
**Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit
von Sandsteinsichtmauerwerk**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

vorgelegte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Werner Hörenbaum
aus Lippstadt

Tag der mündlichen Prüfung:

24. Juni 2004

Hauptreferent:

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger

Karlsruhe 2005

Kurzfassung

Im Mittelpunkt der Arbeit steht die Entwicklung eines Konzepts zur Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinmauerwerk. Dieses Konzept zeigt eine Vorgehensweise auf, wie die Dauerhaftigkeit von Sandsteinmauerwerk im Rahmen einer Instandsetzungsmaßnahme oder einer Neuerrichtung verbessert werden kann. Die Auswahl von geeigneten Sandsteinen und die Entwicklung eines optimierten Instandsetzungsmörtels stellen die wesentlichen Schritte dieses Vorgehens dar.

Das vorgestellte Konzept basiert auf einem Untersuchungsprogramm, das sich im Wesentlichen aus experimentellen Untersuchungen am Gesteinsmaterial, aus analytischen und numerischen Untersuchungen sowie aus experimentellen Untersuchungen zur Mörtelentwicklung und -prüfung zusammensetzt.

Die Ergebnisse von vergleichenden Voruntersuchungen an den in Betracht kommenden Sandsteinen (i. W. Dauerhaftigkeitseigenschaften) bilden die Entscheidungsgrundlage für die Auswahl einer oder mehrerer, möglichst dauerhafter Gesteinsvarietäten für die geplante Mauerwerksinstandsetzung bzw. die Neuerrichtung. Im Anschluss an die Voruntersuchungen werden die ausgewählten Sandsteine zum Zwecke der Bestimmung ihrer mechanischen und thermisch-hygrischen Materialeigenschaften genauer untersucht.

Die Materialkennwerte der ausgewählten Sandsteine finden in numerische Untersuchungen Eingang. Anhand dieser Analysen lässt sich die Größenordnung der im realen Mauerwerk zu erwartenden Spannungen abschätzen, die mit wechselnden Befeuchtungs- und Trocknungsvorgängen im Mauerwerk einhergehen und die ggf. zur Rissbildung führen können. Als wichtigstes Ergebnis der numerischen Untersuchungen können diejenigen Kennwerte des Fugenmörtels identifiziert werden, die sich prinzipiell als Steuerparameter bei der Einflussnahme auf die rechnerisch simulierten Rissbildungsprozesse eignen. Die Grenzwerte dieser Steuerparameter, bei denen keine Rissbildung zu erwarten ist, entsprechen den Mindestanforderungskriterien (Sollwerte), die ein optimierter Fugenmörtel erfüllen sollte.

Für die Umsetzung der Anforderungskriterien in entsprechende Mörtelrezepturen wird eine Mörteloptimierung in mehreren Teilschritten vorgeschlagen. Das Ziel dieser Vorgehensweise besteht darin, Fugenmörtel zu entwickeln, deren Materialkennwerte den Sollwerten weitgehend entsprechen. Dabei ist grundsätzlich zu hinterfragen, inwieweit sich die abgeleiteten Sollwerte prinzipiell durch mörteltechnologische Verfahren unter Verwendung konventioneller, im Wesentlichen mineralischer Mörtelkomponenten einstellen lassen.

Als weiteren Hauptbestandteil sieht das Untersuchungsprogramm die eingehende Prüfung der optimierten Mörtel auf ihre Eignung als Fugenfüllstoff in dem geplanten bzw. instand zu setzenden Mauerwerk mittels verschiedener standardisierter Verfahren sowie im Besonderen anhand von Untersuchungen an speziellen Verbundkörpern vor.

Anhand der Dauerhaftigkeitsverbesserung des Kuppelmauerwerks für den Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden wird die baupraktische Umsetzung des vorgeschlagenen Konzepts in exemplarischer Form dargelegt. Auf der Grundlage dieses Konzepts gelang es, verschiedene Ausgangsmischungen hinsichtlich ihrer technologischen Eigenschaften und ihrer Dauerhaftigkeit erheblich zu verbessern. Die im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen entwickelten Mörtel wurden für die Errichtung der Hauptkuppel der Frauenkirche Dresden eingesetzt.

Die durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen zur klimatischen Beanspruchung von Mauerwerk zeigten im Ganzen, dass mittels numerischer Methoden präzise Anforderungskriterien an die mechanischen Eigenschaften von Fugenmörtel und Steinen unter dem Blickwinkel ihrer Dauerhaftigkeit im Verbund hergeleitet werden können. Darauf aufbauend war es möglich, für klimatisch stark beanspruchte Mauerwerksbereiche, wie die Kuppel der Frauenkirche Dresden, ein komplexes Anforderungsprofil für die Fugenmörtel bei vorgegebenen Mauerwerkssteinen zu ermitteln.

Abstract

In this thesis, a concept is presented which ensures improved durability characteristics of constructions made of masonry with natural stones. The strategy behind this concept is the selection of durable sandstones and the development of optimized mortars for both the erection and the restoration of masonry constructions. The presented concept is based upon comprehensive experimental investigations on sandstones and mortars as well as numerical investigations on masonry constructions.

An important aspect of the concept is to minimize the crack inducing tensile stresses in the masonry construction due to weathering effects. Numerical investigations of the masonry construction have to point out those properties of the joint material, which significantly affect the magnitude of stresses in the masonry due to temperature and moisture actions. With respect to the reduction of stresses in the masonry, results of these calculations are used to specify requirements, which the joint material has to meet.

Another important part of the procedure is the optimization of mortar characteristics by approaching the material properties as close as possible to the specified target values. In order to achieve this aim, comprehensive series of mortar mixtures are composed. The mixing proportions of these mortars are changed in several steps. The mortars developed have to be tested, re-adjusted and tested again until the requirements are met with acceptable accuracy.

Investigations on masonry test samples are carried out in order to evaluate the durability of masonry made of the optimised mortars and the selected sandstones in accelerated weathering tests. For those tests different types of test samples have been developed.

The phenomena of deterioration and damages which were observed on masonry debris blocks of the ruins of the Frauenkirche in Dresden established the background of a research program presented in this thesis. The masonry structure of the reconstructed dome of the Frauenkirche in Dresden should be capable to withstand the processes of weathering for a long period of time. Since the occurrence of damages caused by weathering cannot be impeded completely, efforts had to be made to reduce the extend of damages to a minimum. These optimizing efforts strictly follow the presented concept.

The research program has been completed successfully. The results obtained show that numerical investigations can be a useful tool to specify requirements for the joint material. These requirements were met with satisfactory accuracy by specially optimized mortar mixtures. The durability characteristics of the masonry made of the selected sandstones and the specially developed mortars were

found to have considerably improved. The results of this research program prove the applicability of the presented concept for the restoration of masonry made of natural stones.

Vorwort

Die Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter und Assistent am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH). Die Aufgabenstellung ergab sich im Rahmen der Bearbeitung des Forschungsprojekts „Modellhafte Untersuchungen zu Fugenverbindungen von Alt- und Neusteinen am Beispiel der Frauenkirche Dresden unter dem Gesichtspunkt der Ressourcenschonung und der Verhinderung von Umweltschäden“, das im Auftrag der Ingenieurgesellschaft Frauenkirche (Prof. Dr.-Ing. Fritz Wenzel, Karlsruhe / Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger, Radebeul) durchgeführt wurde.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr. Ing. Harald S. Müller für die fachliche Betreuung dieser Arbeit. Durch seine wohlwollende Unterstützung, seine wertvollen Ratschläge, aber auch durch seine kritischen Anmerkungen hat er wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger danke ich für die Übernahme des Korreferats und der damit verbundenen Mühen sowie sein Interesse an meiner Arbeit. Seine Sachkenntnis im Rahmen des Projekts „Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden“ war eine sehr große Hilfe.

Darüber hinaus haben mich die Ansprechpartner der Ingenieurgesellschaft Frauenkirche – Herr Prof. Dr.-Ing. Fritz Wenzel, Herr Dr.-Ing. Markus Hauer und Herr Dipl.-Ing. Volker Stoll – durch wertvolle Informationen und Anregungen sowie durch die Bereitstellung von Literatur unterstützt. Auch Ihnen gebührt mein Dank.

Mein Dank gilt nicht zuletzt auch den Kollegen und Mitarbeitern des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie – insbesondere meinen wissenschaftlichen Hilfskräften Frau Gülay Öztürk, Frau Steffi Schroeder, Herrn Marc-Peter Hoffmann und Herrn Jochen Wendebaum – die mich in vielfältiger Weise unterstützt haben.

Ganz besonders bedanke ich mich bei meiner Freundin Angela für Ihre Geduld und Ihr Verständnis sowie bei meiner Mutter und bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Fritz Mang für die Unterstützung bei der Korrektur des Manuskriptes.

Karlsruhe, im November 2005

Werner Hörenbaum

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehen	3
1.3	Gliederung der Arbeit	5
2	Witterungsbedingte Schäden an Sandsteinmauerwerk	7
2.1	Gesteinsverwitterung	7
2.1.1	Grundbegriffe	7
2.1.2	Physikalische Verwitterung	9
2.1.2.1	Temperaturverwitterung	9
2.1.2.2	Feuchteverwitterung	10
2.1.2.3	Frost-Tau-Verwitterung	11
2.1.2.4	Salzverwitterung	18
2.1.3	Verwitterungsschäden an Sandsteinen	20
2.2	Mauerwerksverwitterung	25
2.2.1	Schäden in der Mörtelfuge	25
2.2.2	Schäden im Sandstein	28
2.2.3	Schäden des Haftverbundes zwischen Mörtel und Sandstein	30
3	Feuchte- und Wärmehaushalt poröser Baustoffe	33
3.1	Feuchtehaushalt	33
3.1.1	Feuchtespeicherung	33
3.1.2	Feuchtetransport	36
3.1.2.1	Diffusion und Effusion	36
3.1.2.2	Permeation	39
3.1.2.3	Kapillartransport	40
3.1.2.4	Thermischer Feuchtetransport	44
3.1.3.5	Osmose	45
3.1.3.6	Elektrokinese	45
3.1.3	Feuchteübergang	45
3.1.4	Überlagerte Transportmechanismen	47
3.1.4.1	Befeuchtung	47
3.1.4.2	Trocknung	48
3.2	Wärmehaushalt	49
3.2.1	Wärmespeicherung	49
3.2.2	Wärmeleitung	50
3.2.3	Wärmeübergang	51
3.3	Allgemeine Bilanz des Feuchte- und Wärmehaushalts	51
3.3.1	Grundprinzip der Bilanzierung	51
3.3.2	Bilanzierungsansätze in der Literatur	54
3.3.3	Diskussion und Folgerungen	58

4	Thermisch-hygrische Beanspruchungen im Mauerwerk	61
4.1	Verformungsverhalten von Sandstein und Mörtel	61
4.1.1	Hygrische Verformungen	61
4.1.1.1	Sandstein	62
4.1.1.2	Mörtel	63
4.1.2	Thermische Verformungen	66
4.1.2.1	Sandstein	67
4.1.2.2	Mörtel	67
4.2	Spannungen im Mauerwerk	68
4.2.1	Hygrische Spannungen	69
4.2.2	Thermische Spannungen	70
4.2.3	Berechnungsansätze	72
5	Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinmauerwerk	75
5.1	Zusammenfassung der Literaturlauswertung und Folgerungen	75
5.1.1	Witterungsbedingte Schäden an Sandsteinmauerwerk	75
5.1.2	Feuchte und Wärmehaushalt poröser Baustoffe	76
5.1.3	Mechanische Beanspruchungen als Folge von Temperatur- und Feuchteeinwirkungen	78
5.2	Maßgebende Parameter und Einflussfaktoren	79
5.2.1	Einfluss der Gesteinseigenschaften	80
5.2.2	Einfluss der Mauerwerksfugen	83
5.3	Ansätze zur Optimierung der Dauerhaftigkeit	84
5.3.1	Beurteilungskriterien für das Gesteinsmaterial	84
5.3.2	Konzept zur Entwicklung optimierter Fugenfüllstoffe für die Instandsetzung von Sandsteinmauerwerk	88
5.4	Konzeptionelles Vorgehen	91
6	Berechnungsansätze	97
6.1	Stoffgesetze zur Beschreibung des Feuchtetransports	97
6.1.1	Gefüge und Porenstruktur von Baustoffen	97
6.1.2	Allgemeines Feuchtepotential	101
6.1.3	Herleitung der Feuchtepotentialfunktionen	105
6.1.4	Herleitung der Feuchtetransportkenngrößen	110
6.1.4.1	Diffusionstransport	110
6.1.4.2	Kapillartransport	114
6.1.4.3	Überlagerter Feuchtetransport unter isothermen Bedingungen	125
6.1.4.4	Transportkenngrößen als Funktion des Feuchtepotentials	127
6.1.5	Vergleich und Diskussion	130
6.1.5.1	Sorptive Feuchtespeicherung	130
6.1.5.2	Wasserdampfdiffusion	131
6.1.5.3	Kapillarer Feuchtetransport	132
6.1.5.4	Überlagerter Feuchtetransport unter isothermen Bedingungen	136

6.2	Ansätze zur Herleitung der hygrischen Dehnfunktion	137
6.2.1	Hygrische Längenänderungen	137
6.2.2	Überlagerte hygrische Dehnfunktion	141
6.2.3	Diskussion	144
6.3	Numerische Umsetzung	145
6.3.1	Modellbildung und Berechnungsansätze	145
6.3.1.1	Wahl des FE-Modells	146
6.3.1.2	Berechnungsansätze für den Feuchtetransport	147
6.3.1.3	Berechnung der hygrischen Beanspruchungen	150
6.3.1.4	Materialkennwerte	151
6.3.1.5	Beanspruchungen	153
6.3.2	Berechnungsergebnisse	154
6.3.2.1	Zwängung	154
6.3.2.2	Eigenspannungen	155
6.3.2.3	Ausgewitterte Fuge	157
6.3.3	Folgerungen	159
7	Exemplarische Umsetzung am Beispiel des Kuppelmauerwerks der Frauenkirche zu Dresden	161
7.1	Fugenproblematik, Zielsetzung und Vorgehen	161
7.1.1	Fugenproblematik	161
7.1.2	Zielsetzung	162
7.1.3	Vorgehen	164
7.2	Experimentelle Untersuchungen am Sandsteinmaterial	167
7.2.1	Probenmaterial	167
7.2.2	Experimentelle Untersuchungen	168
7.2.2.1	Allgemeine materialkundliche Untersuchungen	168
7.2.2.2	Untersuchungen zum hygrischen Formänderungsverhalten	175
7.2.2.3	Untersuchungen zur Ermittlung mechanischer Kennwerte	177
7.2.2.4	Untersuchungen zur Verwitterungsbeständigkeit	179
7.2.3	Ergebnisse	180
7.2.3.1	Allgemeine materialkundliche Untersuchungen	181
7.2.3.2	Untersuchungen zum hygrischen Formänderungsverhalten	187
7.2.3.3	Untersuchungen zur Ermittlung mechanischer Kennwerte	187
7.2.3.4	Untersuchungen zur Verwitterungsbeständigkeit	191
7.2.4	Bewertung der Ergebnisse	193
7.2.4.1	Postaer Sandsteine	193
7.2.4.2	Reinhardtsdorfer Sandstein	196
7.2.4.3	Altstein	198
7.3	Numerische Untersuchungen	199
7.3.1	Zielsetzung und Vorgehensweise	199
7.3.2	Wahl des Modells	199
7.3.3	Stoffgesetze und Materialkennwerte	202

7.3.4	Beanspruchungen	205
7.3.5	Ergebnisse	206
7.3.5.1	Validierung der Berechnungsansätze	206
7.3.5.2	Feuchteverteilungen	209
7.3.5.3	Spannungen aus Feuchteeinwirkungen	209
7.3.5.4	Anforderungen an den Fugenmörtel	213
7.4	Mörtelentwicklung und -prüfung	216
7.4.1	Vorgehensweise	216
7.4.2	Mischungsrezepturen	218
7.4.2.1	Vergussmörtel	218
7.4.2.2	Verfugmörtel	221
7.4.3	Herstellung und Lagerung der Proben	224
7.4.4	Mörtelprüfung	225
7.4.4.1	Frischmörtelkennwerte	225
7.4.4.2	Physikalische Kennwerte	225
7.4.4.3	Mechanische Kennwerte	226
7.4.4.4	Hygrisches Formänderungsverhalten	228
7.4.4.5	Frost-Tau-Widerstand	228
7.4.4.6	Ausblühverhalten	229
7.4.5	Ergebnisse	231
7.4.5.1	Vergussmörtel	231
7.4.5.2	Verfugmörtel	237
7.4.6	Bewertung und Diskussion	242
7.4.6.1	Vergussmörtel	242
7.4.6.2	Verfugmörtel	245
7.5	Untersuchungen zum Einfluss der Mörtelzusätze	248
7.6	Untersuchungen an den Verbundkörpern	253
7.6.1	Zielsetzung und Vorgehen	253
7.6.2	Versuchsprogramm	255
7.6.3	Ergebnisse	258
7.6.3.1	Ausblühverhalten	258
7.6.3.2	Dauerhaftigkeitsverhalten	259
7.6.4	Bewertung der Ergebnisse und Diskussion	262
7.7	Beurteilung des Konzepts zur Dauerhaftigkeitsoptimierung	265
8	Zusammenfassung und Ausblick	275
9	Literaturverzeichnis	279
10	Anhang	295

Symbolverzeichnis

Lateinische Buchstaben

Symbol	Einheit	Erklärung
A	[m ²]	Fläche
B	[m/√h]	Wassereindringkoeffizient
C	[J/K]	Wärmekapazität
c	[kg/m ³]	Konzentration (z. b. einer Salzlösung)
c _S	[kg/m ³]	Sättigungskonzentration
c _T	[J/(kg·K)]	Spezifische Wärmekapazität des feuchten Baustoffes
c _{T,M}	[J/(kg·K)]	Spezifische Wärmekapazität der Feststoffmatrix
c _{T,V}	[J/(kg·K)]	Spezifische Wärmekapazität des Wasserdampfes
c _{T,W}	[J/(kg·K)]	Spezifische Wärmekapazität des flüssigen Wassers
c _V	[kg/m ³]	Wasserdampfkonzentration
c _{VS}	[kg/m ³]	Wasserdampfsättigungskonzentration
D _{pV}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient des Baustoffes (Ursache: Wasserdampfpartialdruckgradient)
\bar{D}_{pV}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient der Luft (Ursache: Wasserdampfpartialdruckgradient)
D _{cV}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient des Baustoffes (Ursache: Wasserdampfkonzentrationsgradient)
\bar{D}_{cV}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient der Luft (Ursache: Wasserdampfkonzentrationsgradient)
D _{φV}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient in der relativen Luftfeuchte)
$\bar{D}_{φV}$	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient der Luft (Ursache: Gradient in der relativen Luftfeuchte)
D _{u,m V}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient im Feuchtegehalt, massebezogen)
D _{u,v V}	[m ² /h]	Wasserdampfdiffusionskoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient im Feuchtegehalt, volumenbezogen)
D _{∅V}	[m ² /h]	Transportkoeffizient des Baustoffes für die Dampfphase (Ursache: Temperaturgradient)
D _{ΦV}	[m ² /h]	Transportkoeffizient des Baustoffes für die Dampfphase (Ursache: Feuchtepotentialgradient)
D _{∅L}	[m ² /h]	Transportkoeffizient des Baustoffes für die flüssigen Phase (Ursache: Temperaturgradient)
D _{∅L}	[m ² /h]	Kapillarer Feuchteleitkoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient in der Feuchtekonzentration)

$D_{u,mL}$	[m ² /h]	Kapillarer Feuchteleitkoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient im Feuchtegehalt, massebezogen)
$D_{u,vL}$	[m ² /h]	Kapillarer Feuchteleitkoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient im Feuchtegehalt, volumenbezogen)
$D_{\Phi L}$	[m ² /h]	Kapillarer Feuchteleitkoeffizient des Baustoffes (Ursache: Feuchtepotentialgradient)
$D_{u,v}$	[m ² /h]	Überlagerter Feuchtetransportkoeffizient des Baustoffes (Ursache: Gradient im Feuchtegehalt, volumenbezogen)
D_{Φ}	[m ² /h]	Überlagerter Feuchtetransportkoeffizient des Baustoffes (Ursache: Feuchtepotentialgradient)
d	[m]	Durchmesser der Kapillaren
E	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul
g	[kg·m/s ²]	Erdbeschleunigung
h_M	[J/kg]	Enthalpie des Feststoffes
h_W	[J/kg]	Enthalpie des flüssigen Wassers
h_V	[J/kg]	Enthalpie der Dampfphase
K	[m ² /(Pa·h)]	Permeabilität
K_r	[g/cm ²]	Massenverluste im Kristallisationsversuch
k	[m ² /h]	Potentialleitfähigkeit (Lykow [3.21])
k_p	[m ² /s]	Spezifische Durchlässigkeit
L	[m]	Abstandsfaktors nach Powers
L_{cr}	[m]	Kritische Materialdicke
\bar{L}	[J/kg]	Verdampfungswärme
l	[m]	Länge (Abmessung)
\bar{M}_{Mol}	[kg]	Relative Molmasse (bei Wasser 18 g)
m	[kg]	Masse
\dot{m}	[kg/(m ² ·h)]	Massenstromdichte
\dot{m}_D	[kg/(m ² ·h)]	Wasserdampfdiffusionsstromdichte
\dot{m}_P	[kg/(m ² ·h)]	Permeationsstromdichte
$\dot{m}_{\ddot{u}}$	[kg/(m ² ·h)]	Stoffübergangstromdichte
$\dot{m}_{\theta L}$	[kg/(m ² ·h)]	Stromdichte des Flüssigtransports (Ursache: Temperaturgradient)
$\dot{m}_{\theta V}$	[kg/(m ² ·h)]	Stromdichte des Dampftransports (Ursache: Temperaturgradient)
$\dot{m}_{\theta L}$	[kg/(m ² ·h)]	Stromdichte des Flüssigtransports (Ursache: Feuchtegradient)
P	[Pa]	Äußerer Druck

p	[Pa]	Porendruck
p_1	[Pa]	Ausgangsdruck
p_{hyd}	[Pa]	Hydrostatischer Wasserdruck
p_K	[N/m ²]	Kapillardruck
p_v	[Pa]	Wasserdampfpartialdruck
p_{vS}	[Pa]	Wasserdampfpartialdruck der gesättigten Lösung
Q	[J]	Wärmemenge
\dot{Q}	[W/K]	Wärmestrom
\dot{q}	[W/(m ² ·K)]	Wärmestromdichte
$\dot{q}_{\dot{U}}$	[W/(m ² ·K)]	Wärmeübergangstromdichte
R	[J/(kg·K)]	Allgemeine Gaskonstante
r	[m]	Radius der Pore bzw. der Kapillare
r_{max}	[m]	Größter Porenradius
r_s	[m]	Radius der größten wassergefüllten Poren
S	[%]	Porensättigungsgrad
T	[K]	Absolute Temperatur
t	[h]	Zeit
u_m	[M.-%]	Feuchtegehalt (bezogen auf die Masse des trockenen Materials)
$u_{m, \text{max}}$	[M.-%]	Maximaler Feuchtegehalt (bezogen auf die Masse des trockenen Materials)
u_v	[Vol.-%]	Feuchtegehalt (bezogen auf das Volumen)
$u_{v, f}$	[Vol.-%]	Feuchtegehalt bei maximaler freier Wasseraufnahme (bez. auf Volumen)
V	[m ³]	Volumen
V_1	[m ³]	Volumen von Salz und Lösung
V_{Luft}	[Vol.-%]	Luftgehalt im Mörtel
V_Z	[-]	Volumenanteil des Zuschlags
V_B	[-]	Volumenanteil des Bindemittels
v_{Σ}	[ml/g]	Summenporenvolumen für zunehmenden Porenradius
$v_{\Sigma, \text{Hg}}$	[ml/g]	Summenporenvolumen für abnehmenden Porenradius (Hg-Druck-Versuch)
x, y, z	[m]	Ortskoordinaten
W	[kg/(m ² ·√h)]	Wasseraufnahmekoeffizient

Griechische Buchstaben

Symbol	Einheit	Erklärung
α_H		Hygrischer Dehnkoeffizient
α_{Th}	[1/K]	Thermischer Dehnkoeffizient
$\alpha_{Th,Mö}$	[1/K]	Thermischer Dehnkoeffizient des Mörtels
$\alpha_{Th,Z}$	[1/K]	Thermischer Dehnkoeffizient des Zuschlags
$\alpha_{Th,B}$	[1/K]	Thermischer Dehnkoeffizient des Bindemittels
$\alpha_{\dot{U}}$	[W/(m ² ·K)]	Wärmeübergangszahl
β_{BZ}	[N/mm ²]	Biegezugfestigkeit
$\beta_{D,Fuge}$	[N/mm ²]	Druckfestigkeit in der Lagerfuge
β_{HZ}	[N/mm ²]	Haftzugfestigkeit
β_D	[N/mm ²]	Druckfestigkeit
β_Z	[N/mm ²]	Zugfestigkeit
β	[°]	Neigungswinkel der Kapillaren gegen die Horizontale
β_i	[1/Pa]	Kompressibilitätskoeffizient
$\beta_{\dot{U}c}$	[m/h]	Stoffübergangskoeffizient bezogen auf Δc_v
$\beta_{\dot{U}p}$	[kg/(m ² ·h·Pa)]	Stoffübergangskoeffizient bezogen auf Δp_v
$\beta_{\dot{U}\Phi}$	[m/h]	Stoffübergangskoeffizient bezogen auf $\Delta \Phi$
δ	[°]	Randwinkel (Wasser gegen Luft)
ε	[-]	Koeffizient der Phasenänderung (Lykow [3.21])
ε_{ϑ}	[-]	Koeffizient des Temperaturgradienten (Lykow [3.29])
ε_H	[mm/m]	Hygrische Dehnung
ε_{sh}	[mm/m]	Schwinddehnung
ε_{sw}	[mm/m]	Quelldehnung
ε_{Th}	[mm/m]	Thermische Dehnung
Φ	[-]	Feuchtepotential nach Kießl [3.4]
γ	[-]	Verzerrungswinkel
η_L	[mPa·s]	Dynamische Viskositätskoeffizient der Flüssigkeit
ϑ	[°C]	Temperatur
φ	[%]	Relative Luftfeuchte
φ_K	[%]	Relative Kondensationsluftfeuchte
φ_{cr}	[-]	Kriechzahl
κ	[m ² /h]	Kapillare Flüssigkeitsleitfähigkeit (Krischer [3.1])
λ	[W/(m·K)]	Wärmeleitfähigkeit
$\bar{\lambda}$	[m]	Mittlere freie Weglänge
μ	[-]	Diffusionswiderstandszahl

μ_l	[-]	Widerstandszahl (Krischer [3.1])
ν	[-]	Querkontraktionszahl
Θ	[m]	Feuchtepotential (De Vries [3.5])
θ	[kg/m ³]	Feuchtekonzentration (flüssige Phase), bezogen auf die Trockenmasse
θ_v	[m ³ /m ³]	Feuchtekonzentration (flüssige Phase), bezogen auf das Volumen
ρ_{Roh}	[kg/m ³]	Trockenrohichte des Feststoffes
ρ_{Rein}	[kg/m ³]	Reindichte des Feststoffes
ρ_L	[kg/m ³]	Dichte der Flüssigkeit
ρ_V	[kg/m ³]	Dichte des Dampfes
ρ_{VS}	[kg/m ³]	Dichte des gesättigten Dampfes
ρ_W	[kg/m ³]	Dichte des Wassers
σ_L	[N/m]	Grenzflächenspannung einer Flüssigkeit (z. B. Wasser gegen Luft)
σ_W	[N/m]	Oberflächenspannung des Wassers
σ_{xx}	[N/mm ²]	Spannung in Richtung der x-Achse
τ_{HS}	[N/mm ²]	Haftscherfestigkeit
ω	[-]	Wasserzementwert bzw. Wasserbindemittelwert
Ψ	[m ³ /m ³]	Gesamtporosität
Ψ'	[Vol.-%]	Gesamtporosität
ζ	[-]	Korrekturfaktor (Kießl [3.4])

Indizes zur Kennzeichnung thermisch-hygrischer Parameter

Symbol	Erklärung
D	Diffusion
E	Effusion
H	Hygrisch bedingte Verformungen
K	Kapillartransport
L	Flüssige Phase
M	Feststoffmatrix
P	Permeation
S	Sättigung
T	Temperaturgradient bzw. Temperatur [Kelvin]
Th	Thermisch bedingte Verformungen
Ü	Übergang
W	Wasser

V	Dampfphase
c_v	Feuchtegradient in der Dampfphase
f	freie Wasseraufnahme (ohne Einwirkung eines Überdruckes)
g	Schwerkraft
m	bezogen auf die Masse des trocknen Materials
sh	Schwinden (Shrinkage)
v	Volumenbezogen
ϑ	Temperaturgradient bzw. Temperatur [°C]
φ	Gradient der relativen Luftfeuchte
θ	Feuchtegradient, flüssige Phase

Mathematische Operatoren

Symbol	Erklärung
d	Gewöhnliches Differential
∂	Partielles Differential
Δ	Differenz
$\nabla = i \cdot \frac{\partial}{\partial x} + j \cdot \frac{\partial}{\partial y} + k \cdot \frac{\partial}{\partial z}$	Nabla-Operator (mit i, j, k = konst.)

1 Einführung

1.1 Problemstellung

Viele Natursteinfassaden zeigen neben zum Teil ausgeprägten Schäden an der Steinsubstanz auch gravierende Schäden im Fugenbereich wie Flankenabrisse zwischen Stein und Mörtel, Risse im Mörtel und herausgelöste Mörtelstücke. Häufig stellt sich die Frage nach der Notwendigkeit einer Fugeninstandsetzung. Aus statischen Gründen ist die Instandsetzung ausgewitterter Mörtelfugen im Regelfall nicht erforderlich. Eine andere Bedeutung kommt der Instandsetzung unter dem Aspekt der bauphysikalischen Hintergründe zu. Bei Natursteinmauerwerk sind Mörtelfugen in der Regel die Schwachstellen hinsichtlich der Festigkeit und der Wasseraufnahme. Es gilt als gesichert, dass Verwitterungsschäden in der Regel von den Mörtelfugen ausgehen und dass der Zerfall des gesamten Mauerwerks durch Fugenschäden erheblich beschleunigt wird.

