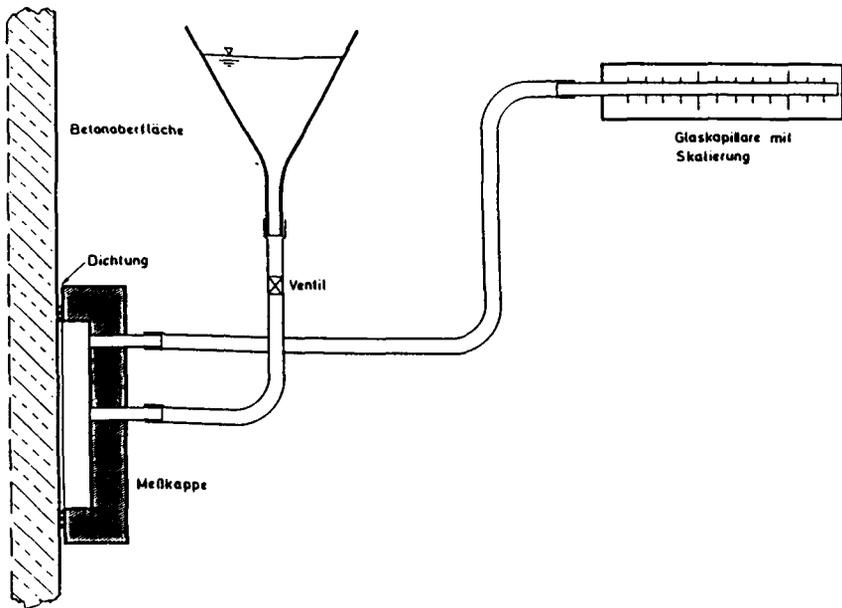


Bild A5.4: Versuchseinrichtung zur Bestimmung des ISA-Wertes [A1]

festgelegt, daß der Abstand zwischen zwei Skalenteilen einem ISA-Wert von  $0,01 \text{ ml}/(\text{m}^2\text{s})$  entspricht).

Im Normalfall ist eine Vorbehandlung der zu prüfenden Oberfläche nicht erforderlich. Eventuell vorhandene Verunreinigungen oder Ablagerungen müssen entfernt werden. Nach Augenschein beurteilt sollte die Meßfläche frei von Rissen sein. Die Messung kann an vor Niederschlägen geschützten Bauteilen jederzeit durchgeführt werden. Bei Bauteilen die ungeschützt der Witterung ausgesetzt sind, sollten mindestens 48 Stunden seit dem Ende des letzten Regensfalls vergangen sein (s. Abschn. 3.2.3 des Haupttextes). Vorteilhaft ist auch hier die gleichzeitige Messung von Feuchte und Absorptionsdichtigkeit.

## 6. LITERATUR ZU ANHANG 5

- [A1] British Standards Institution: BS 1881, Methods for testing concrete, pt. 5, 1970.
- [A2] Parrott, L.J.: Factors influencing relative humidity in concrete. Magazine of Concrete Research, Vol. 43, No. 154, pp. 45-52, 1991.
- [A3] Parrott, L.J.: Moisture profiles in drying concrete. Advances in Cement Research. Vol. 1, No. 3, pp. 164-170, July 1988.
- [A4] Parrott, L.J.; Chen Zhang Hong: Air permeability of cover concrete and the effect of curing. Beitrag für RILEM TC 116-PCD, 1990.
- [A5] Paulmann, K.; Rostásy, F.S.: Praxisnahes Verfahren zur Beurteilung der Dichtigkeit oberflächennaher Betonschichten im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1990.
- [A6] Rostásy, F.S.; Bunte, D.: Dichtigkeitsmessungen an Bauwerksbeton. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1989.
- [A7] Rostásy, F.S.; Bunte, D.: Dauerhaftigkeit von Beton bei kombinierter physikalisch-chemischer Beanspruchung im Hinblick auf Verwitterungsprozesse. Forschungsbericht, iBMB, TU Braunschweig, 1989.
- [A8] Schönlin, K.F.: Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. Dissertation, Inst. f. Massivbau und Baustofftechnologie der TH Karlsruhe, 1989.

## 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

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:  
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und  
DM 25,-.

Vergriffene Hefte (s. u.) können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Vergriffene Hefte:

1 - 4, 7 - 16, 19, 23, 27, 28, 30, 32 - 35, 42,  
45, 55, 56

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler 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 Feuerangriff. 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 Flächentragwerken 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 Betongütemwürfeln 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:**

Nürnberger, 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 Spannungskorrosion 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 Riß- 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:**

Nölting, 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 Einbauzustand. 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 Gleitschalungsbau. 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 praxisingerechten 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 zweiaxialer 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 Riß- 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 Spannbetonbauteile 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 zweiaxial 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, VMPA-Tagung 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, Th.: 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:**

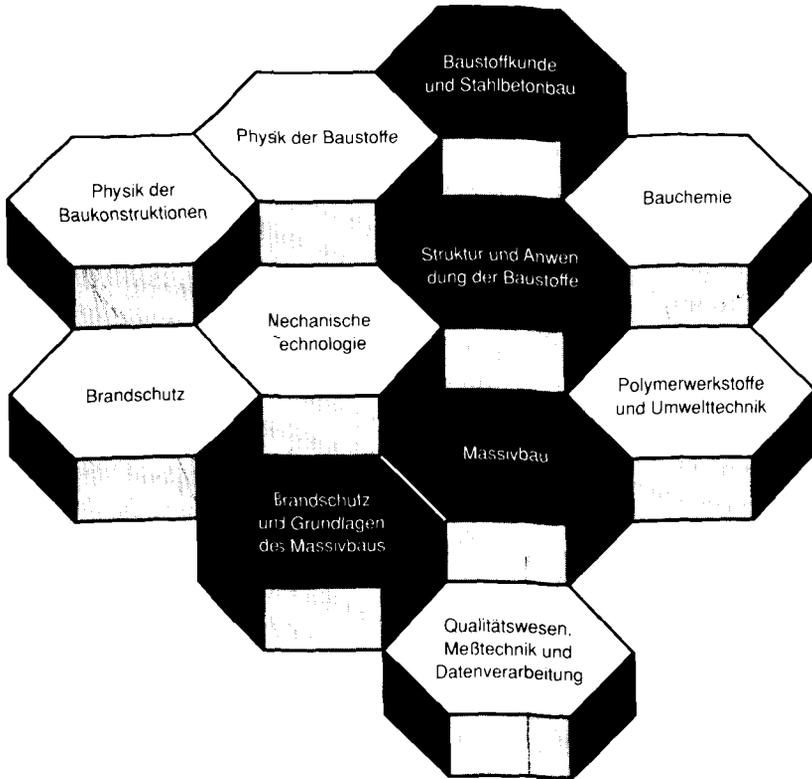
Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Schmidt Buchbinderei & Druckerei  
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig  
Telefon: (0531) 33 75 89  
Fax : (0531) 34 44 49

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

# FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-086-7  
ISSN 0178-5796