Instandsetzungsmaßnahmen sind daher aus verschiedenen Gründen wünschenswert und sinnvoll. Voraussetzung für eine erfolgreiche Fugeninstandsetzung ist jedoch die sorgfältige Auswahl geeigneter Mörtelmaterialien, denn durch Einsatz ungeeigneter Instandsetzungsmörtel oder Steine wird nicht selten eine gravierende Verschlechterung der Mauerwerksdauerhaftigkeit erreicht. Häufig sind Schäden an restauriertem Mauerwerk auf die Anwendung eines ungeeigneten Mörtels oder auf Ausführungsmängel zurückzuführen. Es besteht somit eine dringende Notwendigkeit, für den jeweiligen Anwendungsfall geeignete Mauerwerksmaterialien einsetzen zu können.

Im Mittelpunkt der vorliegenden Arbeit steht die Frage nach denjenigen Material- bzw. Einflussparametern, die im jeweiligen Einzelfall das Verwitterungsverhalten des Mauerwerks charakterisieren, denen eine besondere Bedeutung hinsichtlich der Gesteinsdauerhaftigkeit zukommt und denen deswegen bei der Gesteinsauswahl besondere Aufmerksamkeit zu widmen ist. Die Beantwortung dieser Frage ist ausgesprochen komplexer Natur und bedarf umfassender Vorkenntnisse hinsichtlich der möglichen Schädigungsmechanismen. Dabei muss stets die Gesamtheit aller Umstände und Randbedingungen im Zusammenhang berücksichtigt werden. Hierzu zählen klimatische, konstruktive und materialtechnologische Randbedingungen sowie Randbedingungen im Zusammenhang mit der Errichtung bzw. des Einbaus.

Obwohl die Anforderungen, die an geeignete Natursteine und Instandsetzungsmörtel zu stellen sind, im Grundsatz her bekannt sind bzw. sich auf der Grundlage einfacher Überlegungen in allgemeiner Form herleiten lassen, bestehen ohne weitere Angaben für den konkreten Anwendungsfall in der Regel erhebliche Unsicherheiten bei der Spezifikation der Kriterien, nach denen die in Betracht kommenden Materialien ausgewählt werden sollen. Diese Unsicherheiten betreffen sowohl die quantitative Abschätzung von Grenzwerten als auch die Festle-

gung einer Prioritätsrangfolge der Eigenschaften für den jeweiligen Anwendungsfall. Die Auswahl geeigneter Mörtel und Steine für den jeweiligen Anwendungsfall erfolgt in der Regel auf der Basis baupraktischer Erfahrungen. Ohne nähere quantitative Angaben zu den Anforderungskriterien liegt es im subjektiven Ermessen des Verantwortlichen, die maßgebenden Materialanforderungen zu erkennen und die geeignetsten verfügbaren Baustoffe auszuwählen. Trotz ggf. vorhandener Erfahrung des Auswählenden bleibt dabei gerade bei nicht alltäglichen Fällen ein gewisses Restrisiko der ungeeigneten Materialauswahl mit den genannten Konsequenzen bestehen. Neben der Angabe von Grenzwerten kommt bei der Materialauswahl, aber gerade auch bei der Eigenschaftsoptimierung von Instandsetzungsmörteln der Prioritätsrangfolge eine besondere Bedeutung zu, weil es sich in der Regel als praktisch unmöglich erweist, alle wünschenswerten Eigenschaften zu erfüllen bzw. auf den gewünschten Zielwert einzustellen. Sowohl die Auswahl vorhandener Sandsteine und Mörtel als auch die Entwicklung speziell abgestimmter Instandsetzungsmörtel stellen daher stets einen Kompromiss zwischen angestrebten Zieleigenschaften und den unter praktischen Gesichtspunkten erreichbaren Ergebnissen dar. Eine Rangfolge der Materialeigenschaften hinsichtlich ihres Einflusses auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften des Mauerwerks ist dabei ein willkommenes Hilfsmittel, um die für die Mörteloptimierung zu setzenden Prioritäten sinnvoll festlegen zu können.

In der Literatur finden sich in Bezug auf Instandsetzungsmörtel und Steinergänzungsstoffe eine Reihe von allgemeinen Angaben und Untersuchungsergebnissen, aus denen entsprechende Anforderungskriterien hergeleitet werden können. Die Entwicklung von Instandsetzungsmörteln allein auf der Grundlage dieser Kriterien ist jedoch gerade in speziellen Anwendungsfällen für den planenden Ingenieur bzw. Denkmalpfleger mit erheblichen Unsicherheiten verbunden, da aus diesen Angaben in der Regel nicht hervor geht, welche Grenzwerte unbedingt eingehalten werden müssen bzw. welche Eigenschaften eher von untergeordneter Bedeutung hinsichtlich der Mauerwerksdauerhaftigkeit sind. Klare Vorgehenskonzepte existieren in diesem Zusammenhang bislang nicht. In Anbetracht der Komplexität der Aufgabenstellungen bei der Planung von geeigneten Instandsetzungsmaßnahmen sind diese Kriterien für den Standardfall als wenig hilfreich und in außergewöhnlichen Spezialfällen als unzureichend zu bewerten. Allen dort genannten Eigenschaften in der Gesamtheit quantitativ exakt gerecht zu werden, erweist sich zudem im Zuge einer Mörtelentwicklung in der Regel als praktisch unmöglich. Daher müssen häufig geeignete Kompromisse eingegangen werden. In Bezug auf die Auswahl der maßgebenden Anforderungskriterien sind entsprechende Prioritäten zu setzen. Zudem ist es in vielen Fällen für eine hinreichende Mauerwerksdauerhaftigkeit gar nicht zwingend erforderlich, alle Anforderungskriterien gleichermaßen exakt zu erfüllen.

Um darüber hinausgehend auch für spezielle Anwendungsfälle mit ausreichender Sicherheit und mit vertretbarem Aufwand dauerhafte Instandsetzungsmörtel

entwickeln zu können, bedarf es einer Zusammenstellung von Anforderungskriterien, die sich an den tatsächlich zu erwartenden Beanspruchungen orientieren. Es wird davon ausgegangen, dass sich durch eine Konzentration auf eine begrenzte Anzahl von Anforderungskriterien das im Rahmen einer Mörteloptimierung angestrebte Ziel in der Regel erheblich wirkungsvoller umsetzen lässt, als im Falle einer breit gefächerten Eigenschaftsoptimierung. Zudem muss prinzipiell vor einer Eigenschaftsoptimierung in jedem Einzelfall geklärt werden, welches überhaupt die maßgebenden Beanspruchungen sind, denen das zu optimierende Mauerwerk ausgesetzt ist. Für die Herleitung entsprechender Anforderungskriterien ist daher stets eine umfassende Analyse der im Mauerwerk auftretenden Spannungen und Verformungen erforderlich, die neben der Kenntnis der Mauerwerksausführung zutreffende Angaben in Bezug auf die zu erwartenden Witterungseinflüsse sowie auf das zu verwendende Gesteinsmaterial voraussetzen. Das setzt wiederum umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Gesteinseigenschaften voraus.

Es wird davon ausgegangen, dass sich durch speziell auf die Verhältnisse des Einzelfalls abgestimmte Instandsetzungs- bzw. Neubaumaßnahmen optimale Dauerhaftigkeitseigenschaften von Natursteinmauerwerk erzielen lassen. Wissenschaftlich belegte Untersuchungen sind zu dieser Problematik bislang jedoch nicht bekannt. Es existieren daher erhebliche Kenntnislücken insbesondere in Bezug auf die prinzipiellen Möglichkeiten und Potentiale, die sich aus einer auf den Einzelfall abgestimmten Dauerhaftigkeitsoptimierung von Natursteinmauerwerk eröffnen.

1.2 Zielsetzung und Vorgehen

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Entwicklung und Erprobung eines wissenschaftlich begründeten Konzepts, das sich als Leitfaden für anspruchsvolle Instandsetzungsaufgaben an Natursteinfassaden unter Berücksichtigung objekt-spezifischer Bedingungen eignet.

Das Konzept soll eine Vorgehensweise aufzeigen, um die in Bezug auf die Dauerhaftigkeit maßgebenden Materialeigenschaften von Sandsteinen und Mörteln zu identifizieren und die Aufstellung einer Prioritätenfolge von Materialeigenschaften hinsichtlich ihres Einflusses auf die Größenordnung der witterungsbedingten Spannungen im Mauerwerk zu ermöglichen. Zudem sollen anhand des Konzepts quantitative Anforderungskriterien für die Auswahl von geeigneten Gesteins- und Fugenmaterialien abgeleitet werden können.

Im Rahmen der wissenschaftlichen Erarbeitung des Vorgehenskonzepts wurden folgende Untersuchungsschwerpunkte festgelegt:

- Analyse der witterungsbedingten Beanspruchungen
- Untersuchung der Feuchttransportvorgänge bzw. die Vorgänge der Wärmeleitung
- Analyse der thermisch-hygrisch bedingten Spannungen und Verformungen

Darüber hinaus waren eine große Anzahl materialkundlicher (i. d. R. experimenteller) Untersuchungen erforderlich, um Materialkennwerte zu bestimmen, Materialeigenschaften zu optimieren und um die Optimierungsergebnisse zu überprüfen.

Das Vorgehenskonzept selbst besteht im Wesentlichen aus experimentellen Untersuchungen am Gesteinsmaterial, aus numerischen Untersuchungen sowie aus experimentellen Untersuchungen zur Mörtelentwicklung.

Nach einer entsprechenden Vorauswahl wird das für einen Einsatz im Mauerwerk in Betracht kommende Gesteinsmaterial einer umfangreichen experimentellen Untersuchung unterzogen. Bei entsprechender Eignung kann der Optimierungsprozess unter Verwendung der jeweiligen Gesteinsvarietät fortgesetzt werden.

Ein wesentlicher Bestandteil der Konzepts besteht darin, mit Hilfe numerischer Untersuchungen die durch die Temperatur- und Feuchteeinwirkung auf die Mauerwerksoberfläche entstehenden Verformungen und Spannungen im Stein-Mörtel-Stein-Verbund abzuschätzen und daraus Anforderungen an den Fugenmörtel herzuleiten. Bei den Berechnungen finden die Materialkennwerte der für das Mauerwerk verwendeten bzw. vorgesehenen Sandsteine Eingang.

Vor Durchführung der numerischen Untersuchungen war die Aufarbeitung der bekannten Temperatur- bzw. Feuchtebilanzgleichungen erforderlich, mit der der Wärme- und Feuchtehaushalt einer u. U. auch sehr komplexen Mauerwerksstruktur auf dem Wege der numerischen Simulation analysiert werden kann. Zudem mussten thermisch-hygrische Materialkennwerte bereitgestellt und Randbedingungen definiert werden, um das Problem mit Hilfe geeigneter Berechnungsprogramme bearbeiten zu können.

Die Entwicklung der Mörtel umfasst die Auswahl geeigneter Mörtelkomponenten und den Entwurf geeigneter Mischungsrezepturen. Hiervon werden dann entsprechende Probekörper hergestellt und geprüft. Die Ergebnisse dieser Mörtelprüfungen bilden die Bewertungsgrundlage für die Mörtel eignungsbeurteilung.

Die Mörteloptimierung verfolgt das grundsätzliche Ziel, Fugenmörtel zu entwickeln, deren Materialkennwerte den Sollwerten möglichst weitgehend entsprechen.

chen. Hierbei kann ggf. von bereits vorhandenen Mörtelrezepturen ausgegangen werden. Durch Veränderung dieser Ausgangsrezeptur lassen sich nach einer speziellen Vorgehensweise neue Mörtelmischungen mit verbesserten Eigenschaften gewinnen.

Im Rahmen von Untersuchungen an Mauerwerkskörpern werden die optimierten Mörtel im Verbund mit den ausgewählten Sandsteinen in beschleunigten Verwitterungssimulationsversuchen erprobt. Anhand der Ergebnisse derartiger Versuche zeigt sich, welche Kombinationen aus Sandstein und Mörtel letztlich für den Einsatz im Bauwerk die günstigsten Eigenschaften aufweisen.

Je nach Bedarf kann der Untersuchungs- und Prüfaufwand – z. B. um Untersuchungen zum Ausblühverhalten – erweitert werden.

Die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungsergebnisse wurden im Rahmen eines Forschungsprojekts zur Dauerhaftigkeitsoptimierung des Kuppelmauerwerks der wiedererrichteten Frauenkirche in Dresden gewonnen, das am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie – Abteilung Baustofftechnologie – der Universität Karlsruhe (TH) durchgeführt wurde.

1.3 Gliederung der Arbeit

Im Anschluss an die Einführung in Kapitel 1 behandeln die Kapitel 2 bis 4 die wissenschaftlichen Grundlagen dieser Arbeit und fassen den Stand der Kenntnisse zusammen. Während in Kapitel 2 die witterungsbedingten Schäden an Sandsteinmauerwerk vorgestellt werden, erläutert Kapitel 3 die Problematik des Wärme- und Feuchtehaushalts poröser Baustoffe, zu denen auch Sandsteine und Mörtel gezählt werden können. Gegenstand des 4. Kapitels sind die thermisch-hygrischen Beanspruchungen in Mauerwerk.

Im Mittelpunkt des Kapitels 5 der vorliegenden Arbeit steht die Frage nach denjenigen Material- bzw. Einflussparametern, die das Verwitterungsverhalten der Mauerwerksmaterialien charakterisieren. In den Abschnitten 5.2.1 und 5.2.2 sind jeweils diejenigen Aspekte und Parameter zusammengestellt, die im Hinblick auf das Verwitterungsverhalten der Sandsteine bzw. der Mörtel von Bedeutung sind. Diese Zusammenstellung beruht auf den Ergebnissen der o. g. Literatursichtung. Sie wird im Rahmen dieser Arbeit ausführlich diskutiert.

Der Abschnitt 5.3 befasst sich mit den Ansatzmöglichkeiten einer Dauerhaftigkeitsoptimierung und gibt einen Überblick über die wichtigsten Zusammenstellungen von Mörtelanforderungskriterien aus der entsprechenden Literatur. Die dort spezifizierten qualitativen und quantitativen Angaben werden diskutiert.

Darüber hinaus wird in Abschnitt 5.4 ein Konzept vorgestellt, wie die Dauerhaftigkeit von Sandsteinmauerwerk verbessert werden kann. Die Entwicklung eines optimierten Instandsetzungsmörtels steht dabei im Mittelpunkt. Das vorgestellte Konzept lässt sich prinzipiell für die Instandsetzung von Natursteinmauerwerk allgemein heranziehen und ist sowohl auf die Reparatur/Sanierung von bereits bestehendem Mauerwerk als auch auf die Errichtung von Neubauten in Mauerwerksbauweise übertragbar.

Aufbauend auf den Grundlagen, die in den Kapiteln 2, 3 und 4 behandelt werden, erläutert Kapitel 6 vertiefend die theoretischen Hintergründe des geschilderten Konzepts. Dabei steht die Aufbereitung der hygrischen Speicher-, Transport- und Verformungskenngrößen der Mauerwerksmaterialien in Abhängigkeit vom allgemeinen Feuchtepotential nach Kießl im Mittelpunkt. Darüber hinaus werden die Möglichkeiten der rechnerischen Simulation hygrischer Transportvorgänge sowie der daraus resultierenden Spannungen und Verformungen im Mauerwerksmodell vorgestellt.

Das Kapitel 7 stellt die exemplarische Umsetzung des vorgeschlagenen Ansatzes im Rahmen eines konkreten Anwendungsfalls vor. Dabei handelt es sich um die angestrebte Dauerhaftigkeitsverbesserung des Kuppelmauerwerks beim Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden. Der Aufbau dieses Kapitels gibt nicht nur das Vorgehen bei der Umsetzung des Konzepts sondern auch die zeitlichen Abfolge bei der Durchführung der Untersuchungen zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Sandsteinmauerwerk wieder. Das 7. Kapitel beinhaltet darüber hinaus auch eine ausführliche Beschreibung der experimentellen Untersuchungen an Sandsteinen und Mörteln, die für die Bestimmung der Materialkennwerte und -eigenschaften erforderlich sind. Den Abschluss des Kapitels 7 bildet die kritische Diskussion der erzielten Optimierungsergebnisse unter Berücksichtigung konventioneller Verfahren und Ansätze aus der Literatur.

Kapitel 8 fasst die Arbeit zusammen und liefert einen Ausblick auf zukünftige Forschungsarbeiten und Untersuchungsansätze.

2 Witterungsbedingte Schäden an Sandsteinmauerwerk

2.1 Gesteinsverwitterung

2.1.1 Grundbegriffe

Unter Verwitterung versteht man Prozesse, die Gesteine zerstören, zersetzen und zerteilen. Auslöser dieser Prozesse sind Vorgänge, die sich direkt oder indirekt aus der Einwirkung der „Witterung“ ergeben. Darunter ist die teils regelmäßige, teils unregelmäßige zeitliche Abfolge von Erwärmung und Abkühlung sowie von Befeuchtung und Austrocknung zu verstehen. Dabei kommt es zunächst zu einer latenten witterungsbedingten Schädigung, die schließlich zu einer sichtbaren Schädigung führt [2.1]. Zudem können Agenzien, die auf der Gesteinsoberfläche reagieren bzw. in die Poren des Gesteins eindringen, Verwitterungsprozesse auslösen. Je nach Art der bei der Gesteinsverwitterung ablaufenden Prozesse und Mechanismen bzw. nach Art des Angriffs können Verwitterungsvorgänge an Natursteinen in drei Hauptgruppen eingeteilt werden [2.2] [2.3] [2.4]. Man unterscheidet dabei zwischen physikalischer, chemischer und biologischer Gesteinsverwitterung (siehe dazu Abbildung 2.1). Diese Verwitterungsarten lassen sich jedoch nicht scharf von einander trennen, da sie aufgrund der Umwelteinflüsse stets miteinander gekoppelt auftreten.

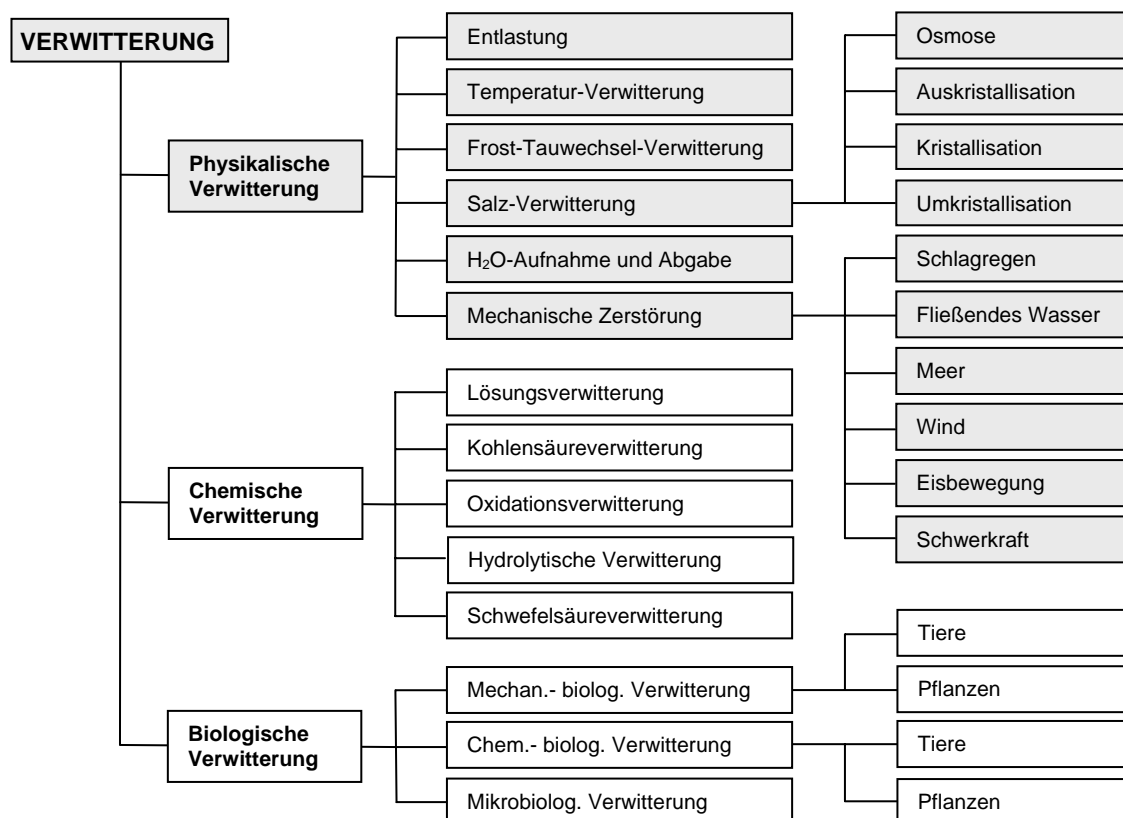


Abbildung 2.1: Klassifikation der Verwitterungsarten [2.2]

Während die physikalische Verwitterung eine mechanische Zerstörung des Gesteins bewirkt, beruht die chemische Verwitterung auf der Auflösung bzw. Zer-

setzung von Gesteinskomponenten. Die chemische Verwitterung wird im Besonderen durch die physikalische Verwitterung beschleunigt bzw. in ihrer Intensität verstärkt. Im Unterschied zur physikalischen Verwitterung, die in der Regel nur an der Gesteinsoberfläche auftritt, können die Prozesse der chemischen Verwitterung auch noch tief im Gesteinsinneren ablaufen. Ein weiterer Unterschied zwischen der physikalischen und der chemischen Verwitterung besteht in der stofflichen Umwandlung der Gesteinsbestandteile. Im Gegensatz zur physikalischen kann bei der chemischen Verwitterung eine chemisch-mineralogische Veränderung der Mineralkomponenten festgestellt werden. Chemische Verwitterungsmechanismen gehen meist auf Reaktionen zwischen Sulfaten und anderen Komponenten zurück [2.5]. Zu den wichtigsten Vorgängen, die hierbei von Bedeutung sind, gehören Lösungs-, Oxidations-, Hydratations- sowie Karbonatisierungs- und Hydrolyseprozesse [2.6].

In der Praxis lassen sich Verwitterungserscheinungen nur selten auf eine einzelne Komponente der physikalischen, chemischen oder biologischen Verwitterung zurückführen. In der Regel bestehen direkte Zusammenhänge und Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Mechanismen der drei Verwitterungskategorien. Grundsätzlich können Zerfallsmechanismen, die der Kategorie der chemischen Gesteinsverwitterung zugeordnet werden müssen, den Ablauf physikalischer Verwitterungsprozesse begünstigen bzw. blockieren [2.7].

Für den umgekehrten Fall, bei dem Prozesse der physikalischen Verwitterung chemische Gesteinszerfallsvorgänge auslösen, existieren ebenfalls Beispiele.

Häufig wird als dritte Kategorie die als Folge biologischer Angriffe feststellbare Gesteinsverwitterung aufgeführt [2.3] [2.8] [2.9]. Die dabei ablaufenden Prozesse lassen sich grundsätzlich jedoch auch auf chemische oder physikalische Vorgänge sowie auf Kombinationen von beiden zurückführen [2.2] [2.6].

In den geographischen Breiten Mitteleuropas lassen sich die meisten Verwitterungsschäden, die an Natursteinbauwerken feststellbar sind, auf physikalische Prozesse der Frost-Tau-Wechselverwitterung, der Salzverwitterung sowie auf Kombinationen von beiden zurückführen. Der physikalischen Verwitterung kommt daher eine besondere Bedeutung zu [2.6] [2.10]. Die Aspekte der physikalischen Verwitterung, mit denen sich diese Arbeit schwerpunktmäßig befasst, sind in Abbildung 2.1 grau unterlegt. Wesentliche Voraussetzung für das Ablau- fen dieser Zerfallsmechanismen ist das Vorhandensein von Wasser im Gestein. Der Wassergehalt wirkt sich dabei als begrenzender Einflussparameter aus. Für den Ablauf und die Intensität der Verwitterungsprozesse sind neben den Witte- rungseinflüssen selbst im Wesentlichen die Eigenschaften der jeweiligen Ge- steine maßgebend, die in Kapitel 7 eingehend behandelt werden. Den Feuch- tetransporteigenschaften der Gesteine kommt dabei eine herausragende Bedeu- tung zu. Zudem ist hervorzuheben, dass in der Regel nicht nur jeweils eine Ka-

tegorie der Verwitterung vorliegt, sondern eine Kombination aus mehreren Formen. In den humiden Klimazonen Mitteleuropas treten daher Phänomene der physikalischen Verwitterung meist zusammen mit Prozessen des chemischen Gesteinszerfalls auf. Dabei ist es jedoch durchaus möglich, dass eine der beiden Zerfallsarten in ihrer Schädigungsintensität oder ihrem Schädigungsausmaß stark in den Vordergrund tritt, während die jeweils andere kaum feststellbar ist.

2.1.2 Physikalische Verwitterung

Bei der physikalischen Verwitterung kann zwischen der Temperaturverwitterung, der Frost-Tau-Verwitterung, der Salzverwitterung sowie der Feuchteverwitterung unterschieden werden [2.11]. Im Weiteren sind in diesem Zusammenhang die Verwitterung durch Wind als auch die biologisch-physikalische Verwitterung zu nennen, die oben bereits Erwähnung fand.

2.1.2.1 Temperaturverwitterung

Als Temperaturverwitterung bezeichnet man Schädigungsvorgänge, die sich als Folge temperaturabhängiger Volumenänderungen der Mineralien im Gefüge des Gesteins einstellen. Da die Dichte und damit das spezifische Volumen der mineralischen Gesteinskomponenten mit steigender bzw. fallender Temperatur zu- bzw. abnimmt, kommt es dabei zu Veränderungen der Gefügestruktur des Gesteins. Unterschiedliche thermische Ausdehnungskoeffizienten der verschiedenen gesteinsbildenden Minerale, die zudem in der Regel richtungsabhängig sind, führen zu Zwängungen und Verzerrungen innerhalb des Gesteinsgefüges. Dabei entstehen Spannungen innerhalb der Körner. Besonders kritisch in Bezug auf die Gesteinsverwitterung sind dabei die Beanspruchungen in den Korn-zu-Korn-Verbindungen. Übersteigen die mechanischen Beanspruchungen infolge von Temperatureinwirkungen die aufnehmbaren Zugspannungen oder die Scherfestigkeit dieses Korn-zu-Korn-Verbundes, ist dort mit einer dauerhaften Gefügelockerung und damit mit der Zerstörung des Gesteins zu rechnen. In der Regel kommt es jedoch nicht zu einer sofortigen Zerstörung des Korn-zu-Korn-Verbundes als Folge einer einmaligen Temperaturveränderung. Der Schädigungsmechanismus beruht hier zumeist auf einer mit jedem Temperaturwechsel allmählich fortschreitenden Gefügauflockerung, die die Verwitterungsanfälligkeit des Gesteins gegenüber anderen Verwitterungsmechanismen zum Teil deutlich erhöhen kann. Während gerade in besonders dichten Gesteinen, wie z. B. Granit, mit vergleichsweise großen Kristallen ausgesprochen hohe Temperaturspannungen entstehen können, ist durch die zum Teil sehr elastischen Korn-zu-Korn-Verbindungen vieler tonig gebundener Sandsteine ein Spannungsabbau im Gesteinsgefüge möglich [2.11].

Da Salze besonders hohe thermische Ausdehnungskoeffizienten besitzen, ergibt sich daraus eine besonders hohe mechanische Beanspruchung des Gesteinsgefüges in Bereichen, die intensiven thermischen Beanspruchungen bei gleichzeitiger hoher Salzanreicherung ausgesetzt sind [2.11].

2.1.2.2 Feuchteverwitterung

Ähnlich wie bei der Erwärmung kommt es bei porösen Gesteinen zur einer Expansion des Volumens infolge einer Wasseraufnahme. Dementsprechend bewirkt eine Austrocknung eine Gefügekcontraktion. Die Größenordnung dieser Volumenexpansion hängt dabei sehr stark von der Porengrößenverteilung, vom Grad der Durchfeuchtung sowie von der Art der Kornbindungen ab. Als auslösende Mechanismen kommen dabei Wasseradsorptions- und Wasserdesorptionsvorgänge in Betracht, die innerhalb des Gesteinporenvolumens stattfinden. Das Bestreben des Gesteins, sein Volumen bei einer Wasseraufnahme zu vergrößern, führt zu einer Beanspruchung des Korngefüges, wie sie auch bei der thermischen Volumenexpansion entstehen kann. Dabei sind auch im Falle der hygrischen Expansion bzw. der Kontraktion die Korn-zu-Korn-Verbindungen besonders intensiven mechanischen Beanspruchungen ausgesetzt, die im ungünstigsten Fall zur Gefügelockerung führen können. Während die thermische Expansion des Sandsteingefüges jedoch in erster Linie auf die Volumenänderung der einzelnen Sandsteinkörner infolge einer Temperaturänderung zurückzuführen ist, kommt es bei der hygrischen Expansion zur Änderung von Oberflächenspannungszuständen durch die Zu- oder Abnahme der Wassermenge innerhalb der Gesteinsporen [2.11]. Der ursächliche Mechanismus der Feuchteverwitterung, nämlich der häufige Wechsel von hygrischer Expansion und Kontraktion, besteht daher im Angreifen von Oberflächenkräften bzw. -spannungen entlang der Gesteinsporenwände.

Sandsteine mit überwiegend aus tonigem Material bestehenden Korn-zu-Korn-Verbindungen weisen zum Teil deutlich größere hygrische Verformungen als solche Gesteine mit überwiegend kieseligen Kornbindungen auf [2.12] [2.13]. Dieses Verhalten kann im Wesentlichen auf die vergleichsweise starke Quellfähigkeit des tonigen Materials der Kornbindungen, die bei Wasserzutritt ihr Volumen durch Einlagerung von Wassermolekülen erheblich vergrößern können, zurückgeführt werden [2.13] [2.14]. Das hat zur Konsequenz, dass solche überwiegend tonig gebundenen Sandsteine, bedingt durch das ausgeprägte hygrische Formänderungsbestreben und aufgrund der relativ geringen Festigkeit dieser tonigen Korn-zu-Korn-Verbindungen, in der Regel erheblich geringere Verwitterungsbeständigkeiten aufweisen als quarzitisches gebundene Sandsteine [2.13].

Die Gesteinsschädigung vollzieht sich bei der Feuchteverwitterung ähnlich wie bei der Temperaturverwitterung allmählich als Folge wiederholter Befeuchtung

und Austrocknung des Gesteins [2.10]. Dabei kommt es in der Regel nicht zu einem plötzlichen Aufbrechen der Korn-zu-Korn-Verbindungen sondern zu einer vergleichsweise langsamen Gefügebrauchung, die erst in ihrem Endstadium sichtbare Schäden erkennen lässt [2.15]. Feuchteverwitterung wird verursacht durch sich fortlaufend ändernde Feuchtegehalte im Gestein als Folge von Beregnung und Austrocknung. Bei den dabei ablaufenden Mechanismen handelt es sich um vergleichsweise langsam ablaufende Vorgänge. Dies gilt im Besonderen für den Feuchte-transportmechanismus der Diffusion, der in Bezug auf die Austrocknung von porösen Baustoffen als maßgebend für die Dauer des Austrocknungsvorgangs bezeichnet werden kann. Aus diesem Grunde handelt es sich auch bei den Feuchteverwitterungsprozessen grundsätzlich um vergleichsweise langsam fortschreitende Zerfallsvorgänge [2.11] [2.16].

2.1.2.3 Frost-Tau-Verwitterung

Ähnlich wie bei der bereits behandelten Temperatur- und Feuchteverwitterung stellen sich die Schäden der Frost-Tau-Verwitterung in der Regel als Folge einer zyklischen Abfolge von Erwärmung und Abkühlung des Gesteins ein, die zu einer allmählich fortschreitenden Gefügebrauchung führt. Im Wechsel der tages- und jahreszeitlich auftretenden thermischen und hygrischen Beanspruchungen kann sich das Gefüge eines Natursteins erheblich verändern, so dass sich die Eigenschaften des verwitterten Gesteins unter Umständen deutlich von denen des bruchfrischen Materials unterscheiden. Dabei kommt jedoch der Art der Beanspruchung eine entscheidende Bedeutung in Bezug auf den Umfang der Gefügebrauchungen zu. Während sich die Porengrößenverteilung eines Sandsteins infolge einer reinen Temperaturwechselbeanspruchung auch nach Durchlaufen einer größeren Anzahl von Beanspruchungszyklen meist nur geringfügig verändert, kommt es durch Feuchteeinwirkungen in Verbindung mit zyklischen Frost-Tau-Wechseln in der Regel zu erheblich größeren Gefügebrauchungen [2.1]. Diese Gefügebrauchungen lassen sich zu einem überwiegenden Teil auf die Lockerung der Korn-zu-Korn-Verbindungen zurückführen.

Wie bereits in Bezug auf die Temperatur- und die Feuchteverwitterung hervorgehoben worden ist, handelt es sich gerade bei den Korn-zu-Korn-Verbindungen in der Regel um Gefügebrauchungszonen mit vergleichsweise ungünstigen Querschnittsverhältnissen und damit um besonders intensiv beanspruchte Bereiche. In diesen Korn-zu-Korn-Verbindungen sind die Zug- aber auch die Schubbeanspruchungen, die sich als Folge einer Eisbildung innerhalb des Gesteinsporenvolumens ergeben, besonders groß. Die Festigkeit dieser Korn-zu-Korn-Verbindungen stellt daher eine in Bezug auf die Frostbeständigkeit maßgebende Materialeigenschaft dar.

Bei der Frost-Tau-Verwitterung handelt es sich um eine Art der Gesteinsschädigung, deren Ursachen noch nicht vollständig geklärt sind. In der Literatur wird zwischen 3 theoretischen Ansätzen zur Erklärung der Gefügeschädigung infolge eines Frostangriffs unterschieden [2.17] [2.18]:

- a) Theorie der Volumenexpansion
- b) Theorie des hydraulischen Drucks
- c) Kristallisationstheorie

Diese 3 theoretischen Ansätze werden im Folgenden eingehender erläutert:

a) Theorie der Volumenexpansion

Da Wasser im gefrorenen Zustand eine geringere Dichte als im flüssigen Zustand aufweist, kommt es bei der Eisbildung unter Atmosphärendruck zu einer Volumenvergrößerung des gefrierenden Wassers um ca. 9 % [2.3] [2.19]. Findet diese Phasenumwandlung in einem geschlossenen Gefäß statt, können sich daraus erhebliche mechanische Beanspruchungen innerhalb der Gefäßwänden ergeben. Bei einer Temperatur von -22 °C erreicht diese Spannung im geschlossenen System einen Wert von $207,5\text{ N/mm}^2$ (vgl. Abbildung 2.2, Bereich des Tripel-Punktes Wasser-Eis I-Eis III).

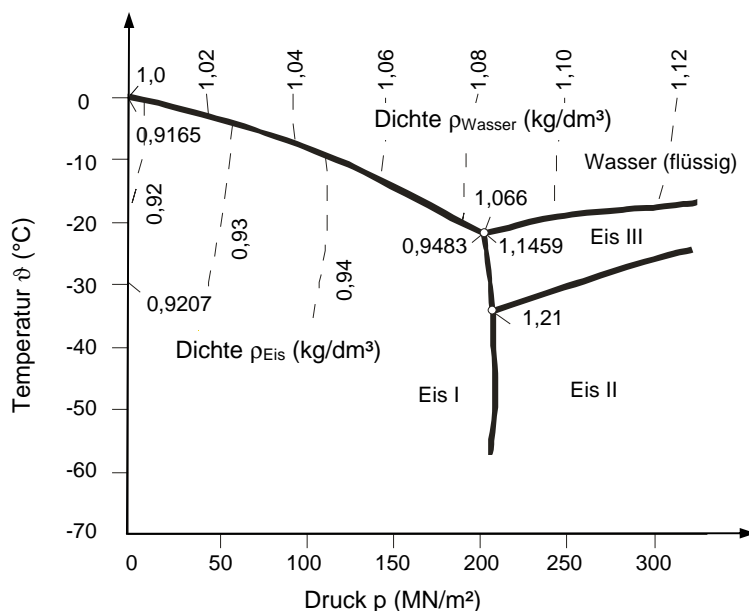


Abbildung 2.2: Druck-Temperatur-Dichte-Diagramm der Phasen Wasser (flüssig) und Eis (Unterbrochene Linien kennzeichnen Linien gleicher Dichte) [2.20]

Befindet sich das Wasser in geschlossenen Poren und ist allseitigem Druck ausgesetzt, erniedrigt sich der Gefrierpunkt um etwa $0,07\text{ °C}$ je 1 N/mm^2 Drucker-

höhung [2.21]. Dabei kann es je nach Material und Beschaffenheit dieser Wandungen unter Umständen zu einer dauerhaften Schädigung des Gefäßes kommen. Dieser Schädigungsmechanismus lässt sich prinzipiell auf die Verhältnisse innerhalb eines porösen Gesteins übertragen. Dabei entsprechen die Wandungen des Gefäßes den Rändern der Gesteinsporen bzw. der inneren Oberfläche dieser Poren. Ähnlich wie bei der Feuchteverwitterung setzt auch bei der Frost-Tau-Verwitterung der Schädigungsmechanismus in den Gesteinsporen an [2.11]. Auch hier müssen die mechanischen Beanspruchungen vom Korngerüst des Gesteins aufgenommen werden können, wenn eine Gefügeschädigung ausgeschlossen sein soll. Wesentliche Einflussfaktoren sind dabei neben dem Grad der Wasserfüllung und den Porositätseigenschaften auch die Temperaturdifferenz und die Abkühlgeschwindigkeit. In Abbildung 2.3 sind die Zusammenhänge und Einflüsse dieser Parameter auf das Verhalten des Gesteins bei Frosteinwirkung in schematischer und stark vereinfachter Form dargestellt. Die dabei ablaufenden Wirkungsmechanismen werden im Folgenden eingehend erläutert.

Neben den physikalisch-mineralogischen Eigenschaften der Korn-zu-Korn-Verbindungen sind die Porositätseigenschaften sowie der Feuchtegehalt des Gesteins während der Frostperiode von entscheidender Bedeutung für das Ausmaß der Frostverwitterung. Dabei ist der Porensättigungsgrad S hervorzuheben, der angibt, wie groß der Anteil des Gesamtporenvolumens eines Gesteins ist, der sich unter Atmosphärendruckverhältnissen mit Wasser füllt. Porensättigungsgrade von $S \geq 90 \%$ des Gesamtporenvolumens während eines Gefriervorgangs sind grundsätzlich als besonders kritisch zu bewerten. Käme es zur einer Eisbildung innerhalb der Poren eines derart intensiv durchfeuchteten Sandsteins, hätte das zur Folge, dass der Volumenexpansion des gefrierenden Wassers von etwa 9 % nicht genügend freies Gesteinsporenvolumen zur Verfügung steht, um eine Frostschädigung infolge eines einzigen Frostereignisses auszuschließen. Rissbildung an den Korn-zu-Korn-Verbindungen wäre die Konsequenz [2.3].

Anhand des oben beschriebenen Sachverhaltes wird deutlich, dass die Frostbeständigkeit eines Baustoffes in einem direkten Zusammenhang mit den Porositäts- sowie den Feuchte-transporteigenschaften des Materials steht. Das tatsächliche Feuchteverhalten von porösen Baustoffen und insbesondere von Sandsteinen ist daher in entscheidendem Maße von den jeweiligen Porositätseigenschaften des Materials wie beispielsweise der Porengrößenverteilung als auch den Feuchtespeichereigenschaften abhängig. Hierbei handelt es sich um Materialkennwerte, die auch zur Beurteilung der Frostbeständigkeit herangezogen werden können. Die Unterschiede und Schwankungen dieser Eigenschaften und der damit einhergehenden Kennwerte können zwischen verschiedenen Gesteinen ausgesprochen groß sein bzw. große Werte annehmen. Ein Gestein, in dem auch in intensiv durchfeuchtetem Zustand noch in ausreichendem Maße luftgefüllte Poren vorhanden sind, die ggf. die Volumenexpansion des gefrierenden Wassers aufnehmen können (Sättigungsgrad $S \leq 90 \%$), darf zumindest in grober Nähe-

ung als frostbeständig bezeichnet werden [2.13] [2.22]. Eindeutige Aussagen in Bezug auf das Verwitterungsverhalten eines Sandsteins bei Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen allein auf der Grundlage des Sättigungswertes S sind jedoch nicht mit hinreichender Sicherheit möglich [2.6].

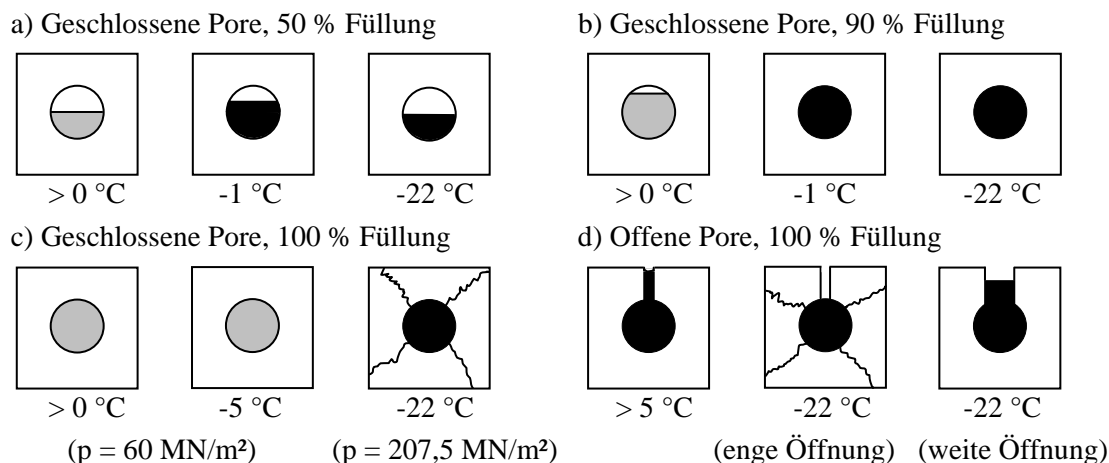


Abbildung 2.3: Schematische Darstellung der Frostsprengwirkung (in Anlehnung an [2.21])

- a) Geschlossene Pore (50 % Wasserfüllung): keine Druck- bzw. Sprengwirkung
- b) Geschlossene Pore (90 % Wasserfüllung):
 - bei $\vartheta = -1\text{ }^{\circ}\text{C}$ Grenzfall \Rightarrow keine Druckwirkung
 - bei $\vartheta = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$ Kontraktion \Rightarrow Zugspannungen
- c) Geschlossene Pore (100 % Wasserfüllung):
 - bei $\vartheta = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$ Expansion \Rightarrow Starke Druckwirkung, keine Eisbildung
 - bei $\vartheta = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$ Zerstörung des Gefüges \Rightarrow Gefügeentspannung, Eisbildung
- d) Offene Pore (100 % Porenfüllung):
 - bei $\vartheta = -5\text{ }^{\circ}\text{C}$, langsame Abkühlung \Rightarrow Druckausgleich, keine Schädigung
 - bei $\vartheta = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$, schnelle Abkühlung \Rightarrow bei engen Öffnungen Zerstörung des Gefüges
 - bei $\vartheta = -22\text{ }^{\circ}\text{C}$, schnelle Abkühlung \Rightarrow bei weiten Öffnungen Aufweitung des Gefüges

Porensättigungsgrade von $S = 90\%$ des Gesamtporenvolumen oder größer sind bei Natursteinen unter praktischen Bedingungen jedoch eher selten [2.13]. Besonders in den großen Gesteinsporen von Baustoffen kommt es unter klimatischen Verhältnissen, wie sie an realen Bauwerken zu erwarten sind, in der Regel lediglich zu einer Feuchtfilmbildung d. h. zu einer Benetzung der Porenwänden sowie der Eckbereiche („Zwickel“), während kleine Poren unter Umständen vollständig mit Wasser gefüllt sein können. Diese nicht vollständig mit Wasser gesättigten, luftgefüllten Poren mit großem Porenradius bieten daher prinzipiell ausreichend Raum, um die Volumenexpansion des gefrierenden Wassers aufnehmen zu können. Die meisten Frostschäden lassen sich daher auf Schädigungsmechanismen in den Gesteinsporen zurückführen, die ihre Wirkung auch bei geringeren Sättigungsgraden als $S = 90\%$ entfalten können.

b) Theorie des hydraulischen Druckes

Die Theorie des hydraulischen Druckes beruht ähnlich wie Theorie a) auf der Volumenexpansion des gefrierenden Wassers. Jedoch wird bei der Theorie des hydraulischen Druckes die Schädigung nicht auf die Eisbildung selbst, sondern auf die als Folge der Eisbildung hervorgerufene Verdrängung des noch flüssigen Wassers zurückgeführt. Dabei wird in der Literatur zwischen 2 Fällen unterschieden. In beiden Fällen wird davon ausgegangen, dass bei der Eisbildung in annähernd gesättigten Gesteinsporen Wasser aus diesen Poren herausgedrängt werden muss. Im ersten Fall – Fall b1) – müssen erhebliche Strömungswiderstände überwunden werden, um die bei der Eisbildung verdrängten Wassermengen in entsprechender Zeit in Poren kleineren Durchmessers zu drücken. Die dabei entstehenden hydraulischen Drücke können in Größenordnungen liegen, die eine Zerstörung des Gesteinsgefüges nach sich ziehen ([2.17] bzw. [2.23]).

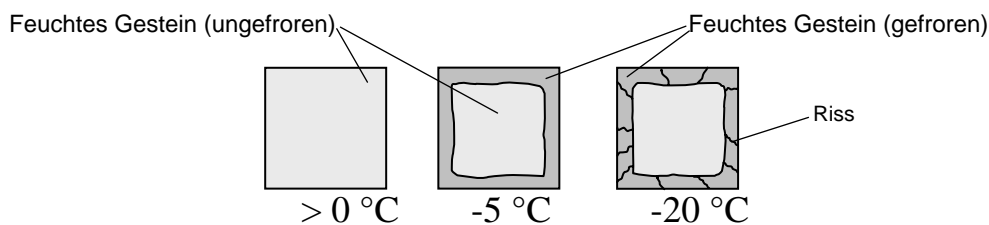


Abbildung 2.4: Wirkungsprinzip der Gesteinsschädigung durch Frostversiegelung (in Anlehnung an [2.21])

Poröses Gestein (Poren zusammenhängend, 90 % Wasserfüllung):

- bei $\vartheta = -5 \text{ °C}$ Eisbildung in den Randzonen \Rightarrow Versiegelung der ungefrorenen Innenzonen
- bei $\vartheta < -5 \text{ °C}$ Ausdehnung der gefrorenen Randzonen \Rightarrow Sprengwirkung durch Kompression des ungefrorenen Wassers in den Innenzonen

Im zweiten Fall – Fall b2) – liegen ähnliche Bedingungen vor, wie im vorstehend geschilderten Fall b1), d. h. die Poren weisen während der Eisbildung einen sehr hohen Sättigungsgrad auf. Im Unterschied zu Fall b1) kann das Wasser jedoch nicht in benachbarte Poren verdrängt werden, da dieser Ausweichprozess infolge des hohen Porensättigungsgrades sowie durch entsprechende Randbedingungen stark behindert oder gar unterbunden wird. Derartige Randbedingungen liegen beispielsweise dann vor, wenn die gesamte Oberfläche des Gesteins durch Eisbildung versiegelt ist [2.24]. Auch hier sind hohe hydrostatische Drücke im Porenvolumen des Gesteins die Folge, die ein Versagen der Korn-zu-Korn-Verbindungen bzw. Abplatzungen verursachen können (siehe dazu Abbildung 2.4).

Im Unterschied zum Fall b2) ist für das Abfließen der Mechanismen nach Theorie b1) eine ausreichend schnelle Abkühlung des Gesteinsgefüges erforderlich, da sich die beschriebenen hohen hydrostatischen Drücke nur dann ausbilden,

wenn die Verdrängungsprozesse als Folge der Eisbildung in den Gesteinsporen schneller ablaufen, als es die resultierenden Strömungswiderstände bei der Ausweichbewegung des verdrängten Wassers in benachbarte Poren zulassen. Die gefügezerstörenden Mechanismen gemäß Theorie b2) können ihre Wirkung hingegen auch bei relativ langsamer Abkühlung entwickeln. In beiden Fällen ist jedoch eine ausreichende Porensättigung Voraussetzung für die Ausbildung ihrer Schädigungswirkung.

Im Folgenden wird der Fall b1) – ohne Eisversiegelung – eingehender betrachtet. Bei einer entsprechend schmalen Werkstoffprobe kann das bei der Eisbildung verdrängte, ungefrorene Wasser aus der Probe heraus gedrängt werden, ohne dass das Werkstoffgefüge dabei geschädigt wird. Mit zunehmender Probendicke vergrößert sich mit der Weglänge (den das verdrängte Wasser bei dieser Ausweichbewegung zurücklegen muss) auch der Strömungswiderstand, der bei der Verdrängungsbewegung zu überwinden ist. Ist die Dicke der Werkstoffprobe gerade so groß, dass die Höhe des bei der Eisbildung entstehenden Verdrängungsdrucks zu Gefügeschädigungen führt, ist die kritische Dicke L_{cr} erreicht. Da diese kritische Schalendicke L_{cr} von der wassergesättigten Gefügestruktur abhängig ist, kann sie als Materialkennwert definiert werden [2.18].

Bei der fortschreitenden Feuchteaufnahme eines porösen Baustoffs reduziert sich das Volumen der verbleibenden noch luftgefüllten Poren zunehmend. Die spezifische Oberfläche dieser noch luftgefüllten Poren vermindert sich dabei ebenfalls. Mit zunehmendem Feuchtegehalt des Baustoffs wird auch der Weg L länger, den das ungefrorene Wasser bei der Eisbildung in den Poren zurücklegen muss, um eine noch luftgefüllte Pore zu erreichen. Nimmt bei fortschreitender Feuchteaufnahme die Weglänge L den Werts L_{cr} an, können sich im Falle der Eisbildung hydraulische Drücke in der Größenordnung der Gesteinsfestigkeit im Baustoffgefüge aufbauen. Der dabei vorliegende Feuchtegehalt in der Baustoffprobe entspricht dem kritischen Feuchtegehalt nach Powers [2.25]. Wird dieser Feuchtegehalt überschritten, ist gemäß der Hypothese mit Frostschäden zu rechnen.

c) Kristallisationstheorie

Da das Wasser bei sinkenden Temperaturen zunächst in den großen Poren gefriert und erst bei weiter abnehmenden Temperaturen auch in den kleineren zu Eis erstarrt, kommt es innerhalb des Gesteinsporensystems zu Feuchtetransportprozessen aufgrund von lokalen Druckdifferenzen zwischen Poren mit unterschiedlichen Radien [2.3]. Das noch ungefrorene Wasser strömt dabei aus den Poren kleinen Durchmessers in die großen Poren, in denen die Kristallisation des Eises stattfindet. Während die größeren Poren durch die Eisbildung aufgeweitet werden können, erfahren die kleineren Poren dabei eine Kontrakti-

on. Dieses Kontraktionsbestreben resultiert aus Transportvorgängen des zur Fortsetzung der Eisbildung (Kristallisation) in den größeren Poren erforderlichen noch ungefrorenen Wassers, das hierfür aus den kleineren Poren heraus in die größeren Poren transportiert werden muss. Bei Porensättigungsgraden zwischen $S = 40\%$ und $S = 70\%$ ist dieses Kontraktionsbestreben am intensivsten ausgeprägt (siehe dazu Abbildung 2.5). Erst bei größeren Sättigungsgraden kommt es im Gesteinsgefüge primär zu Expansionsphänomenen aufgrund der dabei dominierenden Volumenvergrößerung des gefrierenden Wassers [2.26].

Im Rahmen von Untersuchungen an verschiedenen Porenbetonen hat sich gezeigt, dass die an den untersuchten Proben bei niedrigen Sättigungsgraden beobachteten Kontraktionsverformungen während der Eisbildung in Expansionsverformungen umschlugen, sobald ein bestimmter Sättigungsgrad S erreicht bzw. überschritten wurde. Bei diesem Sättigungsgrad handelt es sich um den so genannten kritischen Sättigungsgrad S_{cr} .

Bei Sättigungsgraden $S < S_{cr}$ steht der freien Eisbildung genügend Raum zur Verfügung, wobei ungefrorenes Porenwasser zwischen den Porenwänden und den sich bildenden Eiskristallen zunächst ohne Widerstand transportiert werden kann. Die Wachstumszone der Eiskristalle liegt dabei überwiegend in den Öffnungsbereichen von Luftporen (siehe Abbildung 2.5).

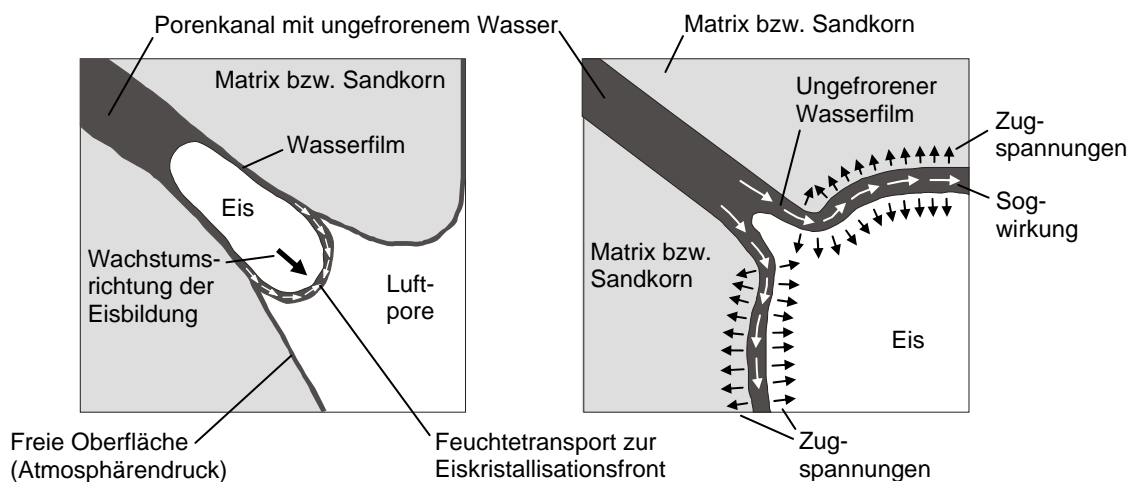


Abbildung 2.5: Eisbildung im Öffnungsbereich einer luftgefüllten Pore (in Anlehnung an [2.26])

Zur Fortsetzung der Eisbildung an den Luft-Eis-Grenzflächen muss laufend weiteres flüssiges Wasser angezogen werden. Mit zunehmender Größe der Eiskristalle reduziert sich die Querschnittsfläche des Transportwegs, durch den Wasser angezogen wird, bis auf die Dicke eines dünnen Flüssigkeitsfilms entlang der Porenwandoberfläche. Durch die dabei auftretende Sogwirkung infolge der Reduktion der Filmdicke übertragen sich Zugspannungen, die die Volumenkontraktion verursachen.

Der kritische Sättigungsgrad S_{cr} entspricht dem Feuchtegehalt, bei dem alle Mikroporen sowie ein Teil der größeren Poren (Durchmesser $D < 100 \mu\text{m}$) durch Eisbildung verstopft sind. In diesem Zustand ist der Transport von flüssigem Wasser entlang der Porenwände nicht mehr möglich. Bei Sättigungsgraden von $S > S_{cr}$ kommt es zur Ausbildung von Porendrücken, die eine Volumenexpansion zur Folge haben.

Als Folge häufig wiederholter Gefrier- und Tauvorgänge kommt es in zementgebundenen porösen Materialien wie Beton in Kombination mit einem Feuchteangebot an der Oberfläche des Bauteils zu einem Anstieg des Porenfüllungsgrades ("Mikroeislinsepumpe" nach Setzer [2.27]). Dabei bewirken die Frost-Tau-Wechsel zunächst lediglich eine Zunahme des Feuchtegehaltes in den Baustoffporen (d. h. in den Kapillarporen des Betons). Die eigentliche Frostschädigung setzt nach [2.27] erst dann ein, wenn der Porenfüllungsgrad so hoch ist, dass die Volumenexpansion des gefrierenden Wassers eine entsprechende Sprengwirkung auf das Zementgel ausübt. Die Feuchteaufnahme beruht dabei auf der bereits beschriebenen Sogwirkung während der Frostphase, die die Eisbildung in den Kapillarporen auf das ungefrorene Wasser in den feinen Gelporen ausübt. Dabei kommt es zur Kontraktion des Zementgels ("Gefrierschwinden"). Beim anschließenden Erwärmen dehnt sich das Zementgel wieder aus und saugt zusätzliches Wasser aus äußeren Bereichen des Bauteils in die Gelporen, da das Eis in den Kapillarporen noch länger gefroren ist.

In der Praxis können grundsätzlich alle Mechanismen der 3 beschriebenen Zerstörungstheorien (d. h. die Theorie der Volumenexpansion, die Theorie des hydraulischen Druckes als auch die Kristallisationstheorie) zu Frostschäden am Bauwerk führen. Häufig lassen sich Abplatzungen größerer Teile eines Gesteinsblockes auf die Sprengwirkung der Mechanismen gemäß der Theorie des hydraulischen Druckes in Kombination mit einer vergleichsweise schnellen Abkühlung zurückführen [2.17] [2.18]. Dem gegenüber werden Zerfallserscheinungen, bei denen es zu einem schalenartigen Abplatzen oberflächenparalleler Gesteinspartikel kommt, im Wesentlichen im Zusammenhang mit den Schädigungsmechanismen entsprechend der Kristallisationstheorie als Folge einer eher langsamen Abkühlung betrachtet (siehe dazu auch Abschnitte 2.1.3.3 bzw. 2.1.3.4).

2.1.2.4 Salzverwitterung

Natursteine können in ihren Poren wasserlösliche Salze als natürlichen Bestandteil enthalten. Häufiger haben sich die Salze jedoch erst nach der Entnahme des Gesteins aus seiner natürlichen Umgebung bzw. nach dem Einbau des Gesteins in ein Bauwerk in den Poren abgelagert. Die Salze können dabei sowohl aus tiefer liegenden Bauwerksbereichen (Boden, Verkehrsflächen etc.) bzw. anderen

Baustoffen als auch über die den Witterungseinflüssen ausgesetzte Bauwerks-oberfläche in das Gesteinsinnere gelangt sein. Von dort ist – in Verbindung mit Feuchtigkeit – ein Weitertransport der Salze in verschiedene Richtungen möglich.

Salze können Naturstein auf vielfältige Weise schädigen. Grundsätzlich wirken sich leicht lösliche Salze wegen der höheren Konzentration eher auf die chemische Beschaffenheit der Mineralgrenzflächen aus. Da dies zu wesentlichen Anteilen Ionenaustauschreaktionen betrifft, reagieren tonig gebundene Sandsteine anfälliger als Sandsteine mit vorwiegend kieseliger Kornbindung. Lösungs- und Kristallisationsvorgänge können bei entsprechender Porenradienverteilung und Porenstruktur schädigend wirken. Kommt es zur Deposition mäßig löslicher Salze (wie z. B. Gips) im Porenraum, so können diese in den Zwickelräumen der Poren eine Art Keilwirkung hervorrufen. Die Rückverformung von ursprünglich reversiblen Quellverformungen wird dadurch zunehmend blockiert. Als Folge dieser Gipsablagerungen im Gefüge der betroffenen Sandsteine ergeben sich daher häufig irreversible Aufweitungen der Zwickelporenbereiche. Da salzfreies Gestein auf Trocknung mit einer Kontraktion, salzbelastetes jedoch mit Expansion reagiert, kann es an den Grenzen beider Bereiche besonders während einer Verdunstungsphase zu hohen Scherbelastungen kommen [2.28] [2.29]. Auch mäßig lösliche Salze können grundsätzlich eine Schädigungswirkung in porösen Sandsteinen entfalten. Ihre Wirkung entwickelt sich im Gestein jedoch in der Regel erheblich langsamer als die der leicht löslichen Salze.

Die Bildung von Salzkristallen aus einer gesättigten Lösung wird häufig als wichtigster Schädigungsmechanismus angeführt [2.30]. Bilden sich Salzkristalle in den Poren eines Sandsteins, so kann dies dazu führen, dass die wachsenden Salzkristalle die angrenzenden Körner des Sandsteins auseinanderdrücken und dabei die Korn-zu-Korn-Verbindungen zerstören. Ursache hierfür ist die Volumenexpansion der entstehenden Salzkristalle, die auch unter äußerem Druck stattfinden kann [2.31] [2.32] [2.33]. Die Volumenexpansion während der Salzkristallisation verursacht dabei prinzipiell ähnlich Beanspruchungen des Gesteinsgefüges wie die Volumenexpansion des gefrierenden Wassers. Daher lassen sich auch die Verwitterungsprozesse, die auf die Kristallisation von Salzen innerhalb des Gesteinsporengefüges zurückzuführen sind, zur Kategorie der physikalischen Verwitterung zählen. Jedoch unterscheiden sich die Beanspruchungsintensitäten beider Verwitterungsarten voneinander. In der Regel wird der Salzverwitterung dabei eine intensivere Schädigungswirkung zugesprochen.

Die 3 Hydrate des Natriumkarbonats sind in der Natur sehr verbreitet. Während ihrer Entstehung können sich Spannungen aufbauen, die ein Gestein zerstören [2.11] [2.20] [2.34]. Natriumsulfat entwickelt im Rahmen des Kristallisationsversuchs in Anlehnung an DIN 52 111 ([2.35], siehe dazu auch Abschnitt 8.3) eine ausgesprochen rasche und daher intensive Schädigungswirkung. Die dabei

ablaufende Hydratation und Dehydratation von Thenardit bzw. Mirabilit lässt sich mehrmals pro Tag wiederholen. Dieser Versuch wird daher im Allgemeinen zur Analyse der Dauerhaftigkeitseigenschaften von porösen Baustoffen wie Natursteinen und Gesteinskörnungen herangezogen. In diesem Versuch werden die Baustoffproben einer abwechselnden Lagerung in gesättigter Natriumsulfatlösung bei 20 °C bzw. einer Trocknung bei einer Temperatur von 105 °C unterzogen. Während der Trocknungsphase bei 105 °C findet die Salzkristallisation unter Bildung von Thenardit (Na_2SO_4) in den Poren der Proben statt.

Die Reaktionsgleichung für die Kristallisation von Natriumsulfat lautet:



Anschließend kühlen die Proben im Exsikkator auf 20 °C ab. Danach schließt sich jeweils der Tauchvorgang in gesättigter Natriumsulfatlösung an. Hierbei erfolgt die Umwandlung der bei der Trocknung entstandenen Kristalle in den Poren der Probekörper zu Natriumsulfat-10-Hydrat (Mirabilit oder Glaubersalz: $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$), die mit einer starken Volumenexpansion der Salzkristalle verbunden ist. Das im Rahmen der Versuchsdurchführung anhand eigener Experimente beobachtete Schädigungsverhalten der Proben deckt sich mit Erkenntnissen aus der Literatur ([2.17], siehe dazu auch Kapitel 8). Es zeigte sich dabei, dass ein Schädigungsfortschritt jeweils ausschließlich während der Tauchphase in der Salzlösung (Umkristallisation) stattfindet. In der Kristallisationsphase wurden keine Zerfallserscheinungen an den Proben beobachtet. Unter baupraktischen Temperaturverhältnissen kommt der Schädigungswirkung infolge der Hydratumwandlung einer Natriumsulfatlösung eine eher untergeordnete Bedeutung zu [2.17].

2.1.3 Verwitterungsschäden an Sandsteinen

Unter Verwitterungsschäden an Sandsteinen ist die Gesamtheit aller negativen Veränderungen der Gesteinseigenschaften zu verstehen, die sich als Folge von Witterungseinflüssen einstellen. Dabei ist grundsätzlich zwischen Gesteinsveränderungen mit und ohne Materialverlust zu unterscheiden. Im Mittelpunkt der Arbeit stehen im Folgenden Schäden der physikalischen Verwitterung, die mit einer Veränderung der thermisch-hygrischen sowie der mechanischen Gesteinseigenschaften einhergehen. Verwitterungsschäden mit überwiegend ästhetischer Beeinträchtigung der Gesteinseigenschaften, wie z. B. Oberflächenverfärbungen, bleiben hier daher weitgehend unberücksichtigt.

Zu den wichtigsten Erscheinungsformen von Verwitterungsschäden an Sandstein zählen neben dem Abbröckeln und dem Absanden auch Schalen- und Krustenbildungen sowie Verfärbungen der Gesteinsoberflächen. Dabei ist her-

vorzuheben, dass es im Falle des Abbröckelns, des Absandens und der Schalenbildung zu einem Abtrennen der Sandsteinpartikel vom Gesteinsuntergrund, d. h. zu Materialverlusten kommt, während bei der Krustenbildung bzw. bei der Verfärbung lediglich Veränderungen der Oberflächenbeschaffenheit des Gesteins zunächst noch ohne Trenneffekte feststellbar sind. Neben ästhetischen Beeinträchtigungen der Gesteinsoberflächen stellen Krusten, Ausblühungen und Verfärbungen jedoch in vielen Fällen Vorstufen von gravierenderen Verwitterungsschäden dar, die zum Teil mit Materialtrenneffekten einhergehen. Eine Einstufung dieser Gesteinsbeeinträchtigung als Verwitterungsschaden erweist sich vor diesem Hintergrund durchaus als gerechtfertigt.

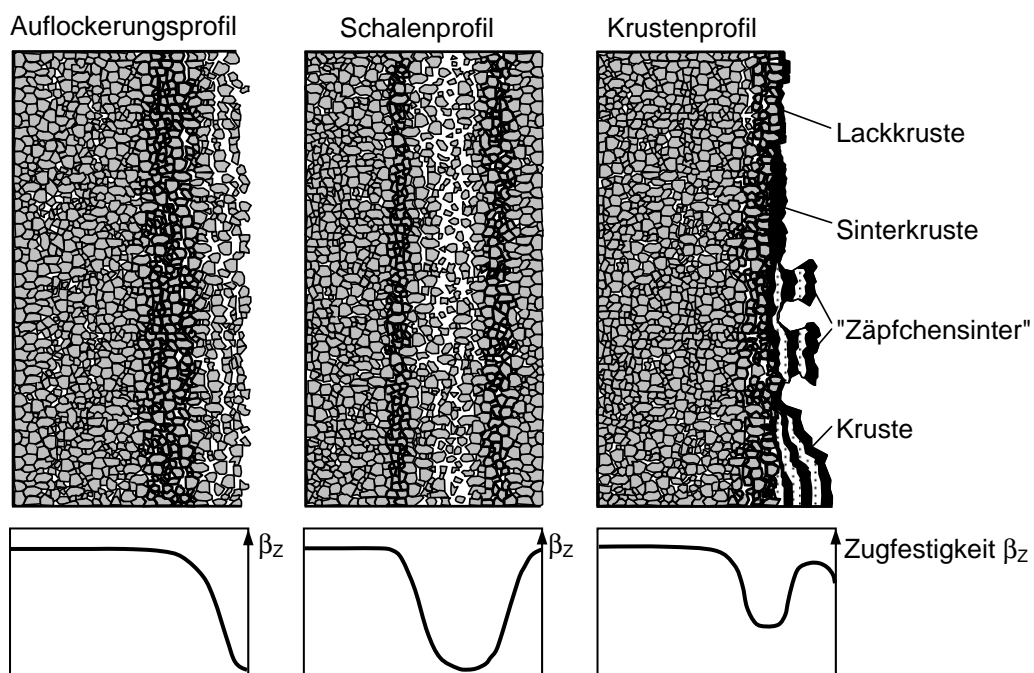


Abbildung 2.6: Schematische Darstellung typischer Verwitterungsprofile für Sandstein und Verteilungen der Gesteinszugfestigkeit (in Anlehnung an [2.36])

Risse stellen Gesteinszerstörungen dar, die zwar mit Trenneffekten, jedoch nicht zwangsläufig mit Materialverlusten verbunden sind. Mit den Rissen entstehen Spalten in der Gesteinsoberfläche, die sich in ihrer Geometrie und ihrer Orientierung deutlich voneinander unterscheiden können. Man unterscheidet hierbei vorzugsweise schichtparallele und schichtunabhängige Rissbildung im Gestein. Als Ursache für eine Rissbildung ist die Überschreitung der Gesteinszug- bzw. der Gesteinsschubfestigkeit zu nennen. Diese ist bei Sandsteinen in der Regel auf das Versagen der Korn-zu-Korn-Verbindungen des Gesteinsgefüges zurück zu führen. Risse können auch ohne Massenverluste bereits erhebliche Verwitterungsschäden darstellen, die mit einer Verminderung der Standsicherheit, der Dauerhaftigkeit sowie der Ästhetik des jeweiligen Bauteils einhergehen können.

Zudem zeigen sich Risse als Vorstufen von Verwitterungsschäden, die in ihrem Endstadium stets mit Massenverlusten verbunden sind. Die Erscheinungsbilder dieser Schäden können dabei je nach Art der Witterungseinflüsse sowie der Gesteinseigenschaften sehr unterschiedlich ausfallen.

Massenverluste und Risse in Gesteinsoberflächen sind die Folge einer Zermürbung des Materials aufgrund von witterungsbedingten mechanischen Beanspruchungen im Gesteinsgefüge. Diese Materialzermürbung führt in der Regel zu einer Verminderung der Gesteinszugfestigkeit. Je nach Art und Intensität der witterungsbedingten Beanspruchung sowie der Gesteinseigenschaften kann sich dabei ein charakteristisches Gesteinsfestigkeitsprofil im Gefüge einstellen. Die Lage der entfestigten Zone im Gesteinsgefüge ist ausschlaggebend für das Erscheinungsbild des Verwitterungsschadens. Abbildung 2.6 zeigt eine Zusammenstellung der Festigkeitsverteilungen für ein Auflockerungsprofil sowie für jeweils ein Schalen- und ein Krustenprofil.

Für jedes der in Abbildung 2.6 dargestellten Verwitterungsprofile ist eine Vielzahl von Erscheinungsformen möglich. In der Praxis zeigen sich Verwitterungsschäden sehr häufig als Kombinationen mehrerer Erscheinungsformen. Beispielsweise können sich Verwitterungsschäden an Sandsteinen, deren Gefüge dem Auflockerungsprofil gemäß der Darstellung in Abbildung 2.6 entspricht, in Form von Absandungs-, Abmehlungs- und Abbröckelungserscheinungen zeigen. Die wesentlichen Erscheinungsbilder der oben genannten Verwitterungsformen und -profile werden in den folgenden Abschnitten eingehend vorgestellt.

Absanden und Abmehlen

Unter Absanden versteht man den Zerfall des Sandsteins in deutlich sichtbare Einzelkörner. Den Gesteinszerfall in feinste Partikel, die im Einzelnen nicht mehr mit dem Auge sichtbar sind, nennt man Abmehlen [2.37]. Im Rahmen experimenteller Untersuchungen an Sandsteinprobekörpern konnte zudem gezeigt werden, dass Absandungserscheinungen vorzugsweise in Verbindung mit Trocknungsvorgängen innerhalb der Proben auftreten [2.38].

Abbröckeln

Beim Abbröckeln kommt es zum Ausbrechen von vergleichsweise kleinen Gesteinspartikeln in Form von kompakten, unregelmäßigen Bruchstücken. Die Größe dieser abbröckelnden Gesteinsstücke variiert dabei in Größenordnungen von Millimetern bis Zentimetern. Abbröckelungen entstehen durch Risse im Gefüge. Häufig treten Abbröckelungen zusammen mit Absandungserscheinungen auf [2.22]. Während das Abbröckeln vorzugsweise an homogenen Gesteinsbereichen festgestellt werden kann, kommt es in geschichteten Partien eher zum Ablättern oder Abschalen [2.12].

Absprengen

Gesteinsschäden, die sich durch das Ablösen größerer zusammenhängender Teile des Gesteinsblockes auszeichnen, werden als Absprengungen bezeichnet. Der geschädigte Gesteinsblock wird dabei von mindestens einem durchgehenden Riss zerteilt. Nach dem Zerspringen des Gesteinsblocks können größere Teilstücke bzw. Hälften unter Umständen nahezu unverändert in ihrer Ausgangsposition verbleiben. In der Regel fallen kleinere gesprengte Bruchstücke jedoch ab.

Schalenbildung

Die Schalenbildung zeichnet sich dadurch aus, dass sich bis in eine Tiefe von etwa 2 cm bis 3 cm unter der Gesteinsoberfläche eine geschwächte Zone bildet. Die Oberfläche der geschädigten Sandsteine kann dabei unter Umständen äußerlich unverändert und frei von sichtbaren Schäden sein. Mit zunehmender Schädigungsintensität weitet sich diese geschwächte, mürbe Zone unterhalb der Gesteinsoberfläche aus, bis es an der Oberfläche zu einem flächigen Ablösen der ungeschädigten Bereiche kommt (siehe Abbildung 2.7). Diese Oberflächenbereiche können dann als Schale vom Gesteinsuntergrund abgehoben werden. Dabei kommt es in den Auflockerungszonen auch verstärkt zu Absandungserscheinungen [2.7] [2.13] [2.36] [2.37].

Handelt es sich bei den flächig abgelösten Bruchstücken eher um kleine dünne Oberflächenstücke, die sich nur lokal von der Gesteinsoberfläche abheben, spricht man von Schuppenbildung [2.38] [2.39].

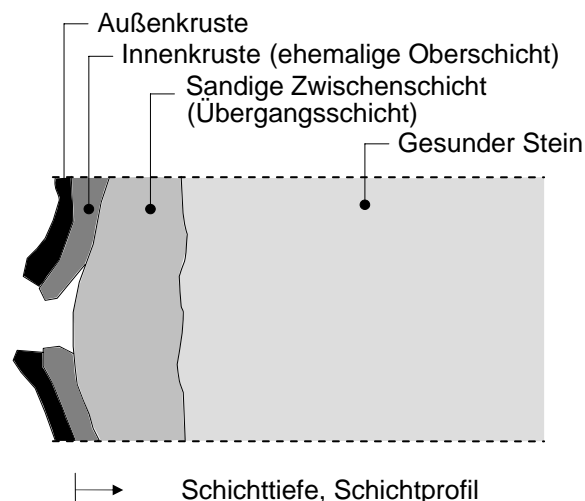


Abbildung 2.7: Schematische Darstellung der Schalenbildung [2.22]

Neben der Schalenbildung existieren jedoch noch andere Formen des Ablöses schalenartiger Gesteinspartikel bzw. weitere Ursachen für derartige Zerfallerscheinungen. Dazu gehört im Wesentlichen das schalenartige Ablösen von Gesteinsoberflächen als Folge einer Krustenbildung.

Krustenbildung

Krusten bilden sich vorwiegend in regengeschützten Bereichen eines Bauteils aus Anlagerungen von Salzen, Staub, Flugascheteilchen, Ruß und organischen Substanzen. An Bereichen, die regelmäßig stark beregnet werden, findet bei jedem Regenereignis eine Auswaschung der angelagerten Bestandteile statt. In diesen Bereichen findet in der Regel keine Krustenbildung statt. Wo diese Auswaschungen nicht stattfinden können, erfolgt eine Einbindung und damit eine Verfestigung der Anlagerungen im Gesteinsgefüge durch chemische Umwandlungen. Daraus bildet sich im Laufe der Zeit eine Oberflächenkruste mit teilweise deutlich anderen Gefügeeigenschaften als der darunter liegende Originalsandstein.

Voraussetzung für das Ausbilden von Krusten ist die kontinuierliche oder zyklische Anlagerung der o. g. Substanzen im wassergelösten Zustand sowie die zunehmende Konzentration dieser Bestandteile. Die Ablagerung von Schmutz und Schwebeteilchen wird um so intensiver, je saugfähiger und poröser das Gestein ist. Durch die ablaufenden Trocknungsprozesse wirken die Gesteinsoberflächen wie ein Filter, an dem die Schmutzteilchen aufgefangen und gespeichert werden [2.22].

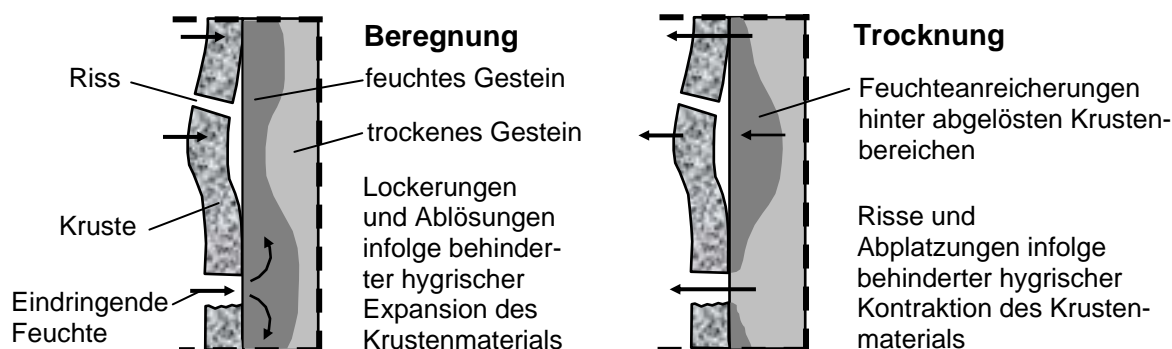


Abbildung 2.8: Schematische Darstellung bauphysikalischer Ursachen und Effekte bei der flächenartigen Verwitterung von verkrusteten Sandsteinoberflächen (in Anlehnung an [2.40])

Durch das wiederholte Ausschwemmen von löslichen Gesteinsbestandteilen aus Bereichen hinter der Kruste kann es zu einer Lockerung des Gesteinsgefüges kommen. Dies führt im Besonderen dann zu starken Verwitterungsschäden, wenn im Zuge der Lösungs- und Ausschwemmungsvorgänge die Korn-zu-Korn-Verbindungen durch chemische Zerfallsprozesse geschwächt werden. Zusätzlich begünstigt die Verfestigung der verkrusteten Gesteinsbereiche ein Ablösen dieser Krusten. Daher kann mit einer Krustenbildung unter Umständen eine mehrfache Schädigungswirkung verknüpft sein. Bei entsprechenden Randbedingungen ist es durchaus wahrscheinlich, dass sich die verkrusteten Oberflächen als Folge dieser Schädigungsmechanismen schalenartig vom Untergrund ablösen.

Weist die Kruste Risse auf, oder ist die Wasserdampfdurchlässigkeit infolge der Krustenbildung stärker reduziert als die kapillare Wasseraufnahme, dann kann sich im Gestein unterhalb der Kruste Wasser anreichern. Die dabei verursachten Veränderungen im Feuchtehaushalt des Gesteins wirken ebenfalls zerstörungsbeschleunigend. Als Konsequenz ergibt sich für diese Gesteinsbereiche u. a. eine erhöhte Anfälligkeit gegenüber Frostabsprengungen. Die im Wesentlichen durch zyklische Beregnungs- und Trocknungsvorgänge ausgelösten hygrischen Verformungen bzw. Eigenspannungen können wie bei der Schalenbildung allmählich zu Gefügelockerung, Ablösung, Rissbildung und Abplatzung in unterschiedlichen Tiefenbereichen führen (siehe Abbildung 2.8).

Das Ablösen der Kruste ist für den betroffenen Sandstein mit einer signifikanten Veränderung der hygrischen Randbedingungen verbunden (siehe Abbildung 2.8). In Bereichen, in denen die Kruste zwar auf der Gesteinsoberfläche erhalten bleibt und sich nur geringfügig vom Gesteinsuntergrund abhebt, ist der kapillare Feuchtetransport durch den entstandenen Luftspalt unterbrochen. Austrocknungsvorgänge verlaufen in diesen Bereichen sehr langsam ab, da die Trocknung durch den zusätzlich entstandenen Luftspalt behindert wird. An Stellen, an denen die Kruste Risse bzw. Bruchstellen aufweist, kann jedoch ein kapillarer Feuchtetransport in das Gesteinsinnere in ungeminderter Intensität stattfinden, da hier ggf. der schützende Einfluss der Kruste nicht wirkt. Eine bereichsweise abgelöste, aber noch anhaftende und mit Rissen durchsetzte Kruste wirkt also gleichzeitig trocknungshemmend und befeuchtungsfördernd. Sie ist damit doppelt schädlich.

2.2 Mauerwerksverwitterung

2.2.1 Schäden in der Mörtelfuge

Bei Natursteinmauerwerk stellen die Mörtelfugen in der Regel die Schwachstellen hinsichtlich der Mauerwerksdauerhaftigkeit dar. Auch ein Mauerwerk, das aus vergleichsweise verwitterungsbeständigen Steinen errichtet wurde, kann sich im Nachhinein als wenig dauerhaft erweisen, wenn ein ungeeigneter Mörtel zum Einsatz kam. Auch bei Auswahl eines geeigneten Fugenfüllstoffes stellt die Fuge trotzdem die empfindlichste Komponente des Mauerwerks dar. Viele historische Natursteinmauerwerke weisen daher verstärkte Verwitterungsschäden im Bereich der Fugen auf. Die möglichen Ursachen für dieses Verhalten sind vielfältig. In vielen analysierten Fällen lässt sich das beobachtete Verwitterungsverhalten im Bereich der Mörtelfugen auf die gegenüber den entsprechenden Eigenschaften des Sandsteins deutlich höhere kapillare Saugfähigkeit des Mörtels zurückführen.

Im Falle einer Beregnung kommt es zu einem Vorseilen der Feuchtefront in der Fuge (siehe Abbildung 2.9). Ein Teil der aufgenommenen Feuchtigkeit wird

dabei von der Fuge in die benachbarten Bereiche des Sandsteins abgegeben. Dieser seitwärts gerichtete Feuchtetransportvorgang innerhalb des Sandsteins kann durch sedimentationsbedingte anisotrope Saugeigenschaften (Kapillartransport parallel zur Gesteinsschichtung) des Natursteins noch deutlich verstärkt werden. Dabei können sich als Folge von Quelleffekten im Stein in Zonen nahe an der Mörtelfuge erhöhte Schub- und Druckspannungen ausbilden. Gleichzeitig wird die Kruste dabei lokal gestaucht. Bei anschließender Trocknung kommt es nur sehr langsam zu einer Abnahme der aufgenommenen Feuchtemenge. Tiefer liegende Gesteinsbereiche, die nicht mit der Fuge in unmittelbarem Kontakt stehen, können dabei unter Umständen nicht vollständig austrocknen. Eine verkrustete Gesteinsoberfläche verstärkt diesen Effekt, wenn die Diffusionseigenschaften des Gesteinsmaterials mit der Krustenbildung stark reduziert werden, die kapillare Wasseraufnahme durch die Kruste jedoch noch möglich ist. Wiederholen sich die Befeuchtungs- und Austrocknungsvorgänge hinreichend oft, kommt es zunächst zu einer Mikrorissbildung, im Weiteren zu den in Abschnitt 2.1.3 erläuterten Abwitterungserscheinungen im Fugenumfeld. Daraus geht hervor, dass es sich bei den geschilderten Vorgängen um eine Kombination von Problemen der Feuchteverwitterung sowie der Krustenbildung handelt. Zudem ist im beschriebenen Fall von einer erheblichen Frostgefährdung des Mauerwerkdetails auszugehen.

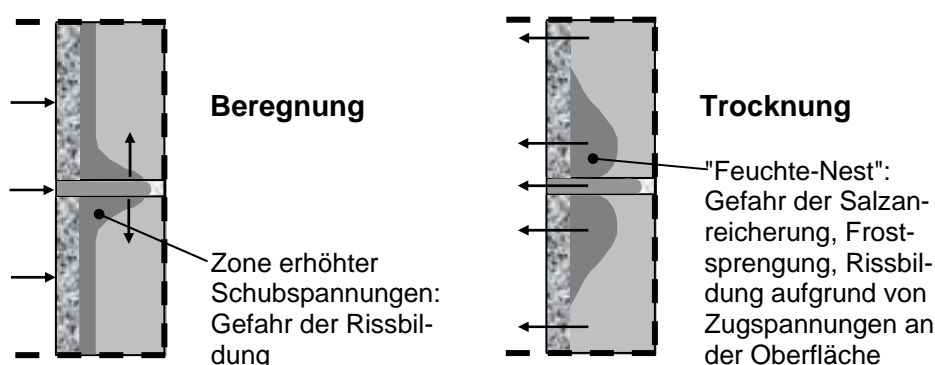


Abbildung 2.9: Schematische Darstellung bauphysikalischer Einflüsse und Effekte bei der flächenartigen Verwitterung von verkrusteten Sandsteinoberflächen im Bereich der Mörtelfugen (in Anlehnung an [2.40])

In Bezug auf die zu erwartenden Schäden ist anzumerken, dass hier grundsätzlich eine Vielzahl von Schädigungserscheinungen denkbar ist. Am wahrscheinlichsten ist das Auftreten von Auswitterungserscheinungen in den äußeren Bereichen der Fuge. Darunter versteht man den Massenverlust von Mörtelmaterial aus der Mauerwerksoberfläche. Grundsätzlich ist auch ein Versagen des Gesteinsmaterials denkbar (siehe Abbildung 2.10, rechts). Da der Fugenfüllstoff jedoch auf Grund seiner geringeren Festigkeitseigenschaften anfälliger gegenüber mechanischen Beanspruchungen als der Sandstein ist, zeigt der Mauer-

stein nur in Ausnahmefällen Anzeichen eines derartigen Versagens. Als Folge der zyklisch wirkenden mechanischen Druck-, Zug- und Scherbeanspruchungen wird der Mörtel daher in den am stärksten beanspruchten äußeren Fugenbereichen allmählich zermürbt. Durch die Rissbildung im Mörtel wird der Zerfall des ohnehin vorgeschädigten Mauerwerks weiter beschleunigt, da die Risse das Eindringen von Feuchtigkeit zusätzlich begünstigen.

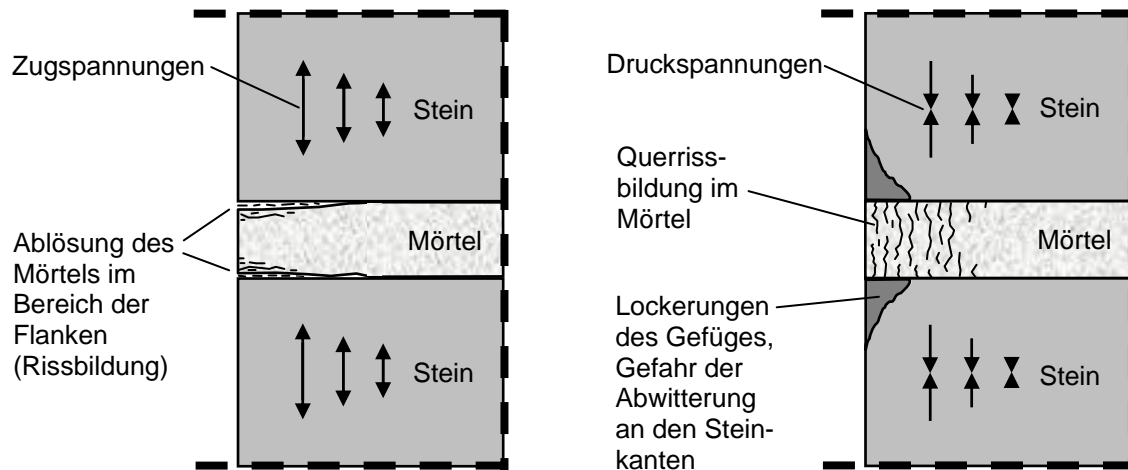


Abbildung 2.10: Mechanismen bei der Fugenschädigung (in Anlehnung an [2.41]);
 links: Flankenablösungen durch Rissbildung in der Kontaktzone infolge von Schwind- oder Abkühlungsvorgängen im Mauerwerk;
 rechts: Querrissbildung in der Fuge infolge von Quell- oder Erwärmungsvorgängen im Mauerwerk mit Abwitterungen an den Steinkanten

Das Schadensbild von Verwitterungen des Fugenmaterials umfasst neben den bereits oben beschriebenen Rissen bei der Flankenablösung – diese Risse sind parallel zur Fuge orientiert – auch solche Risse im Mörtel, die senkrecht zur Fugenlängsrichtung verlaufen (siehe Abbildung 2.10).

Zudem können in Fugenbereichen auch Absandungs-, Abbröckelungs- und Absprengeerscheinungen – ähnlich den in Abschnitt 2.1.3 beschriebenen Schäden an den Sandsteinen – festgestellt werden.

Geschädigte, d. h. undichte Fugen stellen im Hinblick auf die Anlagerung ausgewaschener Mauerwerkssalze besonders kritische Stellen dar (siehe Abbildung 2.11). Bei häufigem Schlagregen können die gelösten Salze aus den Mauerwerkskomponenten – insbesondere aus dem Mörtel – entlang der gerissenen Fugen oder durch den ausgewitterten Fugenspalt in das Mauerwerksinnere vordringen und sich gerade hier ansammeln. Als Folge der Druckentwicklung bei der Hydratation und Kristallisation der angelagerten Salze bilden sich in diesen

Mauerwerksbereichen nicht selten erhebliche Absprengungen aus. Dabei können unter Umständen ganze Fugenabschnitte aus dem Fugenspalt herausgedrückt werden.

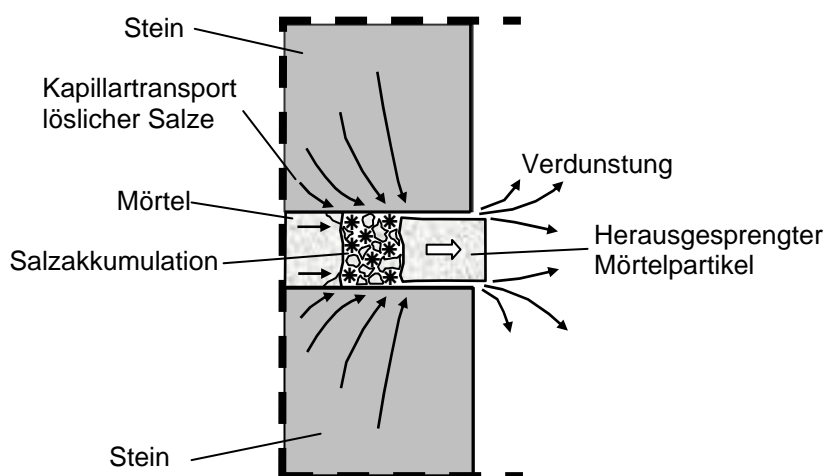


Abbildung 2.11: Mechanismus der Fugenschädigung infolge von Salzakkumulation (in Anlehnung an 2.42)

2.2.2 Schäden im Sandstein

Schäden im Sandstein treten in der Regel in Kombination mit Schäden in der Mörtelfuge auf. Mauerwerksschäden im Gesteinsmaterial ohne Beschädigungen des Mörtels stellen eine Ausnahme dar. Die Hauptursachen für die Ausbildung von Gesteinsschäden bei der Mauerwerksverwitterung sind dabei dieselben, die auch bereits in Bezug auf die Fugenschäden bzw. bei der Gesteinsverwitterung vorgestellt worden sind (vgl. dazu Abschnitte 2.2.1 bzw. 2.1.2). Jedoch ergeben sich mit dem Einsatz des Gesteins als Mauerwerksmaterial zusätzliche Schädigungsprozesse und –mechanismen.

Im Mittelpunkt der Betrachtungen zur Mauerwerksverwitterung steht auch in Bezug auf die Schäden am Gesteinsmaterial die Feuchtigkeit. Aufgrund der bereits in Abschnitt 2.2.1 beschriebenen Problematik im Zusammenhang mit den kapillaren Saugeigenschaften des Fugenmaterials gelangen häufig große Feuchtemenge in das Innere des Mauerwerksquerschnittes. Durch Krustenbildung auf der Gesteinsoberfläche kann sich das Feuchteverhalten des Mauerwerks in Bezug auf die Dauerhaftigkeit weiter nachteilig verändern. Die Krusten können unter Umständen bewirken, dass eventuell eingedrungenes Wasser – gleichgültig ob über die Mauerwerksfugen oder über Fehlstellen in den Krusten – nicht mehr in hinreichendem Maße über die Mechanismen des Diffusionstransports aus der Mauerwerksoberfläche entweichen kann. Der durchschnittliche Wassergehalt von verkrusteten Mauerwerksoberflächen wird sich daher langfristig betrachtet als Folge einer Beaufschlagung durch Regenwasser allmählich auf einem erheb-

lich höheren Niveau einpendeln, als dies bei Mauerwerk mit unverkrustetem Gestein der Fall wäre. Mit einem Anstieg des durchschnittlichen Mauerwerksfeuchtegehalts ist zudem eine Reduktion der Frostbeständigkeit verbunden.

Schäden im Mauerstein können sich jedoch auch als Folge mangelhafter Materialauswahl sowie fehlerhafter Mauerwerksausführung ergeben. Dabei erweist sich der Einsatz eines ungeeigneten Fugenmörtels als ein klassischer Fall mangelhafter Materialauswahl bei der Instandsetzung von Natursteinmauerwerk.

In der Regel zeigen sich Verwitterungsschäden an realem Mauerwerk zunächst innerhalb der Fuge, da der Mörtel im Vergleich zum Sandstein die geringere Materialfestigkeit bzw. Dauerhaftigkeit aufweist. Gesteinsschäden stellen sich erst in einem fortgeschrittenen Verwitterungszustand ein.

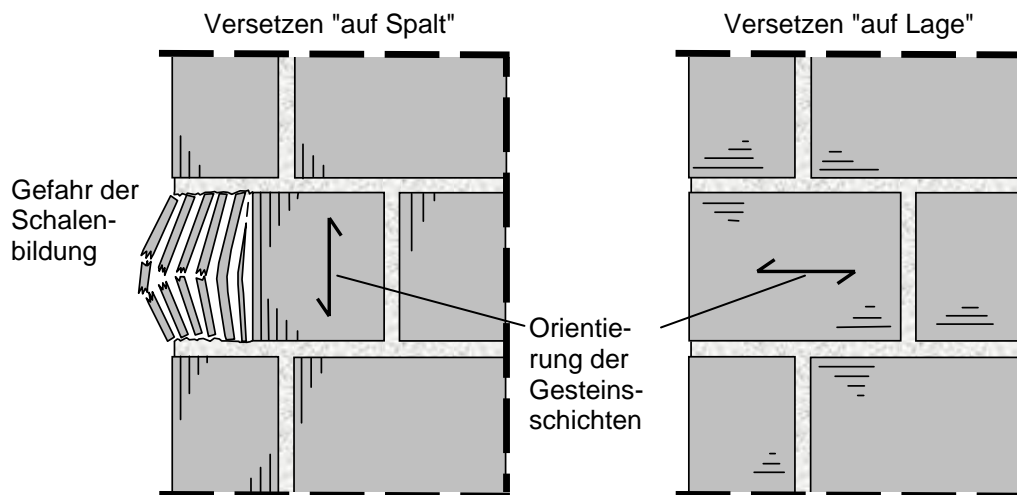


Abbildung 2.12: Möglichkeiten beim Versetzen der Sandsteinblöcke:
links: Versetzen "auf Spalt" mit Schalenförmigen Ablösungen parallel zur Mauerwerksoberfläche;
rechts: Lagegerechtes Versetzen ("auf Lage")

Ausgeprägte Gesteinsschäden in Sandsteinmauerwerk können sich zudem als Folge ungünstiger Orientierung der Gesteinsschichtung einstellen. Das dabei zu beobachtende Schadensbild zeichnet sich durch Phänomene der Schalenbildung in Form von Abblätterungen entlang der sedimentationsbedingten Schichten aus. Sandsteine mit ausgeprägt anisotropen Materialeigenschaften in Bezug auf Beanspruchungen parallel bzw. senkrecht zur Schichtorientierung sind davon besonders betroffen. In diesem Zusammenhang ist hervorzuheben, dass einige Sandsteinvarietäten häufig bei Zugbeanspruchungen senkrecht zur Schichtorientierung deutlich geringere Festigkeitswerte aufweisen, als bei Zugbeanspruchungen parallel zur Schichtung. Als Konsequenz ergeben sich für derartige Sandsteine anisotrope Verwitterungseigenschaften insbesondere bei Frostbean-

spruchungen in Verbindung mit hohen Porensättigungsgraden sowie bei Salzverwitterung. Diese Sandsteine sind dabei als besonders anfällig in Bezug auf eine Schalenverwitterung entlang der Schichtorientierung einzustufen. Diese Eigenschaft tritt insbesondere dann negativ in Erscheinung, wenn solche Sedimentgesteine in den Außenbereichen von Natursteinmauerwerk entgegen den üblichen Gepflogenheiten im Natursteinmauerwerksbau "auf Spalt versetzt" eingebaut werden. Damit wird die Möglichkeit des Versetzens von Sandsteinblöcken im Mauerwerk bezeichnet, bei der die Schichtorientierung parallel zur Mauerwerksoberfläche verläuft (siehe Abbildung 2.12). Bei dieser Steinausrichtung ist die Gefahr des Ablösens von Gesteinsschalen in Schichten parallel zur Mauerwerksoberfläche besonders groß. Ein Versetzen der Sandsteinblöcke "auf Lage" ist daher in jedem Fall zu bevorzugen. Hierbei ist die Gesteinsschichtung wie im Steinbruch horizontal – d. h. senkrecht zur Mauerwerksoberfläche – orientiert. Dabei wird das Ablösen schichtparalleler Schalen im Mauerwerk durch das Eigengewicht der darüber liegenden Steine bzw. durch äußere vertikale Wandlasten verhindert (vgl. Abbildung 2.12).

2.2.3 Schäden des Haftverbundes zwischen Mörtel und Sandstein

Unter Beschädigungen des Haftverbundes zwischen Mörtel und Sandstein versteht man Mauerwerksschäden mit Materialtrenneffekten, die sich im Wesentlichen in Form des Flankenabrisses zeigen. Diese Schäden sind in der Regel nicht zwangsläufig mit Materialverlusten gekoppelt. Durch das Ablösen des Mörtels vom Mauerstein entsteht zwischen diesen Mauerwerkskomponenten ein Spalt. Die Verwitterungsprozesse an Mörtelfugenmaterial und Mauerstein werden in der Regel durch Beschädigungen des Stein-Mörtel-Stein-Verbundes beschleunigt und intensiviert, da durch den entstandenen Spalt das Eindringen bzw. der Weitertransport von Oberflächenwasser in das Innere des Mauerwerks erleichtert wird (vgl. dazu Abschnitt 2.2.2).

Bei behinderten Volumenexpansionen der Komponenten, wie sie als Folge einer Erwärmung bzw. Befeuchtung zu erwarten sind, entstehen im Wesentlichen Druckspannungen im Mauerwerksgefüge. Da Druckspannungen durch direkten Kontakt der Mauerwerkskomponenten übertragen werden können, ist diese Beanspruchungsart in Bezug auf eine mögliche Beschädigung des Haftverbundes als vergleichsweise unkritisch einzustufen. Zur Übertragung von Zugspannungen senkrecht zur Fuge, wie sie bei Volumenkontraktionen der Mauerwerkskomponenten auftreten, ist hingegen ein ausreichender Haftverbund zwischen Sandstein und Mörtel zwingend erforderlich.

Da das Schwinden des Fugenmörtels als Folge einer intensiven Austrocknung bzw. während der Erhärtung in der Regel mit ausgeprägten Volumenkontraktionen einhergeht, ist dieses Verhalten des Fugenfüllstoffes mit einer besonderen

Beanspruchung des Haftverbundes zwischen Sandstein und Mauerwerk verbunden. Das nicht hinreichend berücksichtigte Schwinden des Mörtels stellt in realem Mauerwerk nach wie vor die Hauptursache für das Versagen des Haftverbundes zwischen Sandstein und Mörtel dar und erfordert das sorgfältige Abstimmen der Mörtel­eigenschaften auf die Eigenschaften des Mauersteins bzw. die hygrischen Randbedingungen des Mauerwerks sowie eine ausreichende Nachbehandlung. Darüber hinaus spielt die Fugengeometrie – insbesondere die Fugendicke sowie die Gleichmäßigkeit der Fuge – eine wichtige Rolle in Bezug auf die Haftverbundeigenschaften des Mauerwerks [2.42].

3 Feuchte- und Wärmehaushalt poröser Baustoffe

3.1 Feuchtehaushalt

3.1.1 Feuchtespeicherung

Unter Feuchtespeicherung versteht man die Fähigkeit eines porösen Baustoffs Feuchtigkeit in den Poren seines Gefüges aufzunehmen. Grundsätzlich kann die in den Poren vorhandene Feuchte in festem, flüssigem oder gasförmigem Aggregatzustand vorliegen. Die Menge an Feuchte innerhalb eines Baustoffs kann dabei sowohl massen- als auch volumenbezogen angegeben werden (u_m : Gleichungen 3.1 bzw. u_v : Gleichung 3.2).

$$\text{Massenbezogene Feuchte:} \quad u_m = \frac{\text{Masse des Wassers}}{\text{Masse des trockenen Baustoffs}} \quad (3.1)$$

$$\text{Volumenbezogene Feuchte:} \quad u_v = \frac{\text{Volumen des Wassers}}{\text{Volumen des Baustoffs}} \quad (3.2)$$

Poröse Baustoffe streben stets einen Gleichgewichtszustand mit den thermischen und hygri-schen Verhältnissen der Umgebungsluft an. Im Falle eines hygri-schen Ungleichgewichts innerhalb des Baustoffs oder zwischen Baustoff und der Umgebungsluft setzt ein Ausgleichsvorgang ein, der erst zum Stillstand kommt, wenn der Zustand des Gleichgewicht wieder hergestellt ist (siehe dazu auch Abschnitt 3.2 "Feuchtetransport").

Unter hygroskopischer Feuchte eines Baustoffs versteht man den Gleichgewichtsfeuchtegehalt, der sich nach hinreichend langer Lagerung in Luft mit einer konstanten relativen Luftfeuchte und Lufttemperatur einstellt (siehe dazu auch Tabelle 3.1). Die entsprechende Feuchte liegt als Oberflächenfilm auf den Porenwänden vor. Die Wassermoleküle lagern sich dabei aufgrund von Van-der-Waals'schen Kräften an den Porenwandoberflächen an (siehe dazu auch [3.1] [3.2] [3.3] [3.4] [3.5] [3.6] [3.7] [3.8]). Im Bereich geringer relativer Luftfeuchtegehalte werden nur wenige Wassermoleküle gebunden. Mit zunehmender relativer Luftfeuchte der Lagerungs-umgebung steigt auch die Dicke des Feuchtefilms auf der Porenwandoberfläche als Folge einer verstärkten Anlagerung von Wasserdampfmolekülen (Anlagerungsvorgänge: Adsorption, Umkehrvorgang: Desorption). Der Zusammenhang zwischen angelagerter Sorbatmenge und der relativen Luftfeuchte wird unter isothermen Verhältnisse durch die entsprechende Sorptionsisotherme dargestellt.

Aus dem Verlauf der Sorptionsisotherme können Rückschlüsse auf die Porenstruktur sowie insbesondere auf die innere Oberfläche gezogen werden. Charakteristisch für die meisten porösen Baustoffe ist dabei der typische s-förmige Verlauf, wie er in der Abbildung 3.1 dargestellt ist.

Die Menge des durch Adsorption angelagerten Wassers ist im Wesentlichen von der Größe der inneren Porenwandoberfläche sowie von der relativen Luftfeuchtigkeit der Umgebungsluft abhängig.

Der Temperatureinfluss auf die Sorptionsisotherme ist in der Abbildung 3.1 schematisch dargestellt. Grundsätzlich nimmt die Sorbatmenge mit sinkender Temperatur zu und entsprechend mit steigender Temperatur ab. Der Einfluss der Temperatur auf den Verlauf der Sorptionsisotherme ist dabei jedoch in dem für baupraktische Belange maßgebenden Temperaturbereich von -20 °C bis $+50\text{ °C}$ als vergleichsweise gering einzustufen [3.9].

Häufig verlaufen die experimentell ermittelten Kurven der Adsorptions- bzw. der Desorptionsisotherme nicht exakt deckungsgleich. In diesen Zusammenhang spricht man auch von Hystereseffekten im Verlauf dieser Kurven (vgl. Abbildung 3.1), deren Ursachen nicht eindeutig geklärt sind und in der Literatur [3.10], [3.11], [3.12] und [3.13] auf unterschiedliche Einflüsse zurückgeführt werden (nicht hinreichenden Mess- bzw. Versuchsdauer, Flaschenhalsporen, Veränderungen im Baustoffgefüge während der Versuchsdauer, Wechselwirkungen zwischen Sorbatfilm und der Porenluft, siehe dazu auch Abschnitt 6.1.3).

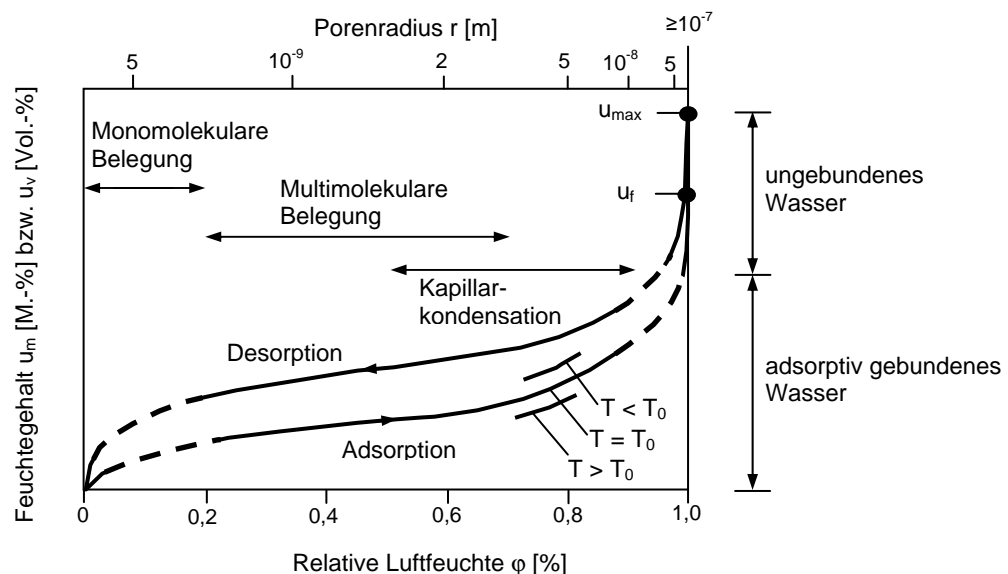


Abbildung 3.1: Ad- und Desorptionsisotherme eines porösen Baustoffes sowie Temperatureinfluss auf den Verlauf der Adsorptionsisotherme (in Anlehnung an [3.10] bzw. [3.14])

Während im Bereich geringer relativer Luftfeuchte nur wenige Wassermoleküle in einer monomolekularen Schicht sorptiv gebunden werden, kommt es mit zunehmender relativer Luftfeuchte erst allmählich zur Anlagerung einer zweiten bzw. weiterer Wassermolekülschichten. Dabei wird ab etwa 70 % relativer Luftfeuchte der Anstieg der Sorptionsisotherme mit zunehmender Umgebungsfeuchte steiler. Die Anlagerung weiterer Molekülschichten geht dabei mit der Entstehung von so genannten Wasserinseln in sehr feinen Kapillaren des Baustoffs einher (Kapillar-

kondensation [3.7], Verschließen der jeweils engsten Stellen der Kapillaren im Baustoffgefüge).

Auf der Grundlage der Theorie der Kapillarkondensation ergibt sich, dass in feinporenen Baustoffen bei einer relativen Luftfeuchte von $\varphi_K = 90\%$ Kapillaren mit einem Durchmesser von $r < 10\text{ nm}$ bereits mit Wasser gefüllt sind bzw. die Kapillaren mit dem Radius von $r = 10\text{ nm}$ gerade gefüllt werden. Da der Wert der relativen Luftfeuchte von $\varphi_K = 100\%$ die obere Grenze für die Prozesse der sorptiven Feuchteanlagerung sowie der Kapillarkondensation darstellt, bietet sich an, die Porenradialbereiche eines Baustoffs entsprechend der jeweils an der Feuchtespeicherung beteiligten Mechanismen wie folgt zu unterteilen:

Der überhygroskopische Feuchtebereich gemäß Tabelle 3.1 zeichnet sich gegenüber dem hygroskopischen Feuchtebereich bzw. dem Übergangsbereich dadurch aus, dass die vom Baustoff aufgenommenen Feuchtemengen die maximalen von der Umgebungsluft aufnehmbaren Feuchtemengen bei $\varphi = 100\%$ deutlich übersteigen. Der Baustoff nimmt dabei freies Wasser auf, das aufgrund von Kapillarkräften in dem Porenraum des Baustoffgefüges aufsteigt. Der in der Tabelle 3.1 angegebene obere Grenzwert für den Porenradius von $r \leq 1\text{ mm}$ ergibt sich aus Schwerkrafteinflüssen, die verhindern, dass in Kapillaren mit Durchmessern von $r > 1\text{ mm}$ nennenswerte Flüssigkeitssteighöhen erreicht werden (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.2.3).

Tabelle 3.1: Einteilung der Porenradialbereiche und Mechanismen der Feuchtespeicherung in Anlehnung an [3.14]

Feuchtebereich	Porenradius	Relative Luftfeuchte	Mechanismus der Feuchtespeicherung
Hygroskopischer Feuchtebereich	$r \leq 10\text{ nm}$	$\varphi_K \leq 90\%$	Wasser wird vorzugsweise sorptiv gebunden.
Übergangsbereich	$10\text{ nm} < r \leq 100\text{ nm}$	$90\% < \varphi_K \leq 100\%$	Sorptive Anlagerung sowie Kapillarkondensationseffekte sind maßgebend.
Überhygroskopischer Feuchtebereich	$100\text{ nm} < r \leq 1\text{ mm}$	-	Porenwände sind mit Wasser benetzt. Kapillareffekte sind maßgebend.

Der in der Tabelle 3.1 in den wesentlichen Punkten zusammengefasste Sachverhalt bietet nicht nur die Möglichkeit, die in porösen Baustoffen gespeicherten Feuchtemengen in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte sondern auch in Abhängigkeit jeweils desjenigen Kapillarradius darzustellen, der bei einer bestimmten Feuchtemenge gerade noch vollständig gefüllt wird. Dabei weist gerade die porenradiusabhängige Beschreibung des Feuchtegehalts eine Reihe von Vorteilen auf, die in den nachfolgenden Abschnitten noch ausführlich erläutert werden. Zu den wichtigsten Vorteilen gehört u. a. die Möglichkeit, die grundsätzlich unterschiedlichen Mechanismen des Feuchtetransports, auf die die Füllvorgänge der Baustoffporen zurückzuführen sind, miteinander zu verknüpfen und dabei auf ein einheitliches treibendes Potential zu überführen (siehe Abschnitt 6.1.2).

Neben dem Begriff der Gleichgewichtsfeuchte, der zu Beginn dieses Abschnittes bereits vorgestellt wurde, sind im Hinblick auf die nachfolgenden Kapitel dieser Arbeit die Begriffe des freiwilligen Wassergehaltes und der Sättigungsfeuchte von Bedeutung.

Unter dem freiwilligen Wassergehalt u_f versteht man den Wassergehalt, der sich ohne Einwirkung äußerer Drücke in den Poren eines Baustoffs einstellt, wenn der Baustoff mit flüssigem Wasser in Kontakt steht. Mit fortschreitender Wasseraufnahme nimmt der freiwillige Wassergehalt nur sehr langsam weiter zu, bis theoretisch nach sehr langer Dauer der Zustand der vollständigen Porensättigung erreicht wird. Der Feuchtegehalt, der diesem Zustand entspricht, wird häufig als Sättigungsfeuchte u_{\max} bezeichnet. Dieser Zustand einer annähernd vollständigen Sättigung des Porenvolumens kann versuchstechnisch durch Aufbringen von hohen Drücken erzielt werden (siehe dazu auch Abschnitt 7.2.2.1).

3.1.2 Feuchtetransport

3.1.2.1 Diffusion und Effusion

Mit dem Entstehen eines Konzentrationsgefälles innerhalb eines betrachteten Volumens setzt ein Ausgleichsvorgang ein, in dessen Verlauf der Konzentrationsunterschied abgebaut wird. Bei diesem Ausgleichsvorgang werden die in dem betrachteten Volumen gelösten Masseteilchen in Richtung der abnehmenden Teilchenkonzentration bewegt, bis sich eine annähernd gleichmäßige Verteilung dieser Teilchen in dem Volumen eingestellt hat.

Bei den transportierten Teilchen kann es sich grundsätzlich um Atome, Ionen oder Moleküle handeln. Findet der Impulsaustausch überwiegend zwischen den Teilchen untereinander statt, spricht man in diesem Fall von Diffusionsvorgängen. Wird der Impulsaustausch jedoch von den Wänden des betrachteten Volumens beeinflusst, wird dieser Vorgang als Effusion bezeichnet (siehe dazu auch Abbildung 3.2). Der Grenzzustand zwischen Diffusion und Effusion liegt genau dann vor, wenn die mittlere freie Weglänge $\bar{\lambda}$ gerade dem Poren- bzw. Kapillardurchmesser d entspricht.

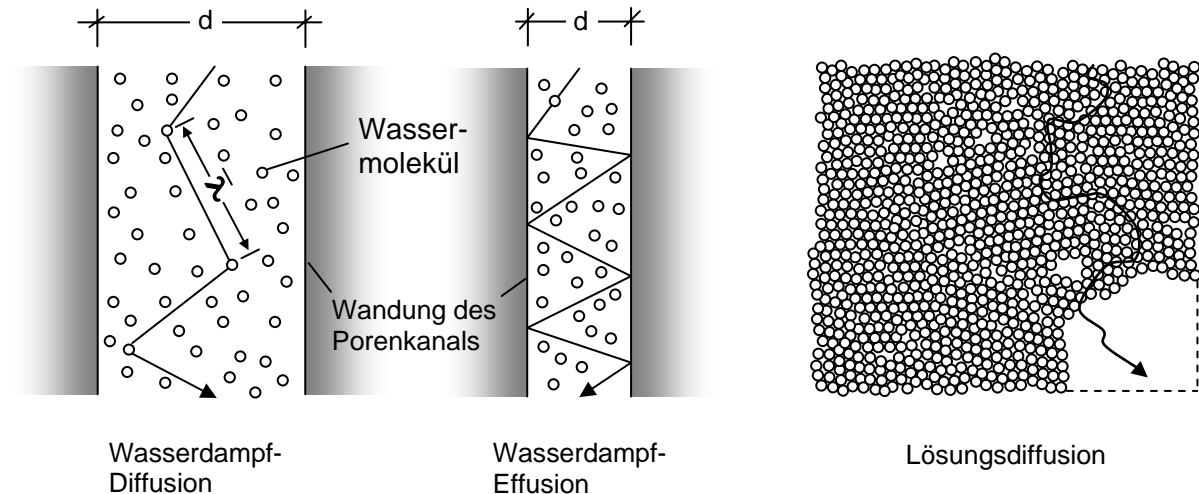


Abbildung 3.2: Mittlere freie Weglänge der Wassermoleküle während der Wasserdampfdiffusion und der Wasserdampfeffusion sowie das Prinzip der Lösungsdiffusion (in Anlehnung an [3.11])

Man spricht von Wasserdampfdiffusion, wenn Wassermoleküle innerhalb der umgebenden Luft in Richtung des Konzentrationsgefälles diffundieren. Im allgemeinen Fall, d. h. im Fall eines instationären mehrdimensionalen Feuchtetransports, wird der Diffusionsvorgang durch das 2. Fick'sche Gesetz beschrieben.

$$2. \text{ Fick'sches Gesetz: } \frac{\partial c_v}{\partial t} = -\nabla \cdot \vec{m}_D = \nabla \cdot (\bar{D}_{c_v} \cdot \nabla c_v) \quad (3.3)$$

Darin bedeutet

\vec{m}_D	Diffusionsstromdichte [kg/(m ² ·h)]
\bar{D}_{c_v}	Wasserdampfdiffusionskoeffizient in Luft [m ² /h]
c_v	Wasserdampfkonzentration [kg/m ³]
t	Zeit [h]

In der Gleichung (3.3) entspricht die zeitliche Änderung der Wasserdampfkonzentration $\partial c_v / \partial t$ der Divergenz der Diffusionsstromdichte. Im Folgenden wird nur der eindimensionale stationäre Fall der obigen Gleichung betrachtet. Daraus ergeben sich für die Gleichung (3.3) einige wesentliche Vereinfachungen:

$$1. \text{ Fick'sches Gesetz: } \vec{m}_D = -\bar{D}_{c_v} \cdot \frac{dc_v}{dx} \quad (3.4)$$

In der Gleichung (3.4) steht das x für die Ortskoordinate in [m]. Durch Einsetzen der Gasgleichung ergibt sich für die Diffusionsstromdichte in ruhender Luft folgender Zusammenhang (Stefan'sches Gesetz):

$$\text{Stefan'sches Gesetz:} \quad \dot{m}_D = -\frac{\bar{D}_{cv}}{R \cdot T} \frac{dp_v}{dx} = -\bar{D}_{p_v} \frac{dp_v}{dx} \quad (3.5)$$

$$\text{Gasgleichung:} \quad c_v = \frac{p_v}{R \cdot T} \quad (3.6)$$

Darin bedeutet	R	Gaskonstante des Wasserdampfes [J/(kg·K)]
	T	Absolute Temperatur [K]
	p_v	Wasserdampfpartialdruck der Luft [Pa]
	x	Ortskoordinate [m]

Die Wasserdampf-Diffusionsstromdichte \dot{m}_D lässt sich im Weiteren für poröse Baustoffe auf der Grundlage des 1. Fick'schen Gesetzes entsprechend der untenstehenden Gleichung (3.7) beschreiben:

Diffusionsmassenstromdichte:

$$\dot{m}_D = -\frac{1}{\mu} \frac{\bar{D}_{cv}}{R \cdot T} \frac{dp_v}{dx} \quad (3.7)$$

In der Gleichung (3.7) stellen die Diffusionswiderstandszahl μ und der Gradient des Wasserdampfpartialdrucks die bestimmenden Größen dar. Die Diffusionswiderstandszahl μ [-] gibt an, um welchen Faktor der Diffusionsdurchlasswiderstand des porösen Stoffes größer als der entsprechende Wert einer ruhenden Luftschicht ist [3.15]. Der Diffusionskoeffizient \bar{D}_{cv} von Wasserdampf in Luft ist unabhängig vom der Beschaffenheit des Gasgemisch und nimmt mit steigender Temperatur zu bzw. mit zunehmender Temperatur ab [3.3].

Abschließend sei in diesem Zusammenhang auf die Lösungsdiffusion hingewiesen, die aber in Baustoffen bzw. unter baupraktischen Bedingung eher von untergeordneter Bedeutung ist. Das Prinzip der Lösungsdiffusion ist in der Abbildung 3.2 graphisch dargestellt. Bei der Lösungsdiffusion findet die Bewegung der gelösten Teilchen in einem flüssigen oder quasi-flüssigen Medium statt (Beispiel: Diffusion von Wassermolekülen in anderen Flüssigkeit oder Kunststoffen).

In realen porösen Baustoffen können bei bauüblichen Temperaturen je nach Beschaffenheit des Porenraumes sowohl Diffusions- und Effusions- als auch Mischtransportphänomene beobachtet werden. In der Regel treten jedoch Kombinationen dieser drei Varianten auf. Im Falle des vergleichsweise feinporigen Betons finden Feuchttransportvorgänge überwiegend in Form eines gemischten Transports statt. Aufgrund des großen Porenvolumens beim Gasbeton überwiegt dort der reine Diffusionstransport (siehe dazu [3.16]). Grundsätzlich gilt als gesichert, dass der Transportmechanismus der Diffusion in relativ trockenen Baustoffen überwiegt, solange der kapillare Feuchttransport noch keine Bedeutung besitzt bzw. die Permeation

vernachlässigt werden kann (keine oder geringe äußere Druckdifferenzen). Welchen Anteil die einzelnen o. g. Varianten der Diffusion bzw. der Effusion am gesamten Feuchtetransport besitzen, ist jedoch für das Spektrum der Baustoffe noch weitgehend unerforscht.

3.1.2.2 Permeation

Unter Permeation versteht man den Feuchtetransport im Druckgefälle. Der Druckunterschied ist dabei nicht auf ein Partialdruckgefälle wie im Fall der Diffusion bzw. der Effusion, sondern auf die Einwirkung äußerer Drücke (Wasserdruck, Luftdruck) zurückzuführen. Dieser äußere Druckunterschied bewirkt einen Fluidtransport durch den Porenraum des Baustoffs in Richtung des abnehmenden Druckes. Bei dem transportierten Fluid kann es sich sowohl um Gase als auch um Flüssigkeiten handeln.

Bei der Beschreibung der Permeation wird im Gegensatz zum Betrachtungsansatz der Diffusion, bei dem von einem Transport einzelner Fluidteilchen (z. B. Wassermolekülen) ausgegangen wird, das Fluid als zusammenhängende Masse (Kontinuum) betrachtet [3.11]. Die Laminarität der Strömung ist bei der Beschreibung der Permeation in diesem Zusammenhang als Voraussetzung für die Gültigkeit des oben beschriebenen Betrachtungsansatzes (Fluidtransport als Kontinuum) zu verstehen [3.17] [3.18].

Unter Beachtung dieser sowie weiterer Anwendungsgrenzen kann der Feuchtetransport innerhalb eines porösen Baustoffs, der sich infolge einer äußeren Druckeinwirkung einstellt, auf der Grundlage des Gesetzes von Hagen-Poiseuille beschrieben werden. Dieses Strömungsgesetz, das ursprünglich für den Spezialfall der Rohrströmung hergeleitet worden ist, wurde von Darcy auf Sickerströmungen übertragen [3.19].

$$\text{Permeationsstromdichte: } \dot{m}_p = k_p \cdot \frac{dP}{dx} \quad (3.8)$$

mit	k_p	Spezifische Durchlässigkeit [m ² /s]
	P	Äußerer Druck [Pa]
	x	Ortskoordinate [m]

Ein Permeationsstrom durch das Gefüge eines Baustoffes mit unvollständiger Porensättigung entspricht einer Zweiphasenströmung (Luft und Wasser). In Bezug auf eine mathematisch-physikalische Beschreibung derartiger Transportvorgänge existieren in der Literatur Ansätze, in denen die Permeabilität (d. h. die spezifische Durchlässigkeit) von Gas und Flüssigkeit als Funktion des Sättigungsgrades S ausgedrückt werden (Einzelheiten dazu siehe [3.20]).

Da unter baupraktischen Bedingungen ein Luft- oder Wasserdruckgefälle als Mechanismus des Feuchtetransports in der Regel vernachlässigt werden kann, findet die Permeation in den meisten Feuchtetransportmodellen keine Berücksichtigung.

3.1.2.3 Kapillartransport

Der kapillare Feuchtetransport beruht auf der Wirkung von Grenzflächenspannungen. Grenzflächen sind in ihrer mechanischen Wirkung mit Membranen vergleichbar, welche an allen Stellen und in jeder Richtung tangential zur Grenzfläche unter einer stets gleich großen Zugspannung stehen. Grenzflächen zeichnen sich dadurch aus, dass sie sich gegen den Widerstand der angrenzenden Phasen zusammenziehen und daher stets die minimale Ausdehnungsfläche anstreben. Ursache für die Ausbildung von Grenzflächen bzw. Grenzflächenspannungen sind die gegenseitigen Anziehungskräfte der Moleküle, die sich im Innern der homogenen Phase aufheben, während sich in der Grenzfläche eine Resultierende (ungleich Null) ausbildet.

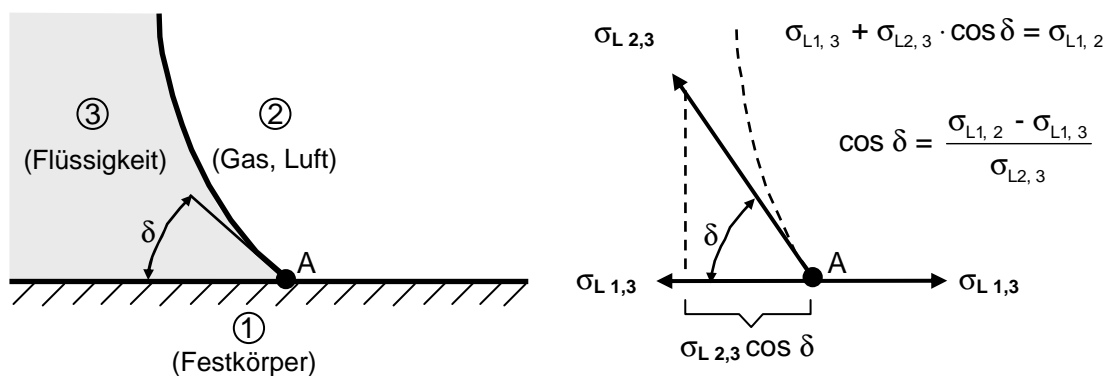


Abbildung 3.3: Kräftegleichgewicht und Definition des Randwinkels entlang der Grenze zwischen einer festen, einer flüssigen bzw. einer gasförmigen Phase (in Anlehnung an [3.11])

Eine Besonderheit des Kapillareffektes stellt die Dreiphasengrenze, in der eine feste, eine flüssige und eine gasförmige Phase aufeinander treffen, dar. Eine derartige Dreiphasengrenze ist in der Abbildung 3.3 schematisch dargestellt.

Die Dreiphasengrenze, die in der Darstellung der Abbildung 3.3 als Berührungspunkt "A" der 3 Phasen erkennbar ist, entspricht bei räumlicher Betrachtung einer Grenzlinie. Die oben dargestellten 3 Grenzflächenspannungen sind daher als längenbezogene Kräfte zu interpretieren (Dimension [N/m]). Der Wert des Randwinkels $\cos \delta$ (Laplace-Winkel) ist dabei ausschließlich von der Größe der 3 Grenzflächenspannungen abhängig, d. h. er ist von der Geometrie unabhängig. Voraussetzung hierfür ist eine ideal ebene und unverschmutzte Oberflächenbeschaffenheit der festen Phase. Die besonderen Effekte einer Dreiphasengrenze können daher zur Klassifizierung von beliebigen Kombinationen aus jeweils einem festen Material,

einer Flüssigkeit sowie dem Mischgas Luft herangezogen werden. Als Unterscheidungskriterium wird dabei der Wert des Randwinkels δ ("Benetzungswinkel") angegeben (siehe Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Klassifizierung der Benetzbarkeit von Kombinationen fester Materialien und Flüssigkeiten sowie Luft

Randwinkel	Benetzbarkeit
$\delta = 0^\circ$	vollständig benetzbar
$0^\circ \leq \delta < 90^\circ$	unvollständig benetzbar
$90^\circ \leq \delta < 180^\circ$	nicht benetzbar

Die Grenzflächenspannungen zwischen Flüssigkeiten, Porenwänden und Luft sind die Ursachen dafür, dass die Flüssigkeit in der Kapillare gegenüber dem äußeren Flüssigkeitsspiegel aufsteigt oder zurückbleibt. Dabei kommt es im Falle einer vollständigen bzw. unvollständigen Benetzung zu einem Aufsteigen und bei nicht benetzbaren Materialkombinationen zu einem Absinken der Grenzfläche (Meniskus).

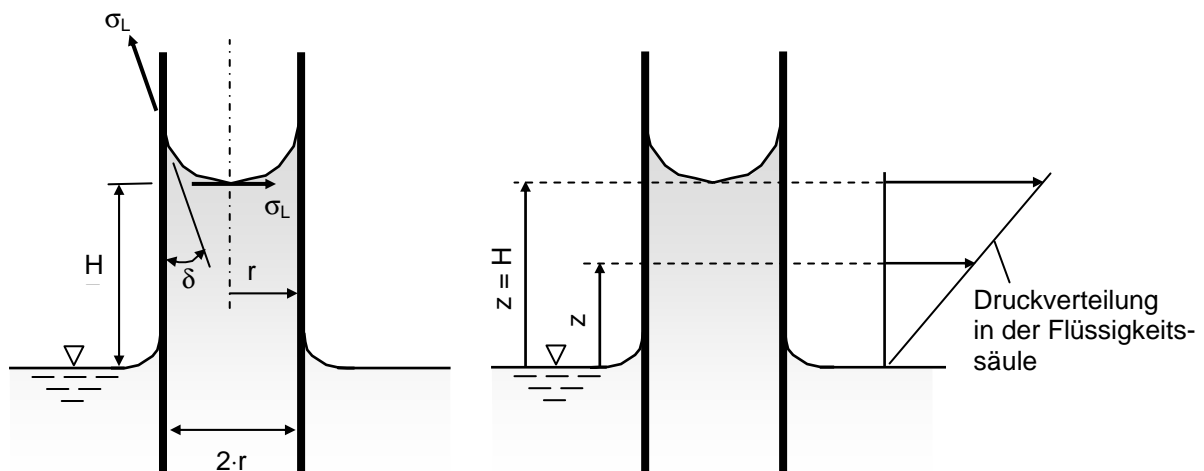


Abbildung 3.4: Konkaver Meniskus und Druckverteilung der Flüssigkeitssäule in einer zylindrischen Kapillare

Im Folgenden wird die Kombination von mineralischen Baustoffen und Wasser sowie Luft eingehender betrachtet. Das Wasser zeichnet sich bei einer Temperatur von 20°C durch eine Grenzflächenspannung von $\sigma_L = 72,6 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$ gegen Luft aus [3.15]. Mit einem Randwinkel von $\delta \approx 0^\circ$ handelt es sich im o. g. Fall um eine vollständig benetzende Kombination, so dass sich in den Kapillaren mineralischer Baustoffe konkav gekrümmte Menisken aufspannen (siehe Abbildung 3.4).

Diese Menisken verursachen eine Zugkraft, die die darunter hängende Wassersäule in feinen Kapillaren ansteigen lässt. Das Gewicht der hängenden Wassersäule wird dabei über den Meniskus auf das Gefüge der Kapillarwandungen übertragen. Der Flüssigkeitsanstieg kommt zum Stillstand, wenn das Gewicht der Wassersäule den Wert der kapillaren Zugkraft erreicht hat. Für den Sonderfall einer Zylinderkapillare berechnet sich die kapillare Zugkraft wie folgt:

$$\text{Kapillardruck bzw. -zug: } p_K = -\frac{2 \cdot \sigma_L \cdot \cos \delta}{r} \quad (3.9)$$

mit	σ_L	Grenzflächenspannung (Wasser gegen Luft) [N/m]
	δ	Randwinkel (Wasser gegen Luft) [°]
	r	Radius der Zylinderkapillaren [m]

Wie aus der Gleichung (3.9) hervorgeht nimmt der Kapillanzug für eine bestimmte Flüssigkeit mit abnehmendem Radius der Kapillaren zu. Daher werden in engen Kapillaren größere Steighöhen erreicht als in weiten. Als Folge des am Meniskus erzeugten Kapillanzuges wird im Wasser ein über die Steighöhe gleich bleibender Unterdruck erzeugt. Diesem Unterdruck überlagert sich der von oben nach unten zunehmende hydrostatische Wasserdruck der Flüssigkeitssäule, so dass sich im Endzustand entlang der Zylinderkapillaren eine lineare Druckverteilung einstellt, bei der unmittelbar unterhalb des Meniskus der maximale Unterdruck vorliegt, während die Druckverteilung in Höhe des freien Flüssigkeitspiegels den Wert Null annimmt (siehe dazu Abbildung 3.4).

Im Gleichgewichtszustand nimmt der Meniskus die Form eines Ausschnittes aus der Mantelfläche einer Kugel an. In diesem Zustand zeigt der Meniskus seine größte Zugkraft. Da die Ausbildung des Flüssigkeitsmeniskus mit molekularen Platzwechselfvorgängen einhergeht, erreicht der Meniskus jedoch erst nach einer gewissen Anlaufzeit diese Idealform. D. h. der Meniskus über einer ansteigenden Flüssigkeitssäule weist in der Regel im Anfangszustand noch nicht seine maximale Saugkraft auf [3.15]. Erst mit deutlich abnehmender Steiggeschwindigkeit nähert sich die Form der Grenzfläche der idealen Kugelform.

Auf der Grundlage der Ansätze von Krischer [3.15], Lykow [3.21] und Cammerer [3.22] bzw. Rose [3.23] lässt sich der Kapillartransport in Analogie zum Diffusionstransport formulieren. Dabei wird auch im Falle des Kapillartransports davon ausgegangen, dass der Gradient in der Feuchteverteilung das treibende Potential für diesen Feuchtetransportmechanismus darstellt. In Anlehnung an die in Abschnitt 3.1.2.1 vorgestellte Gleichung (3.3), die den Diffusionstransport im Konzentrationsgefälle beschreibt, lässt sich eine entsprechende Beziehung für den Transport der flüssigen Phase im Konzentrationsgefälle herleiten:

Transport der flüssigen Phase:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -\nabla \bar{m}_{\theta L} = \nabla (D_{\theta L} \cdot \nabla \theta) \quad (3.10)$$

Darin bedeutet	$\bar{m}_{\theta L}$	Feuchtestromdichte der flüssigen Phase [kg/(m ² ·h)]
	$D_{\theta L}$	Kapillarer Flüssigkeitsleitkoeffizient [m ² /h]
	θ	Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [kg/m ³]
	t	Zeit [h]

Die Gleichung (3.10) entspricht in der oben dargestellten Form dem 2. Fick'schen Gesetz und beschreibt den Feuchtetransport im allgemeinen Fall einer instationären mehrdimensionalen Strömung. Für den Sonderfall einer eindimensionalen instationären Strömung (Strömung in Richtung x-Koordinate, Weg x in [m]) vereinfacht sich Gleichung (3.10) wie folgt:

Transport der flüssigen Phase:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{\theta L} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right) \quad (3.11)$$

Hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang, dass in den Gleichungen (3.10) und (3.11) der Schwerkrafteinfluss auf den Kapillartransport unberücksichtigt bleibt, da allein die Kapillareffekte als treibendes Potential in Ansatz gebracht werden. Schwerkrafteinflüsse sind (sofern erforderlich) in entsprechenden Stoffgesetzen gesondert zu berücksichtigen (siehe dazu Abschnitt 3.1.4).

In der Gleichung (3.10) bzw. in der Gleichung (3.11) entspricht $D_{\theta L}$ dem kapillaren Flüssigkeitsleitkoeffizienten κ nach Krischer [3.15]. Dieser kapillare Flüssigkeitsleitkoeffizient ist im Gegensatz zum bereits vorgestellten Diffusionskoeffizienten oder dem Wärmeleitkoeffizienten in außerordentlichem Maße vom Feuchtegehalt des porösen Baustoffes abhängig. Die Einführung des Feuchteleitkoeffizienten κ bzw. $D_{\theta L}$ beruht auf der Annahme, dass die den Feuchtetransport auslösenden Druckunterschiede auch im Falle des Kapillartransports mit Veränderungen des Feuchtegehalts verknüpft sind (Kapillardruck). Daher kann man in gewissen Grenzen den für die Feuchtebewegung wirksamen Druck dem entsprechenden Feuchtegehalt zuordnen.

3.1.2.4 Thermischer Feuchtetransport

Bei den Mechanismen, auf die der Feuchtetransport im Temperaturgefälle zurückzuführen ist, handelt es sich grundsätzlich um dieselben, die den isothermen Feuchtetransport verursachen (d. h. Diffusion / Effusion, Permeation und Kapillartransport). Der Einfluss der Temperatur auf den Feuchtetransport ergibt sich in Form einer Temperaturabhängigkeit der Grenzflächenspannung, der Zähigkeit, der Beweglichkeit der Dampfmoleküle oder der Sättigungskonzentration. Ein Temperaturgradient löst damit indirekt einen Transport sowohl der gasförmigen als auch der flüssigen Phase in den Poren des Baustoffes aus.

Die nachfolgende Beschreibung des Feuchtetransports im Temperaturgefälle (mehrdimensionale Strömung) – getrennt nach Dampftransport bzw. Transport der flüssigen Phase – geht auf Philip und de Vries zurück (zitiert in [3.12]).

$$\text{Dampftransport:} \quad \dot{m}_{\vartheta V} = D_{\vartheta V} \cdot \nabla \vartheta \quad (3.12)$$

Transport der flüssigen Phase:

$$\dot{m}_{\vartheta L} = D_{\vartheta L} \cdot \nabla \vartheta \quad (3.13)$$

Darin bedeutet

$\dot{m}_{\vartheta V}$	Dichte des Dampfstroms [kg/(m ² ·h)] (ausgelöst durch den Temperaturgradienten $\nabla \vartheta$)
$\dot{m}_{\vartheta L}$	Stromdichte des Flüssigtransports [kg/(m ² ·h)] (ausgelöst durch den Temperaturgradienten $\nabla \vartheta$)
$D_{\vartheta V}$	Transportkoeffizient der Dampfphase [m ² /h] (ausgelöst durch den Temperaturgradienten $\nabla \vartheta$)
$D_{\vartheta L}$	Transportkoeffizient der flüssigen Phase [m ² /h] (ausgelöst durch den Temperaturgradienten $\nabla \vartheta$)
ϑ	Temperatur [°C]

Mit zunehmendem Feuchtegehalt nimmt der Feuchtetransportkoeffizient der Dampfphase im Temperaturgefälle $D_{\vartheta V}$ zunächst stark zu, fällt dann aber bei weiter zunehmender Feuchte wieder auf den Wert Null ab, da sich bei höheren Feuchtegehalten die Wasserinseln, die sich im Zuge der Kapillarkondensation in den feinen Poren des Baustoffgefüges ausbilden, in wachsendem Ausmaß als Diffusionshindernis erweisen. Demgegenüber kommt es parallel zur Abnahme des reinen Diffusions transports mit zunehmenden Feuchtegehalt zunächst nur ansatzweise in den Wasserinseln zu ersten Kapillartransporteffekten, die bei höheren Feuchtegehalten maßgebend für den gesamten Feuchtetransport innerhalb der Baustoffporen sind.

Der Feuchtetransport der flüssigen Phase, der sich als Folge eines Temperaturgradienten in den Baustoffporen einstellt, ist im Wesentlichen auf die Änderung der Grenzflächenspannung zwischen flüssigem Wasser und Dampfphase zurückzuführen. Mit zunehmender Temperatur nimmt die Grenzflächenspannung σ_L und damit

der Kapillardruck p_k ab. Der thermische Einfluss auf den Flüssigkeitstransport ist jedoch ausgesprochen gering und kann daher für praktische Anwendungen vernachlässigt werden (vgl. dazu [3.14] und [3.24]).

Neben der Grenzflächenspannung vermindert sich zudem auch die Zähigkeit des Wassers (Viskosität) mit ansteigender Temperatur. Die Temperaturabhängigkeit der dynamischen Viskosität ist dabei erheblich stärker ausgeprägt als das entsprechende Verhalten der Grenzflächenspannung. Im Hinblick auf die Temperaturabhängigkeit des Feuchtetransportkoeffizienten $D_{\theta L}$ der flüssigen Phase gemäß Gleichung (3.13) ist daher das Verhältnis aus Grenzflächenspannung σ_L und der dynamischen Viskosität η zu berücksichtigen [3.15] [3.25].

3.1.2.5 Osmose

Die Feuchtetransportvorgänge der Osmose sind prinzipiell mit den Diffusionsvorgängen verwandt, da sie auf ähnlichen Mechanismen beruhen. Jedoch unterscheiden sich beide Arten des Feuchtetransports durch die Wirkung der semipermeablen Membran grundsätzlich voneinander. Da die Existenz und die Wirkung einer entsprechenden semipermeablen Membran in realen Bauteilen aus Natursteinen nur in Ausnahmefällen festzustellen sind, ist der Transport- bzw. der Schädigungsmechanismus der Osmose im Hinblick auf die Verwitterung von Natursteinmauerwerk bzw. die Zielsetzung dieser Arbeit eher von untergeordneter Bedeutung.

3.1.2.6 Elektrokinese

Durch elektrokinetische Prozesse kann zwar prinzipiell ein messbarer Flüssigkeitstransport zustande kommen, der jedoch nur bei ausreichendem Porenfüllungsgrad und vergleichsweise kleinen Kapillardurchmessern in baupraktisch nennenswerten Größenordnungen abläuft [3.26].

Elektrokinetische Transportvorgänge können wegen der ausgesprochen geringen Differenz der Ionenkonzentration zwischen der Porenwand und der adsorbierten Flüssigkeitsmoleküle in aller Regel und unter baupraktischen Bedingungen nahezu ausgeschlossen bzw. vernachlässigt werden.

3.1.3 Feuchteübergang

Die Prozesse des Feuchteübergangs unterscheiden sich von den bisher vorgestellten Feuchtetransportvorgängen dadurch, dass im Falle des Feuchteübergangs ein Feuchtetransport von den Oberflächen fester Körper an die Umgebungsluft bzw. umgekehrt stattfindet. Die Vorgänge des Feuchteübergangs sind dabei auf eine Grenz-

schicht zwischen der Atmosphäre der Festkörperoberfläche von wenigen Millimetern Dicke beschränkt. Der Übergang von Feuchtigkeit an die Umgebungsluft stellt damit einen zu den Prozessen des Wärmeübergangs (Konvektion) analogen Vorgang dar. Der Feuchteübergang lässt sich daher nach folgender Gleichung beschreiben:

Feuchteübergangsstromdichte:

$$\dot{m}_{\ddot{U}} = \beta_{\ddot{U}c} \cdot \Delta c_v = \frac{\beta_{\ddot{U}c}}{R \cdot T} \cdot \Delta p_v = \beta_{\ddot{U}p} \cdot \Delta p_v \quad (3.14)$$

Darin bedeutet

R	Gaskonstante des Wasserdampfes [J/(kg·K)]
T	Absolute Temperatur [K]
Δc_v	Wasserdampfkonzentrationsdifferenz [kg/m ³]
Δp_v	Wasserdampfpartialdruckdifferenz [Pa]

In der Gleichung (3.14) steht Δc_v bzw. Δp_v für die Differenz der Wasserdampfkonzentration bzw. des Wasserdampfpartialdruckes zwischen der Atmosphäre und der Feststoffoberfläche. Als charakteristische Größe zur Beschreibung des Feuchteübergangs gibt der Stoffübergangskoeffizient $\beta_{\ddot{U}c}$ bzw. $\beta_{\ddot{U}p}$ die Intensität des Wasserdampfübergangs in Abhängigkeit von der Temperatur und der Windgeschwindigkeit an. Tabelle 3.3 gibt einen Überblick über die Größenordnung des Temperatureinflusses bzw. des Einflusses der Windgeschwindigkeit auf den Stoffübergangskoeffizienten $\beta_{\ddot{U}c}$ bzw. $\beta_{\ddot{U}p}$.

Tabelle 3.3: Stoffübergangskoeffizienten $\beta_{\ddot{U}c}$ bzw. $\beta_{\ddot{U}p}$ in Abhängigkeit von der Temperatur und der Windgeschwindigkeit (in Anlehnung an [3.11])

Einflussparameter		Stoffübergangskoeffizient	
		$\beta_{\ddot{U}c}$	$\beta_{\ddot{U}p}$
		[m/h]	[kg/(m ² ·h·Pa)]
Differenz zwischen Luft- und Oberflächentemperatur (T ₀ - T _L)	5 K	13	1,10 · 10 ⁻⁴
	10 K	16	1,20 · 10 ⁻⁴
	15 K	18	1,35 · 10 ⁻⁴
	20 K	20	1,50 · 10 ⁻⁴
Windgeschwindigkeit	Windstille 0 m/s	45	3,30 · 10 ⁻⁴
	Wind 5 m/s	85	6,30 · 10 ⁻⁴
	Sturm 25 m/s	330	25,0 · 10 ⁻⁴

Der Feuchteübergang stellt z. B. im Falle einer Austrocknung durch Verdunstung von Wasser aus einer Baustoffoberfläche den maßgebenden Widerstand des Stofftransports dar. Der Stoffübergang des Wassers ist quantitativ nur sehr schwer zu erfassen, da der Gradient des Partialdrucks zwischen der Oberfläche und der Atmosphäre von vielen Einflüssen abhängt. Neben dem Wasserdampfdruck der Atmo-

sphäre wird der Feuchteübergang zudem vom Wasserdampfpartialdruck an der Feststoffoberfläche bestimmt, der wiederum von der relativen Luftfeuchte und der Temperatur in den Feststoffporen abhängt. Im Falle einer vorbeiströmenden Luftschicht (Wind) findet ein erheblich intensiverer Feuchteübergang als bei Windstille statt (siehe dazu auch Tabelle 3.3).

3.1.4 Überlagerte Transportmechanismen

3.1.4.1 Befeuchtung

Zur Erläuterung der Befeuchtung eines porösen Baustoffes wird häufig eine stark vereinfachte, schematische Darstellung herangezogen, die auf Rose [3.23] zurückgeht (siehe Abbildung 3.5). Auf der Grundlage von Abbildung 3.5 lassen sich – ausgehend von einem nahezu vollständig entfeuchteten Zustand des porösen Baustoffes bis hin zur Porensättigung – die Befeuchtungsvorgänge in 6 Phasen unterteilen (Phasen A bis F).

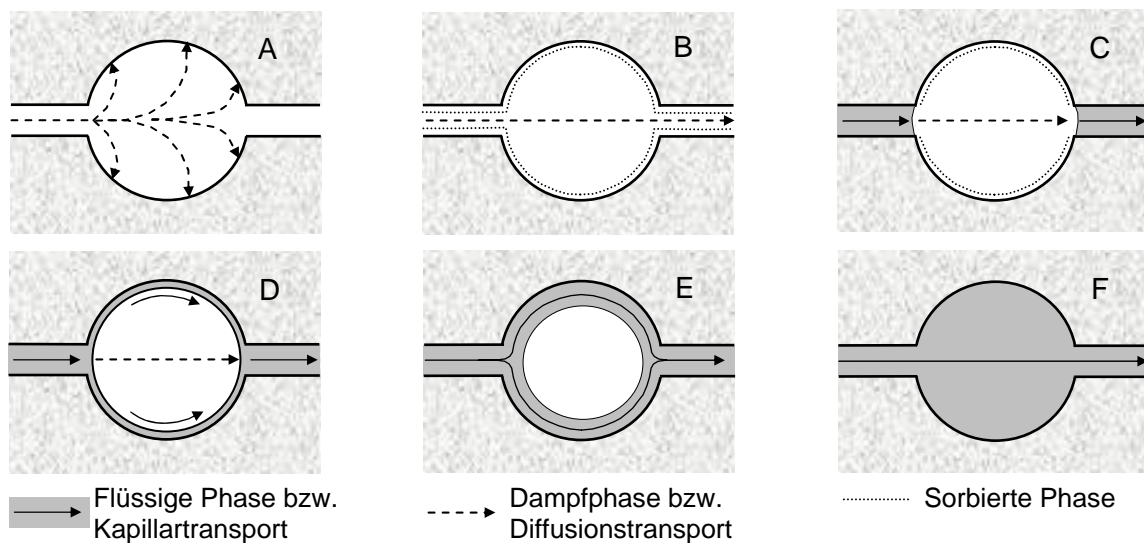


Abbildung 3.5: Vorgänge innerhalb der Poren eines Baustoffs während der Befeuchtung (in Anlehnung an [3.23])

In einem sehr trockenen Baustoff wird zunächst der eindringende Wasserdampf an den Porenwänden adsorbiert (A). Ein Transport des in den Porenraum eingedrungenen Wassers findet noch nicht statt, sondern es kommt lediglich zur Feuchtespeicherung in der Pore. Erst wenn die Porenwände mit einer oder mehreren Molekülschichten des Wasser belegt sind, dringt der Dampfdiffusionsstrom durch die Pore hindurch (B). Dabei herrscht zwischen Dampfmenge im Porenraum und der adsorbierten Schichtdicke ein Gleichgewicht. Bei weiter zunehmendem Feuchtegehalt kommt es zur Entstehung von Wasserinseln, die sich als Folge der Kapillarkondensation an den engsten Stellen der Kapillare bilden (C). Reiner Diffusionstransport

findet in diesem Stadium nur noch in den noch luftgefüllten Poren größeren Durchmessers statt, während in den übrigen Stellen kapillarer Flüssigkeitstransport einsetzt.

Der Feuchtetransport über die Wasserinseln beruht auf Wechselwirkungen zwischen der Grenzschicht der flüssigen Phase und dem dampfgefüllten Porenvolumen. Die Prozesse des Feuchtetransports über die Wasserinseln bewirken gegenüber dem reinen Diffusionstransport eine erhebliche Steigerung der Transportleistung.

Im Stadium D hat die Schichtdicke des Sorbatfilms auch in den großen Poren so weit zugenommen, dass infolge von Oberflächendiffusionsvorgängen größere Feuchtemengen in die zunächst noch luftgefüllten Poren gelangen können. Das freie Luftvolumen wird dabei stetig kleiner und der Kapillartransport bestimmt in wachsendem Ausmaß das Feuchtetransportverhalten (E). Zustand F kennzeichnet die Wassersättigung des Porenraumes. In diesem Zustand ist das Strömungsgesetz nach Darcy anwendbar, da keine Luftblasen im Gefüge mehr vorhanden sind (siehe dazu Abschnitt 3.1.2.2). Der Kapillartransport kommt zum Erliegen, wenn die gegen die Schwerkraft aufsteigende Flüssigkeitssäule einen Zustand des Gleichgewichts erreicht hat oder wenn der Strömungswiderstand der Kapillare die Transportgeschwindigkeit gegen den Wert Null streben lässt.

Der Vorgang der Befeuchtung ist im Zustand eines geringen Feuchtegehalts im Wesentlichen auf Diffusionsprozesse zurückzuführen, während der erheblich leistungsfähigere Kapillartransport im Zustand eines hohen Feuchtegehalts dominiert. Zwischen den beiden unterschiedlichen Feuchtetransportmechanismen existiert keine exakt definierbare Grenze.

3.1.4.2 Trocknung

Ähnlich wie im Falle der Befeuchtung handelt es sich bei der Trocknung poröser Baustoffe um kombinierte Feuchtetransportprozesse. Dabei finden Diffusions- und Kapillartransportprozesse u. U. parallel d. h. zeitgleich statt. Abbildung 3.6 gibt den charakteristischen Verlauf eines Trocknungsprozesses in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt des porösen Baustoffes u_v wieder.

Das in der Abbildung 3.6 in exemplarischer Form anhand des Baustoffes Gasbeton dargestellte Trocknungsverhalten zeigt die Abhängigkeit der Trocknungsgeschwindigkeit in $[\text{kg}/(\text{m}^2\cdot\text{h})]$ vom Feuchtegehalt. Der Trocknungsprozess, der auch auf andere poröse Baustoffe übertragen werden kann, verläuft dabei grundsätzlich in 2 Trocknungsabschnitten (vgl. dazu auch [3.27]). Ausgehend von einem hohen Feuchtegehalt findet in der 1. Trocknungsphase die Verdunstung ausschließlich an der Oberfläche des porösen Baustoffes statt. In diesem Zustand ist der Feuchtegehalt noch so hoch, dass die Feuchtigkeit durch den sehr leistungsfähigen kapillaren

Feuchtetransport aus tiefer liegenden Bereichen an die Oberfläche transportiert werden kann. Maßgebend für die Leistungsfähigkeit der Trocknung ist in dieser Trocknungsphase der Mechanismus des Feuchteübergangs. Da der kapillare Feuchtetransport stets soviel Wasser an den Verdunstungsspiegel heranführen kann, wie dort tatsächlich verdunstet, verläuft die Trocknungsgeschwindigkeit während des 1. Trocknungsabschnittes konstant.

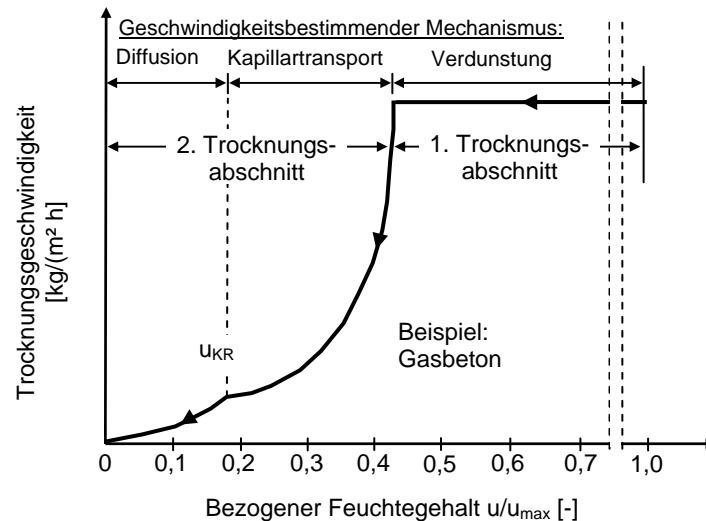


Abbildung 3.6: Trocknungsphasen eines porösen Baustoffes (in Anlehnung an [3.23])

Der 2. Trocknungsabschnitt setzt ein, wenn der Feuchtegehalt soweit abgenommen hat, dass in den Oberflächenbereichen des porösen Baustoffes kein reiner Kapillartransport mehr möglich ist. Da die Mechanismen des Feuchteübergangs mehr Wasser an die Atmosphäre abgeben, als auf dem Wege der Dampfdiffusion und dem zurückgehenden Kapillartransport durch die Baustoffporen nachgeliefert werden kann, wandert die Trocknungsfrent zunehmend in das Baustoffinnere. Der Kurvenverlauf der Trocknungsgeschwindigkeit zeichnet sich in diesem 2. Trocknungsabschnitt durch einen deutlichen Abfall aus. Der Feuchtegehalt, unterhalb dem aufgrund des Abreißens der Flüssigkeitssäulen kein Kapillartransport mehr möglich ist (2. Knickpunkt), kennzeichnet den kritischen Feuchtegehalt u_{KR} . Mit Unterschreiten dieses kritischen Feuchtegehalts verzögert sich der Trocknungsvorgang abermals, da der Feuchtetransport dabei ausschließlich durch den Gradienten des Wasserdampfpartialdruck zwischen Oberfläche und den Trocknungsspiegel (also durch den erheblich langsameren Diffusionstransport) bestimmt wird.

3.2 Wärmehaushalt

3.2.1 Wärmespeicherung

In einem Körper ist die Wärmeenergie als kinetische Energie ungeordneter mikroskopischer Bewegungen gespeichert (Schwingungen von Atomen sowie Translati-

ons- und Rotationsbewegungen der Moleküle). Der Wärmezustand eines Körpers, der von seiner Masse und seiner Zusammensetzung unabhängig ist, wird durch die skalare Größe der Temperatur beschrieben.

Die Aufnahme oder Abgabe der Wärmeenergie kann entweder durch mechanische oder durch thermische Wechselwirkungen erfolgen. Im Falle der thermischen Wechselwirkungen wird die Energie durch die Wärmebewegung der Moleküle oder durch Wärmestrahlung übertragen. Im Falle eines porösen Baustoffes, in dessen Poren sich sowohl flüssiges Wasser als auch Dampf befindet, muss berücksichtigt werden, dass neben dem Feststoff auch Wasser Wärme speichert bzw. leitet (siehe dazu Abschnitt 3.3).

3.2.2 Wärmeleitung

Bestehen zwischen zwei Bereichen eines Körpers Temperaturunterschiede, so gleichen sich diese dadurch aus, dass Wärmeenergie vom wärmeren zum kälteren Bereich übertragen wird. Unter Wärmeleitung versteht man die Wärmeübertragung innerhalb eines festen, flüssigen oder gasförmigen Stoffes ohne makroskopischen Massentransport. Der Wärmeenergietransport beruht bei den Festkörpern auf einem Kopplungseffekt zwischen den Schwingungsbewegungen der Gitteratome. Die Ausbreitung der Schwingungsbewegungen erfolgt in Wellen und unterliegt den Gesetzen der Quantenmechanik. Die Wärmeleitung in Flüssigkeiten und Gasen beruht hingegen auf der Diffusion ihrer Atome bzw. Moleküle.

Die Wärmeleitung entspricht einem Wärmestrom \dot{Q} , der sich aus der in einem Zeitintervall dt übertragenen Wärmemenge dQ ergibt.

In Analogie zum Feuchtetransport wird auch im Falle der Wärmeleitung der durch eine Querschnittsfläche A fließende Wärmestrom \dot{Q} als Wärmestromdichte \dot{q} in $[\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})]$ bezeichnet (vgl. Gleichung (3.7) für die Diffusionsstromdichte in Abschnitt 3.1.2.1).

Die Wärmeleitfähigkeit λ ist eine materialspezifische Größe und in der Regel temperaturabhängig. Im Falle poröser Baustoffe muss auch der Einfluss des Feuchtegehalts auf die Wärmeleitfähigkeit berücksichtigt werden.

Im Falle eines instationären Feuchtetransports finden Verdunstungs- und Kondensationseffekte im Baustoffgefüge statt, die mit zusätzlichen Einflüssen auf den Wärmehaushalt des Baustoffes verbunden sind. Eine allgemeingültige Wärmebilanzgleichung muss daher auch Enthalpieanteile erfassen (siehe dazu auch Abschnitt 3.2.3).

3.2.3 Wärmeübergang

Neben der Wärmeleitung innerhalb fester Körper findet die Übertragung von Wärme auch zwischen den Oberflächen fester Körper und den umgebenden Medien statt. Die Wärmeübertragung kann dabei durch die Bewegung der Moleküle des umgebenden Mediums – es handelt sich hier in der Regel um Flüssigkeiten oder Gase (Konvektion) – oder in Form von Wärmestrahlung (elektromagnetische Wellen) erfolgen. Während die Konvektion nur in Gegenwart eines Übertragungsmediums ablaufen kann, findet der Wärmeaustausch durch Strahlung auch im Vakuum statt.

Im Hinblick auf die Lösung baupraktischer Problem werden die Anteile des Wärmeübergangs aus Konvektion und Wärmestrahlung häufig nicht getrennt erfasst, sondern vereinfachend in Form einer kombinierten Wärmeübergangszahl $\alpha_{\ddot{U}, \text{ges}}$ in Ansatz gebracht [3.28]. Die Vereinfachung führt jedoch nur dann zu hinreichend zutreffenden Ergebnissen, wenn die Temperaturdifferenz zwischen dem Festkörper und dem umgebenden Medium sehr gering ist.

Wie bereits im vorstehenden Abschnitt 3.2.2 dargestellt worden ist, sind bei Feuchteübergangsvorgängen infolge von Verdunstungs- bzw. Kondensationsvorgängen entsprechende Enthalpieeinflüsse auf die Wärmebilanz zu berücksichtigen.

3.3 Allgemeine Bilanz des Feuchte- und Wärmehaushalts

3.3.1 Grundprinzip der Bilanzierung

Im Rahmen der allgemeinen Bilanzierung des Feuchte- und Wärmehaushalts wird ein räumliches Volumenelement (Kontrollvolumen) mit den Abmessungen Δx , Δy bzw. Δz betrachtet. Die Bilanzierung beruht dabei auf der Erfassung sämtlicher Feuchte- und Wärmeströme, die in dieses Volumenelement eindringen und wieder austreten. Zudem finden in diese Bilanz alle Wärme- und Feuchtemengen Eingang, die innerhalb des betrachteten Volumenelements entstehen bzw. sich dort umwandeln. Der Bilanzierungsansatz setzt sich aus einem System von 2 Gleichungen – jeweils eine Gleichung für den Feuchte- bzw. für den Wärmehaushalt – zusammen.

$$\text{Feuchtemassenbilanz:} \quad \frac{\partial m_{\text{ges}}}{\partial t} = \nabla \dot{m}_{\text{ges}} \quad (3.15)$$

$$\text{Wärmeenergiebilanz:} \quad \frac{\partial q_{\text{ges}}}{\partial t} = \nabla \dot{q}_{\text{ges}} \quad (3.16)$$

Darin bedeutet

m_{ges}	Gesamtfeuchtemasse im Kontrollvolumen [kg]
\dot{m}_{ges}	Feuchtemassenstrom im Kontrollvolumen [kg/h]
q_{ges}	Gesamtwärmemenge im Kontrollvolumen [W·h]

\dot{q}_{ges}	Wärmestrom im Kontrollvolumen [W]
∇	Änderung der Durchflussmenge innerhalb des Kontrollvolumens
$\frac{\partial}{\partial t}$	Mengenänderung innerhalb des Kontrollvolumens während des Zeitintervalls Δt

Dieser Vorgehensweise liegt die Annahme zugrunde, dass die zeitliche Änderung des Feuchtegehalts des betrachteten Volumenelements während des Zeitintervalls Δt mit der Differenz aus zu- und abgeführten Feuchtemengen im Gleichgewicht steht. Dabei müssen Feuchtequellen bzw. -senken entsprechend berücksichtigt werden. Für die Bilanzierung des Wärmehaushalts gilt dieses Grundprinzip sinngemäß. Auf der Grundlage der o. g. Annahme können Gleichungen (3.15) und (3.16) aufgestellt werden. Die Summen m_{ges} , q_{ges} sowie \dot{m}_{ges} und \dot{q}_{ges} lassen sich in ihre jeweiligen Einzelbestandteile zerlegen. Aus den Gleichungen (3.15) und (3.16) ergeben sich dadurch die Gleichungen (3.17) und (3.18).

$$\text{Feuchtemassenbilanz: } \frac{\partial m_{\text{v}}}{\partial t} + \frac{\partial m_{\text{L}}}{\partial t} + \frac{\partial m_{\vartheta}}{\partial t} = \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned} \text{(Feuchtetransport aufgrund eines Gefälles im Feuchtegehalt)} & \quad \nabla \dot{m}_{\text{D}} + \nabla \dot{m}_{\vartheta\text{L}} \\ \text{(Feuchtetransport aufgrund eines Temperaturgefälles)} & \quad + \nabla \dot{m}_{\vartheta\text{V}} + \nabla \dot{m}_{\vartheta\text{L}} \\ \text{(Feuchtetransport aufgrund äußerer Druckeinwirkung)} & \quad + \nabla \dot{m}_{\text{PV}} + \nabla \dot{m}_{\text{PL}} \\ \text{(Feuchtetransport aufgrund des Schwerkrafteinflusses)} & \quad + \nabla \dot{m}_{\text{gL}} \end{aligned}$$

$$\text{Wärmeenergiebilanz: } \frac{\partial q_{\vartheta}}{\partial t} + \frac{\partial q_{\vartheta\text{C}}}{\partial t} + \frac{\partial q_{(\text{Kond./Verd.})}}{\partial t} = \quad (3.18)$$

$$\begin{aligned} \text{(Wärmeleitung bzw. Wärmetransport im Temperaturgefälle)} & \quad \nabla \dot{q}_{\vartheta} + \nabla \dot{q}_{\vartheta\text{V}} \\ \text{(Wärmetransport im Feuchtegefälle)} & \quad + \nabla \dot{q}_{\text{D}} + \nabla \dot{q}_{\vartheta\text{L}} \\ \text{(Wärmequelle bzw. -senke)} & \quad + \nabla \dot{q}_{\text{Quelle}} \end{aligned}$$

Die zeitlichen Änderungen des Feuchte- bzw. Wärmeinhalts werden in den Gleichungen (3.15) bis (3.16) stets auf der linken Seite, die Differenzen aus Zu- und Abfluss jeweils auf der rechten Seite der Gleichung angegeben. Im Einzelnen handelt es sich bei den in den Gleichungen (3.17) und (3.18) aufsummierten und gegenübergestellten Anteilen um folgende Komponenten:

Feuchtemassenbilanzgleichung (3.17)

$\partial m_{\text{v}}/\partial t$	Zeitliche Änderung der Dampfmenge innerhalb des Kontrollvolumens
$\partial m_{\text{L}}/\partial t$	Zeitliche Änderung der flüssigen Wassermenge innerhalb des Kontrollvolumens

$\partial m_{\vartheta}/\partial t$	Zeitliche Änderung des Wasserdampfgehalts innerhalb des Kontrollvolumens als Folge einer temperaturbedingten Änderung der Wasserdampfdichte ($\Delta\vartheta \Rightarrow \Delta\rho_v$)
$\nabla \dot{m}_D$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des dampfförmigen Feuchtestroms infolge eines Gefälles in der Feuchtekonzentration Δc_v durch das Kontrollvolumen (Diffusion)
$\nabla \dot{m}_{\theta L}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des flüssigen Feuchtestroms infolge eines Gefälles im Feuchtegehalt $\Delta\theta$ durch das Kontrollvolumen (Kapillartransport)
$\nabla \dot{m}_{\vartheta V}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des dampfförmigen Feuchtestroms infolge eines Gefälles in der Temperaturverteilung $\Delta\vartheta$ durch das Kontrollvolumen
$\nabla \dot{m}_{\theta L}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des flüssigen Feuchtestroms infolge eines Gefälles in der Temperaturverteilung $\Delta\vartheta$ durch das Kontrollvolumen
$\nabla \dot{m}_{PV}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des dampfförmigen Feuchtestroms infolge einer äußeren Druckeinwirkung Δp durch das Kontrollvolumen
$\nabla \dot{m}_{PL}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des flüssigen Feuchtestroms infolge einer äußeren Druckeinwirkung Δp durch das Kontrollvolumen
$\nabla \dot{m}_{gL}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des flüssigen Feuchtestroms infolge von Schwerkrafteinflüssen (Erdbeschleunigung g) durch das Kontrollvolumen

Wärmeenergiebilanzgleichung (3.18)

$\partial q_{\vartheta}/\partial t$	Zeitliche Änderung der Wärmemenge innerhalb des Kontrollvolumens (Matrix, flüssiges Wasser und Wasserdampf) als Folge einer Temperaturänderung $\Delta\vartheta$
$\partial q_{\vartheta C}/\partial t$	Zeitliche Änderung der Wärmemenge innerhalb des Kontrollvolumens durch Verdunstung als Folge einer Temperaturänderung $\Delta\vartheta$ und der damit gekoppelten Dampfdichteänderung
$\partial q_{(Kond./Verd.)}/\partial t$	Zeitliche Änderung der Wärmemenge innerhalb des Kontrollvolumens durch Verdunstung als Folge einer Änderung des Feuchtegehalts
$\nabla \dot{q}_{\vartheta}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss des Wärmestroms infolge eines Temperaturgefälles $\Delta\vartheta$ durch das Kontrollvolumen (Wärmeleitung)
$\nabla \dot{q}_{\vartheta V}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss der Wärmemenge, die dem Kontrollvolumen mit dem Dampftransport infolge eines Temperaturgradienten zu- bzw. abgeführt wird
$\nabla \dot{q}_D$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss der Wärmemenge, die dem Kontrollvolumen mit dem Dampftransport infolge eines Feuchtegradienten (Dampfdiffusion) zu- bzw. abgeführt wird

$\nabla \dot{q}_{\theta L}$	Differenz zwischen Zu- und Abfluss der Wärmemenge, die dem Kontrollvolumen mit dem Transport flüssigen Wassers (Kapillartransport) zu- bzw. abgeführt wird
$\nabla \dot{q}_{\text{Quelle}}$	Wärmequelle bzw. -senke im Kontrollvolumen aufgrund verschiedener Ursachen. Dabei kommen im Wesentlichen folgende Anteile in Betracht:
$\nabla \dot{q}_{(\text{Kond./Verd.})}$	Wärmequelle bzw. -senke, die sich in dem Kontrollvolumen aufgrund von Kondensations- bzw. Verdunstungseffekten ergibt
$\nabla \dot{q}_E$	Wärmeerzeugung im Kontrollvolumen durch Umsetzung elektrischer und chemischer Energie sowie Strahlungsenergie

Aus den Gleichungen (3.17) und (3.18) ergibt sich ein System von zwei jeweils miteinander gekoppelten Differentialgleichungen, die nur auf numerischem Wege gelöst werden können. Diesem Differentialgleichungssystem liegen dieselben Mechanismen des Feuchtetransports und der Wärmeleitung zugrunde, die in den Abschnitten 3.1 und 3.2 ausführlich vorgestellt wurden. Ausnahmen betreffen lediglich die Feuchtetransportmechanismen der Osmose sowie der Elektrokinese, die hier jedoch aus den bereits genannten Gründen vernachlässigt werden (siehe dazu Abschnitt 3.1.2).

3.3.2 Bilanzierungsansätze in der Literatur

In der Literatur sind verschiedene Ansätze zur Beschreibung gekoppelter Feuchtetransport- bzw. Wärmeleitungsprozesse veröffentlicht. Diese Ansätze beruhen auf dem vorstehend dargelegten Grundprinzip der Bilanzierung anhand eines Kontrollvolumens. Die Formulierung der Bilanzgleichungen (3.17) und (3.18) wurde bewusst in einer möglichst allgemeingültigen Form gehalten, um den Vergleich dieser Ansätze aus der Literatur untereinander zu ermöglichen. In den Anlagen 1 bis 4 sind diese Ansätze zusammengestellt. Während die Anlagen 1 und 2 die Differentialgleichungen zum Feuchtetransport beinhalten, werden die entsprechenden Stoffgesetze zum Temperaturverhalten in den Anlagen 3 und 4 dargestellt. Die Anlagen 1 und 3 geben jeweils zunächst einen Überblick über den allgemeinen Aufbau der zusammengetragenen Stoffgesetze sowie über die darin berücksichtigten Ursachen und erfassten Mechanismen. Den Kern der Zusammenstellung bilden jedoch die Anlagen 2 und 4, in denen die Differentialgleichungen der verschiedenen Autoren in ausführlicher Form zusammengestellt sind.

Die zusammengestellten Ansätze wurden von Krischer [3.15], Lykow [3.29], sowie Philip und de Vries [3.12] entwickelt. Sie geben die Stoffgesetze für den Wärme- und Feuchtetransport jeweils gemeinsam an. Die gekoppelten Differentialgleichungssysteme zeigen dabei ähnliche Strukturen und unterscheiden sich insbesondere in Bezug auf die Definition der maßgebenden treibenden Potentiale sowie die Transportkoeffizienten (siehe dazu Tabelle A2 in Anlage 2 und Tabelle A4 in Anla-

ge 4). Wesentliche Unterschiede zwischen diesen Ansätzen zeigen sich im Hinblick auf die berücksichtigten Feuchtetransportmechanismen bzw. auf die Mechanismen der Wärmeleitung. In den vorgestellten Ansätzen finden dabei stets die Feuchtetransportmechanismen der Diffusion bzw. der Effusion und der Kapillarleitung Berücksichtigung (siehe Tabelle A1 in Anlage 1). Wie aus der Übersichtstabelle in Anlage 1 im Weiteren entnommen werden kann, wurde in sämtlichen Ansätzen auf eine Erfassung der Feuchtetransportmechanismen im Druckgefälle verzichtet.

In den Stoffgesetzen von Krischer, Lykow und de Vries wird der Feuchte- und der Wärmetransport bzw. die Wärmeleitung auf die Transportpotentiale Wassergehalt, Dampfdruck und Temperatur zurückgeführt. In dem Differentialgleichungssystem nach Krischer werden konstante Transportkoeffizienten in Ansatz gebracht. Im Hinblick auf die zum Teil sehr ausgeprägte Abhängigkeit der Transportkoeffizienten vom Feuchtegehalt geben die unter einer derartigen Vereinfachung erhaltenen Berechnungsergebnisse nur in einem sehr eng begrenzten Feuchte- und Temperaturbereich die realen Verhältnisse in akzeptabler Genauigkeit wieder. Krischer betrachtet den Flüssigkeits- und Dampftransport jeweils separat und berücksichtigt keine Einflüsse eines Temperaturgradienten auf den Feuchtetransport. Zudem werden auch die Wechselwirkungen zwischen Wassergehalt und Diffusion durch Vorgabe eines konstanten μ -Wertes, der im Diffusionskoeffizienten $D_{c,K}$ implizit enthalten ist (siehe Tabelle A2 in Anlage 2), vernachlässigt.

Das Differentialgleichungssystem nach Lykow zeichnet sich in einigen Punkten durch Ähnlichkeiten zu Krischers Transportmodell aus (vgl. dazu Tabelle A2 in Anlage 2). Obwohl Lykow im Gegensatz zu Krischer den Temperaturgradienten als Mechanismus beim Feuchtetransport berücksichtigt, gibt er wie im o. g. Ansatz die Transportkoeffizienten als konstant vor. Beide Autoren weisen zwar ausdrücklich auf die Abhängigkeit der Transportkoeffizienten vom Feuchtezustand und der Temperatur hin, auf eine stoffgesetzliche Umsetzung dieser Abhängigkeiten wurde jedoch in beiden Fällen verzichtet.

Im Unterschied zu den Stoffgesetzen der anderen Autoren in der Tabelle A1 bzw. A2 bringt Lykow einen Feuchtetransportkoeffizienten (Potentialleitfähigkeit k) in Ansatz, durch den sowohl der Transport der flüssigen Phase als auch der Dampftransport beschrieben werden soll. Dabei geht er von der Annahme aus, dass beide Transportanteile in einem festen Verhältnis zueinander stehen. Zudem gibt Lykow eine konstante Phasenumwandlungskennzahl zur Berücksichtigung der Verdunstungswärme an, durch die die ausgesprochen komplexen thermisch-hygrischen Vorgänge während des Feuchteübergangs in realen porösen Baustoffen sicherlich nur in grober Näherung erfasst werden können.

Der Ansatz nach de Vries berücksichtigt in seiner originären Form (vgl. dazu [3.12]) die Anteile des Flüssigkeits- und des Dampftransports in Abhängigkeit eines gemeinsamen treibenden Potentials. Dabei wird als Ersatzpotentialgröße der Gesamt-

feuchtegehalt herangezogen. Diese Art der Vorgehensweise ist aufgrund einer entsprechenden differentiellen Zerlegung der Anteile aus Flüssigkeits- und Dampftransport sowie deren tatsächlichen Transportpotentialen (d. h. der Gehalt an flüssigem Wasser bzw. der Gehalt an Wasserdampf) möglich. Mit der Einführung eines Ersatzpotentials ist zudem die Herleitung eines formalen Transportkoeffizienten erforderlich, der den überlagerten Anteilen aus Flüssigkeits- und Dampftransport Rechnung trägt. Die Zusammenstellung in der Tabelle A2 (siehe Anlage 2) enthält jedoch aus Gründen der besseren Vergleichbarkeit mit den übrigen Stoffgesetzen eine nach Ursachen bzw. Mechanismen zerlegte Form des Stoffgesetzes.

Anhand der in Tabelle A2 gewählten Darstellungsweise ist ersichtlich, dass es sich bei dem Differentialgleichungssystem nach de Vries um Stoffgesetze handelt, in denen neben den Mechanismen der Diffusion, des Kapillartransport sowie des thermischen Transports der flüssigen und der dampfförmigen Phase auch Schwerkrafteinflüsse erfasst werden. Zudem wird sowohl in der Differentialgleichung für den Feuchtetransport als auch für die Wärmeleitung den Mechanismen der Kondensation bzw. der Verdunstung in ausführlicher Weise Rechnung getragen (siehe dazu Tabellen A2 und A4 in den Anlagen 2 und 4).

Kießl greift auf Teilaspekte der Ansätze Krischers (separate Erfassung des Flüssigkeits- bzw. Dampftransports) und de Vries (Einführung einer Ersatzpotentialgröße) zurück und entwickelt darauf aufbauend eine neue Theorie des Feuchtetransports, in der er den Massetransport in drei Komponenten unterteilt. Dabei handelt es sich um den Dampftransport infolge eines Feuchte- bzw. eines Temperaturgradienten und den Flüssigtransport, die beide auf zwei unabhängige treibende Potentiale – nämlich auf die Temperatur und auf das so genannten allgemeine Feuchtepotential – zurückgeführt werden. Das allgemeine Feuchtepotential ist eine Ersatzpotentialgröße, auf deren Definition und Funktion in Abschnitt 6.1.2 noch näher eingegangen wird. Den Teilströmen ordnet Kießl die drei Transportkoeffizienten FKU, FDT und FDP zu, die jeweils von beiden Potentialen abhängen (siehe dazu Tabelle A2 in Anlage 2). Im Gegensatz zum Ansatz nach de Vries bleibt der thermisch bedingte Feuchtetransport der flüssigen Phase hierbei unberücksichtigt.

Durch Einführung des allgemeinen Feuchtepotentials nach Kießl bietet sich die Möglichkeit mehrschichtige bzw. inhomogene Bauteile hinsichtlich ihres Temperatur- und Feuchteverhaltens zu untersuchen. Demgegenüber ist auf der Grundlage der Ansätze nach Krischer, Lykow und de Vries lediglich eine Untersuchung homogener Bauteile möglich.

Die oben genannten Stoffgesetze bilden die Grundlage für eine Reihe von zum Teil verbesserten Ansätzen, auf die im Rahmen dieser Arbeit nicht im Detail eingegangen werden kann (Einzelheiten siehe [3.30], [3.31], [3.32], [3.33], [3.34], [3.35]). In den meisten Fällen handelt es sich bei diesen Ansätzen jedoch um Stoffgesetze, die sich nur geringfügig von den bereits vorgestellten Differentialgleichungen unter-

scheiden. Oftmals gehen mit Verbesserungen auf der einen Seite zusätzliche Beschränkungen hinsichtlich der Anwendbarkeit der Stoffgesetze auf der anderen Seite einher.

Im Gegensatz zu den vorstehend diskutierten Stoffgesetzen verwenden Grunewald bzw. Häupl ([3.36], [3.37]) ein gekoppeltes Transportgleichungssystem, das neben dem Feuchtetransport und der Wärmeleitung auch den Luft- und Salztransport einschließlich gegenseitiger Abhängigkeiten berücksichtigt. Bei diesem ausgesprochen komplexen Modell handelt es sich um eines der umfassendsten Ansätze zur Beschreibung mehrphasiger Transportprobleme. Das Transportmodell nach Grunewald bzw. Häupl setzt sich dementsprechend aus 4 Bilanzgleichungen zusammen, die im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht ausführlicher dargestellt werden, da die Erfassung der thermisch-hygrischen Vorgänge im Hinblick auf die Zielsetzung dieser Arbeit eindeutig im Vordergrund stehen (siehe dazu auch Kapitel 5) und diese mit den o. g. Stoffgesetzen mit hinreichender Genauigkeit beschrieben werden können.

Neben den Einschränkungen in Bezug auf die Anwendbarkeit der Stoffgesetze bei inhomogenen Bauteilen (mehrschichtige Bauteile) existieren weitere Anwendungsbeschränkungen. So werden Hystereseeffekte im Befeuchtungs- bzw. Trocknungsverhalten in der Regel vernachlässigt. Diese Hystereseerscheinungen zwischen Ad- und Desorption sollen hier jedoch nicht näher erörtert werden (Einzelheiten hierzu siehe [3.38]).

Weitere Einschränkungen betreffen die rechnerische Erfassung von Verdampfungseffekten des Wassers bei höheren Temperaturen ($\vartheta > 60 \text{ °C}$) sowie die Volumenexpansion des gefrierenden Wassers und die damit einhergehenden Vorgänge des Feuchtetransports ($\vartheta < 0 \text{ °C}$, siehe dazu auch Abschnitt 2.1.2.3). Aufgrund des makroskopischen Betrachtungsansatzes beschränken sich die Möglichkeiten der Erfassung von Grenzflächenphänomenen zwischen der Feststoffoberfläche (Matrixoberfläche) und der flüssigen Phase bzw. der Dampfphase, wie z. B. den Effekten im Zusammenhang mit der Effusion (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.2.1), auf den Ansatz entsprechender Transport- und Speicherkennwerte. Diese Effekte werden bei der experimentellen Bestimmung der Transportkennwerte implizit mit erfasst. Dies gilt sinngemäß auch für die Erfassung von Oberflächendifusionsvorgängen.

Im Hinblick auf die Verfügbarkeit entsprechender Materialkennwerte für den Feuchtetransport bzw. für die Feuchtespeicherung ist in der Regel eine auf jeden Anwendungsfall speziell abgestimmte experimentelle Bestimmung erforderlich, die sich zum Teil als sehr aufwendig erweist. In der Literatur werden zwar verschiedene Ansätze zur rechnerischen Bestimmung dieser Kennwerte vorgestellt und diskutiert ([3.15], [3.39]), hinsichtlich der damit erreichten Genauigkeit bei den Rechenergebnisse müssen jedoch aufgrund der vorzunehmenden Vereinfachungen erhebliche Abweichungen vom tatsächlichen thermisch-hygrischen Verhalten des Materials in Kauf genommen werden (siehe dazu auch Abschnitt 6.1).

Aus dem Vergleich der vorgestellten Berechnungsansätze sowie der eingehenden Analyse entsprechender Ergebnisse gehen eine Reihe von Erkenntnissen hervor, die im Hinblick auf die numerische Simulation praktischer Probleme des Feuchttransport und der Wärmeleitung von erheblicher Bedeutung sind. Hierzu zählen u. a. Möglichkeiten der Vereinfachung bei der numerischen Umsetzung des vergleichsweise komplexen Differentialgleichungssystem. Diese Erkenntnisse wurden dem eigenen Vorgehen zugrunde gelegt. In dem folgenden Abschnitt werden diese Ergebnisse diskutiert sowie die daraus ableitbaren Folgerungen dargelegt.

3.3.3 Diskussion und Folgerungen

In Abschnitt 3.1.2.6 wurde bereits hervorgehoben, dass elektrokinetische Vorgänge in Baustoffen unter natürlichen Verhältnissen als ursächlicher Mechanismus eines nennenswerten Feuchttransport auszuschließen sind. Zudem können Flüssigkeits- und Gasströmungen aufgrund von Gesamtdruckunterschieden in Bauteilen unter üblichen Bedingungen ebenfalls vernachlässigt werden [3.14]. Diese Mechanismen fanden daher keine Berücksichtigung in den vorgestellten Bilanzgleichungen zum Feuchttransport (vgl. dazu auch Tabelle A1 in Anlage 1). Jedoch wird in diesen Stoffgesetzen einer Reihe von weiteren ursächlichen Mechanismen Rechnung getragen, die theoretisch durchaus einen Beitrag am gesamten Massentransport bzw. an der Wärmeleitung leisten, deren Transportleistungsfähigkeit häufig unter baupraktischen Verhältnissen ebenfalls als ausgesprochen gering zu bewerten ist. Unter bestimmten Voraussetzungen erscheint daher eine Vernachlässigung dieser Mechanismen als gerechtfertigt.

Zu den Transportmechanismen, auf die das vorstehend Gesagte zutrifft, zählt der Feuchttransport der flüssigen Phase infolge von Schwerkrafteinflüssen (Sickerströmung). In Spezialfällen, wie horizontalem Feuchttransport oder bei geringen Steighöhen von $h < 1$ m, kann der Einfluss der Gravitation vernachlässigt werden [3.10]. Zudem ist eine Vernachlässigung des Schwerkrafteinflusses bei sehr feinporigen Baustoffen gerechtfertigt [3.40]. Im allgemeinen Fall (vertikaler Feuchttransport) muss der Einfluss der Gravitation entsprechend der stoffgesetzlichen Beziehung nach de Vries in Tabelle A2 in Anlage 2 berücksichtigt werden [3.41].

Wesentlichen Anteil am Feuchttransport poröser Baustoffe haben die Mechanismen der Diffusion und des kapillaren Flüssigkeitstransports [3.14]. Bei der rechnerischen Erfassung dieser Transportmechanismen in hygroskopischen Baustoffen unter nicht isothermen Bedingungen liefert eine überlagerte Beschreibung des flüssigen und dampfförmigen Feuchttransport dann unzutreffende Ergebnisse, wenn die Anteile des flüssigen und des dampfförmigen Feuchttransport in einem festen Verhältnis zueinander festgelegt sind. Selbst wenn dabei die Abhängigkeiten der Transportkennwerte vom Wassergehalt zutreffend erfasst werden, lassen sich die unterschiedlichen Temperaturabhängigkeiten der Diffusions- bzw. Kapillartrans-

portanteile bei wechselnden Temperaturen durch ein derartiges Vorgehen nicht korrekt umsetzen. Im nicht-isothermen Fall müssen daher die thermisch-hygrischen Berechnungen getrennt nach Diffusion und nach Flüssigtransport mit entsprechenden Transportkenngröße durchgeführt werden. Im Falle isothermer Betrachtungen liefern thermisch-hygrische Berechnungen auf der Grundlage eines überlagerten Ansatzes durchaus zutreffende Ergebnisse.

Zur Beschreibung kapillarer Transportvorgänge ist der Ansatz von Krischer (siehe Tabelle A2 in Anlage 2) trotz der genannten Gültigkeitseinschränkungen durchaus geeignet. Voraussetzung ist jedoch, dass dabei feuchteabhängige Transportkennwerte in Ansatz gebracht werden. Untersuchungen anhand gemessener kapillarer Transportkoeffizienten für die Anlaufphase zeigen, dass die Auswirkungen nicht ausgelasteter Menisken auf den Verlauf des wassergehaltsabhängigen Transportkoeffizienten während der Befeuchtung vergleichsweise gering sind [3.38]. Eine rechnerische Erfassung dieser Unterschiede im Be- und Entfeuchtungsverhalten kann daher unter entsprechenden Umständen entfallen.

Der Einfluss der Temperatur auf die sorptiv gebundene Stofffeuchte ist bei üblichen Baustoffen meist nur schwach ausgebildet. Zudem hat sich der thermische Einfluss auf den Flüssigkeitstransport als sehr gering erwiesen und kann deshalb für die praktische Anwendung ebenfalls vernachlässigt werden [3.24]. Demgegenüber kann der thermisch bedingte Dampftransport, wie oben erwähnt, unter Umständen einen nicht unbedeutenden Beitrag zum gesamten Feuchtetransport liefern und sollte daher im allgemeinen, nicht-isothermen Fall in Ansatz gebracht werden. Aus dem Vergleich der in Tabelle A2 (siehe Anlage 2) zusammengestellten Differentialgleichungen zum Feuchtetransport geht daher hervor, dass das Stoffgesetz nach Krischer nur im Falle isothermer Feuchteprobleme herangezogen werden sollte, da der thermisch bedingte Feuchtetransport darin nicht erfasst wird.

Der Feuchteeinfluss auf den Wärmetransport zeigt sich in der Abhängigkeit der Wärmeleitfähigkeit vom Wassergehalt, durch frei werdende oder entzogene Latentwärme beim Phasenwechsel (Sorptions- bzw. Kondensationswärme) und durch den Anstieg der Wärmespeicherfähigkeit des Baustoffs mit zunehmendem Wassergehalt. Grundsätzlich sind die Einflüsse der Verdunstung auf das Temperaturfeld nur in sehr geringem Maße feststellbar. Auch sie können daher bei der Untersuchung baupraktischer Problem in der Regel vernachlässigt werden [3.14].

4 Thermisch-hygrische Beanspruchungen im Mauerwerk

4.1 Verformungsverhalten von Sandstein und Mörtel

4.1.1 Hygrische Verformungen

Wittmann [4.1] entwickelt auf der Grundlage eigener Untersuchungsergebnisse sowie einer Literaturlauswertung (siehe dazu auch [4.2] und [4.3]) einen Erklärungsansatz für das hygrische Verformungsverhalten von Zementstein ("Münchener Modell"). Darin werden die hygrischen Verformungen im Wesentlichen auf die Reduktion der Oberflächenenergie sowie den Spaltdruck des Wassers zurückgeführt. Die Wirkungsweise dieser Mechanismen wird im Folgenden kurz, d. h. in stark vereinfachter Form erläutert.

Im Zuge der Befeuchtung eines ursprünglich trockenen Zementsteinkörpers kommt es zunächst zu einer sorptiven Belegung der Porenwandungen mit Wassermolekülen (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.1). Die Anlagerung von Wassermolekülen auf der Porenwandoberfläche ist mit einer Reduktion der van der Waals-Kräfte verbunden, die sich proportional zur Oberflächenenergie verhält. Dadurch kommt es zu einer Volumenvergrößerung.

Mit weiter zunehmendem Feuchtegehalt setzt (bei höheren Luftfeuchten) der Mechanismus der Kapillarkondensation ein (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.1). Dabei bildet sich in den Poren mit Durchmessern von $2 \cdot 10^{-9}$ m bis etwa 10^{-7} m ein zunächst vergleichsweise dünner Wasserfilm, der sich im Bereich der Kontaktstellen des inneren Gefüges anlagert. Aufgrund des eindringenden Wassers kann sich dabei der Abstand zwischen zwei gegenüberliegenden Porenwandoberflächen vergrößern (Spaltdruck).

Beide Mechanismen finden grundsätzlich zeitgleich statt, d. h. sie überlagern sich. Jedoch findet eine Reduktion der Oberflächenenergie vornehmlich im Bereich geringer Feuchtegehalte statt, während der Spaltdruck bei höheren Feuchtegehalten überwiegt. Der Übergang zwischen beiden Mechanismen ist dabei etwa in einem Feuchtebereich von $\phi = 40$ % relativer Luftfeuchte angesiedelt.

Die hygrische Dehnung ϵ_H wird im Allgemeinen gemäß Gleichung (4.1) definiert. Neben dem Kennwert der hygrischen Dehnung ϵ_H können zur Charakterisierung des hygrischen Verformungsverhaltens von Baustoffen weitere Materialparameter herangezogen werden.

$$\text{Hygrische Dehnung:} \quad \epsilon_H = \alpha_H \cdot u_m \quad (4.1)$$

Darin bedeutet

α_H	Hygrischer Dehnkoeffizient [mm/m]
u_m	Feuchtegehalt [M.-%]

In Analogie zum thermischen Dehnkoeffizienten, der in Abschnitt 4.1.2 erläutert wird, lässt sich ein entsprechender hygrischer Dehnkoeffizient wie folgt definieren:

Hygrischer Dehnkoeffizient:

$$\alpha_H = \frac{\Delta \varepsilon_H}{\Delta u_m} \quad (4.2)$$

mit $\Delta \varepsilon_H$ Inkrement der hygrischen Dehnung [mm/m]
 Δu_m Inkrement des Feuchtegehalts [M.-%]

Dieser hygrische Dehnkoeffizient verhält sich im Gegensatz zum thermischen Dehnkoeffizienten in sehr ausgeprägtem Maße nichtlinear. Die experimentelle Ermittlung des hygrischen Dehnkoeffizienten sowie seine Funktion in Bezug auf die numerischen Untersuchungen zur Feuchtebeanspruchung in Mauerwerk wird in Kapitel 6 ausführlich erläutert.

4.1.1.1 Sandstein

Obwohl sich das Gefüge von Sandstein grundsätzlich von dem des Zementsteins unterscheidet, lassen sich die oben beschriebenen theoretischen Erklärungsansätze nach dem "Münchener Modell" in einigen Fällen auch auf Sandstein übertragen. Dabei ist jedoch hervorzuheben, dass die Gefügemerkmale natürlicher Gesteine stark variieren können. Diese Tatsache schränkt die Übertragbarkeit des o. g. Erklärungsansatzes auf Sandstein in erheblichen Maße ein. Jedoch ist davon auszugehen, dass in einem vergleichsweise dichten Sandstein mit entsprechenden Porositätseigenschaften derartige hygrische Verformungsmechanismen ablaufen (siehe dazu auch [4.4]).

Neben den Porositätseigenschaften wird das hygrische Verformungsverhalten von Sandsteinen im Wesentlichen durch die Art der Kornbindungen bestimmt [2.13] [4.5] [4.6] [4.7]. Dabei zeichnen sich gerade die Sandsteine mit hohen Anteilen an Tonmineralien im Gefüge durch ausgeprägte hygrische Verformungen aus. Die dabei ablaufenden Mechanismen sind hinreichend bekannt. Die Mineralkörner von Sandsteinen sind häufig mit dünnen Lagen von Tonmineralen umgeben. Die Quellung der Sandsteine geht dabei zumindest teilweise auf die Einlagerung von Wasser zwischen die Silikatschichten der Tonminerale zurück (intrakristalline Quellung, [4.8]). Zudem dringen aufgrund des osmotischen Drucks weitere Wassermoleküle zwischen die Tonlagen und es kommt zum so genannten osmotischen Quellen des Gesteines.

Auch Sandsteine mit einem geringen Tongehalt, insbesondere Sandsteine mit überwiegend quarzitischer Kornbindung, zeigen bei Wasseraufnahme eine Volumenexpansion, wobei diese besonders bei Kapillarkondensationsvorgängen in besonders ausgeprägtem Maße beobachtet werden kann. Die hygrischen Dehnungen nehmen daher ab einer relativen Luftfeuchte von etwa 45 % deutlich zu. Dabei drückt schon das in den kleinen Kapillaren kondensierte Wasser die Kapillarwandungen an den Kornzwickeln auseinander und der Stein beginnt sich auszudehnen (Spaltdruck).

Da die Menge an aufgenommener Feuchtigkeit die Größenordnung der hygrischen Dehnungen signifikant mitbestimmt, spielen in diesem Zusammenhang die Prozesse der Wasseraufnahme eine entscheidende Rolle. So ist die Art der Befeuchtung von erheblicher Bedeutung für den dabei erzielten Grad der Porensättigung. Insbesondere kann bei feinkörnigen, feinporigen Sandsteinen die durch kapillares Saugen aufgenommene Wassermenge durchaus höhere Werte annehmen als im Falle einer 24-stündigen Volltränkung. Im erstgenannten Fall kann die Porenluft besser entweichen und es werden höhere Sättigungsgrade erzielt. Wie die genannten Untersuchungen von Schuh [2.13] zeigen, wirkt sich dieser Effekt in entsprechender Weise auch auf die Größenordnung der hygrischen Dehnungen aus. Es wird jedoch hervorgehoben, dass aus den Untersuchungsergebnissen keine tendenziellen Zusammenhänge zwischen den Porositätseigenschaften (d. h. der Porenradienverteilung) und dem hygrischen Verformungsverhalten erkennbar waren.

Die Drücke, die sich in tonhaltigen Gesteinen bei vollständig unterdrückter hygrischer Verformung während einer Wasseraufnahme einstellen können, liegen in einer Größenordnung von etwa $1,5 \text{ N/mm}^2$ bis 2 N/mm^2 [2.14] [2.13].

4.1.1.2 Mörtel

Die hygrischen Volumenveränderungen des Mörtels sind neben den bereits vorgestellten Mechanismen der Oberflächenreduktion und des Spaltdrucks zusätzlich auf eine Reihe weiterer Ursachen zurückzuführen. Die Prozesse des Mörtelschwindens gehen mit dem Austrocknen der Bindemittelmatrix einher, da die Zuschlagstoffe des Mörtels in der Regel volumenstabil sind. Dabei ist zwischen den irreversiblen Austrocknungsvorgängen während der Erhärtung des Mörtels (Erhärtungsschwinden) und den zumindest zum Teil reversiblen hygrischen Vorgängen im Mörtel zu unterscheiden.

Unter Erhärtungsschwinden versteht man die Summe aller während der Erhärtung eines Mörtels (bzw. Betons) ablaufenden Volumenkontraktionsprozesse. Diese Prozesse sind irreversibel. Einflussparameter sind neben der Temperatur und der Umgebungsfeuchte insbesondere auch die Bindemittel- und Zuschlagart

sowie deren Mischungszusammensetzung. Das Erhärtungsschwinden kann im Weiteren in autogenes Schwinden, Karbonatisierungsschwinden und plastisches Schwinden unterteilt werden [4.9] [4.10] [4.11] [4.12].

Die Mechanismen, die für das Trocknungsschwinden verantwortlich sind, wurden bereits zu Beginn des Abschnitts 4.1.1 anhand des Münchener Modells erläutert. Dieses Modell wurde speziell zur Erklärung des hygrischen Verformungsverhaltens von Zementstein herangezogen.

Die Anteile aus Trocknungsschwinden und Erhärtungsschwinden überlagern sich. Entscheidend für die Größenordnung beider Anteile ist unter anderem die Mischungsrezeptur des Mörtels [4.10] [4.13].

Schubert wertet Untersuchungsergebnisse einer Reihe von nationalen und internationalen Veröffentlichungen zum Schwindverhalten verschiedener Zement-, Kalkzement- und Kalkmörtelserien statistisch aus ([4.10], [4.14]). Dabei wurde versucht, den Einfluss der Mörtelart bzw. der Mörtelgruppe (in Anlehnung an DIN 1053 [4.15]), der Vorlagerung (Nachbehandlungsdauer), der relativen Luftfeuchte während der Versuche und der Prüfkörpergeometrie auf das Schwindverhalten – insbesondere auf die Größe des Endwertes der hygrischen Dehnungen – zu analysieren.

Im Rahmen der o. g. Literaturlauswertung konnte kein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Mörtelart bzw. der Mörtelgruppe und dem Endwert der Schwinddehnungen festgestellt werden. Zudem ergab sich nur für einen bestimmten Teil der veröffentlichten Messergebnisse ein nennenswerter Einfluss der Nachbehandlung bzw. Vorlagerung. Bei der Auswertung der übrigen Ergebnisse war dagegen der Einfluss einer Nachbehandlung vernachlässigbar gering. Hinsichtlich des Einflusses der Probekörpergeometrie (wirksame Bauteildicke d_{ef} in Anlehnung an DIN 4227 [4.16]) auf das Endschwindmaß, war ebenfalls keine abgesicherte Aussage möglich, was jedoch auf die nur bedingt vergleichbaren Messwerte zurückgeführt wird.

Weitere Untersuchungen zum Schwindverhalten von Kalk- und Kalkzementmörteln sind in [5.29], [5.30] und [5.33] veröffentlicht. Aus diesen Untersuchungen geht hervor, dass die Parameter Wasserbindemittelwert, Bindemittel-Zuschlag-Verhältnis sowie die Parameter der Sieblinie und der Probenlagerung einen zum Teil deutlichen Einfluss auf die Größenordnung der Schwindverformungen ausüben. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen stehen daher in einem gewissen Widerspruch zu den vorstehend dargelegten Resultaten.

Als wichtigster Einflussparameter auf die Größenordnung der hygrischen Dehnungen hat sich erwartungsgemäß die relative Luftfeuchte während der Austrocknung herausgestellt. In Bezug auf die vorstehend dargelegten Erkenntnisse

bzw. Folgerungen wird in [4.10] vorgeschlagen, das Endschwindmaß des Mörtels $\varepsilon_{sh,\infty}$ in Form folgender Näherungen zu formulieren, in die als einziger Parameter die relative Luftfeuchte φ [%] Eingang findet. Diese Vorgehensweise wurde gewählt, da eindeutige bzw. signifikante Einflüsse der oben genannten Parameter nicht erkennbar waren. Die Gleichung (4.3) gibt in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte jeweils den Mittelwert der bei der Literaturlauswertung zugrunde gelegten Einzelmesswerte wieder.

Näherung nach Schubert [4.10]:

$$\varepsilon_{sh,\infty} = 1,67 - 0,014 \cdot \varphi \quad (4.3)$$

Näherung nach Joisel [4.17]:

$$\varepsilon_{sh,\infty} = 1,60 \cdot \left(1 - \frac{\varphi}{100}\right)^{0,7} \quad (4.4)$$

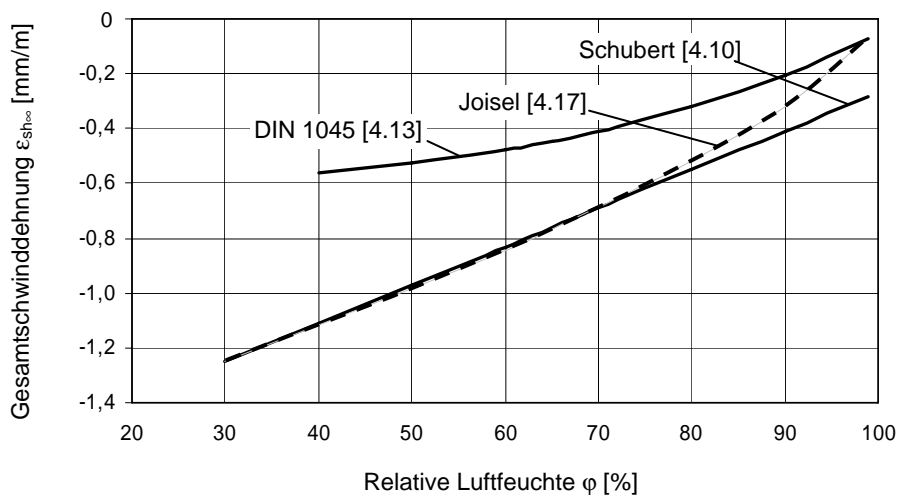


Abbildung 4.1: Endschwindwerte $\varepsilon_{sh,\infty}$ für Mörtel und Beton in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte φ (in Anlehnung an [4.10], [4.17] bzw. [4.13])

Bei der Gleichung (4.4) handelt es sich im Gegensatz zur Gleichung (4.3) um eine nichtlineare Näherungsbeziehung, die im Bereich hoher relativer Luftfeuchten geringfügig günstigere Endschwindwerte liefert als die Gleichung (4.3). Beide Näherungsansätze sind in der Abbildung 4.1 graphisch dargestellt. Zusätzlich enthält diese Abbildung zu Vergleichszwecken die entsprechende Beziehung der mittleren Endschwindverformungen für einen Normalbeton (C30/37, Zylinder \varnothing 150 mm, H = 300 mm, Beginn der Austrocknung im Betonalter von 7 Tagen) in Anlehnung an das Vorhersageverfahren der neuen DIN 1045 [4.13]. Es sei hier jedoch angemerkt, dass sich ein Mörtel im Vergleich zum Beton in der Regel durch ein größeres Zementsteinvolumen auszeichnet, so

dass der Mörtel im Allgemeinen höhere Schwindverformungen zeigt als der Beton.

In diesem Zusammenhang ist hervorzuheben, dass es sich bei den oben vorgestellten Gleichungen (4.3) und (4.4) um Näherungsformeln handelt, die auf empirischem Wege hergeleitet worden sind. Die Mechanismen, die zu den hygri-schen Verformungen führen, werden darin nicht erfasst. Zudem ist anzumerken, dass derart vereinfachende Ansätze zur Beschreibung eines komplexen Phäno-mens wie dem Schwindverhalten von Mörteln, in die als einziger Parameter die relative Luftfeuchte einfließt, die tatsächlichen Verformungseigenschaften der Mörtel nur in Form einer sehr groben Abschätzung wiedergeben können. Die Vorhersagegenauigkeit dieser Verfahren ist daher zwangsläufig sehr begrenzt.

4.1.2 Thermische Verformungen

Snethlage, Hoffmann und Knöfel [4.8] geben für mineralische Stoffe thermische Dehnungsbeträge in Größenordnungen bis ca. 1 mm/m pro 100 °C Temperatur-änderung an. In der Regel wird zur Charakterisierung des thermischen Verfor-mungsverhaltens der thermische Dehnkoeffizient herangezogen, der sich nach folgender Beziehung berechnen lässt:

Thermischer Dehnkoeffizient:

$$\alpha_{\text{Th}} = \frac{\Delta l}{l} \cdot \frac{1}{\Delta \vartheta} \quad (4.5)$$

mit

Δl	Thermisch bedingte Längenänderung [m]
l	Ausgangslänge [m]
$\Delta \vartheta$	Temperaturänderung [°C]

Darauf aufbauend können die thermischen Dehnungen wie unten angegeben definiert werden:

Thermische Dehnung: $\varepsilon_{\text{Th}} = \alpha_{\text{Th}} \cdot \vartheta \quad (4.6)$

Im Folgenden werden die charakteristischen thermischen Verformungseigen-schaften von Sandsteinen und Mörteln zum Teil anhand repräsentativer Beispie-le genauer beschrieben.

4.1.2.1 Sandstein

Die thermischen Verformungen der Sandsteine sind zu einem wesentlichen Teil auf die thermischen Eigenschaften und die Orientierung der Minerale zurückzuführen, aus denen sich der Naturstein zusammensetzt. Jedoch kommen neben den Mineraleigenschaften zusätzlich noch Aspekte der Sedimentation und der Diagenese, wie z. B. der Schichtorientierung innerhalb des Gesteins hinzu. Diese Einflussfaktoren sind neben der Größenordnung der thermischen Volumenänderung ggf. auch für die Richtungsabhängigkeit der Verformungseigenschaften des Sandsteins verantwortlich (Anisotropie). Viele Minerale zeichnen sich bezüglich ihrer kristallographischen Orientierung durch eine deutliche Anisotropie in ihrer Wärmeausdehnung aus [2.13].

Die Auswertung einer in [4.18] veröffentlichten Literatursichtung sowie Untersuchungen nach Möller [4.19] ergaben für den Temperaturbereich zwischen 0 °C und 60 °C eine zumindest annähernd lineare Abhängigkeit zwischen dem thermischen Dehnkoeffizienten α_{Th} und dem SiO₂-Gehalt von Natursteinen. Daher ist es prinzipiell möglich, den thermischen Dehnkoeffizienten von Sandsteinen in Form einer Näherung anhand seines Quarzanteils abzuschätzen.

4.1.2.2 Mörtel

Die thermischen Volumenexpansionseigenschaften des Mörtels sind von den entsprechenden Eigenschaften des Bindemittel- und des Zuschlagmaterials sowie von der Mischungszusammensetzung und vom Feuchtegehalt des Mörtels abhängig. In erster Näherung kann der thermische Dehnkoeffizient des Mörtels nach folgender Formel berechnet werden [4.20]:

Thermischer Dehnkoeffizient:

$$\alpha_{Th,M\ddot{o}} = \alpha_{Th,Z} \cdot V_Z + \alpha_{Th,B} \cdot V_B \quad (4.7)$$

Darin bedeutet

$\alpha_{Th,M\ddot{o}}$ Thermischer Dehnkoeffizient des Mörtels [1/K]

$\alpha_{Th,Z}$ Thermischer Dehnkoeffizient des Zuschlags [1/K]

$\alpha_{Th,B}$ Thermischer Dehnkoeffizient des Bindemittels [1/K]

V_Z Volumenanteil des Zuschlags [-]

V_B Volumenanteil des Bindemittels [-]

(mit $V_Z + V_B = 1,0$)

Der thermische Dehnkoeffizient $\alpha_{Th,Z}$ ist von der verwendeten Gesteinsart abhängig. Er ist bei üblichem Zuschlagmaterial in Größenordnungen zwischen $5 \cdot 10^{-6}$ [1/K] und $11 \cdot 10^{-6}$ [1/K] angesiedelt (siehe dazu auch [2.21], [4.21]).

Thermische Dehneigenschaften des Zuschlags sind in der Regel nur in sehr geringem Maße vom Feuchtegehalt abhängig.

Die thermischen Volumenexpansionsvorgänge von Zementstein beruhen auf zwei verschiedenen Mechanismen – der wahren und der scheinbaren Wärmedehnung. Sie zeichnen sich durch unterschiedliche Abhängigkeiten vom Feuchtegehalt aus. Die wahre Wärmedehnung ist eine Folge von kinetischen Molekularbewegungen. Sie verhält sich weitgehend feuchteunabhängig. Für die scheinbare Wärmedehnung sind Umverteilungsvorgänge von Gel- und Kapillarwasser infolge einer Temperaturveränderung verantwortlich, die dementsprechend stark vom Feuchtegehalt im Zementgefüge abhängen. Die Wärmedehnung des Zementsteins berechnet sich aus der Summe der wahren und der scheinbaren Wärmedehnungsanteile. Zementstein weist im Bereich niedriger und hoher Feuchtegehalte (Wassersättigung) mit $10 \cdot 10^{-6}$ [1/K] bis $12 \cdot 10^{-6}$ [1/K] die geringsten thermischen Dehnkoeffizienten auf. Maximale Werte in der Größenordnung von $20 \cdot 10^{-6}$ [1/K]) werden im mittleren Feuchtebereich zwischen 50 % und 70 ° relativer Luftfeuchte erreicht.

Weitere Einflussparameter auf den thermischen Dehnkoeffizienten von Zementstein sind neben dem Feuchtegehalt auch das Alter der Proben und die Geschwindigkeit der Temperaturänderung [4.1].

4.2 Spannungen im Mauerwerk

Die sich im Laufe eines Tages- und Jahreszyklus ändernden äußeren klimatischen Randbedingungen wie Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung, relative Luftfeuchte und Niederschlag, führen im Mauerwerksquerschnitt zu instationären Temperatur- und Feuchteverteilungen. Das Bauteil (z. B. ein Sandstein im Mauerwerk) zeigt dabei das Bestreben, sich entsprechend der Temperatur- bzw. Feuchteverteilung zu verlängern oder zu verkürzen (siehe Abbildung 4.2).

Wird das Formänderungsbestreben behindert, stellen sich innere Spannungszustände ein, die unter Umständen zum Versagen der oberflächennahen Mauerwerksbereiche führen können. Ist die Verformungsbehinderung auf tiefer oder innen liegende Mauerwerksbereiche zurückzuführen, die sich gegenüber den äußeren Bereichen in ihrem Feuchtegehalt bzw. in ihrer Temperatur unterscheiden, entstehen Eigenspannungen. Das Bauteil behindert sich dabei selbst. Werden die Ränder des Bauteils in ihren Verformungsmöglichkeiten behindert, entstehen Zwangsspannungen (siehe dazu auch [4.22], [4.23]).

Eigen- und Zwangsspannungen treten unabhängig voneinander auf und können sich überlagern. Als Ursachen für die Entstehung von Eigen- und Zwangsspannungen kommen sowohl thermische als auch hygrischen Einwirkungen in Be-

tracht. Darüber hinaus können sich thermisch-hygrisch bedingte Spannungen und Spannungen infolge äußerlich einwirkender Kräfte überlagern. Beispielsweise wirken sich aus Eigenlasten oder Vorspannung resultierende Druckspannungen im Mauerwerk in Bezug auf eine mögliche Rissbildung langfristig günstig aus, da sie ggf. Zugspannungen „überdrücken“, die mit Austrocknungs- und Abkühlungsvorgängen einhergehen. Im Folgenden werden die Möglichkeiten der rechnerischen Erfassung von hygrischen und thermischen Spannungen vorgestellt.

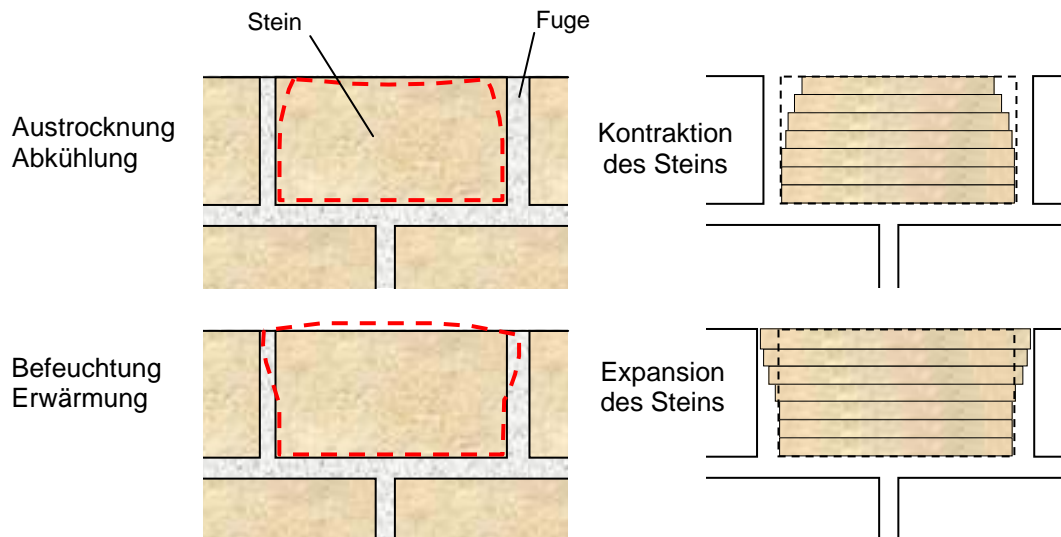


Abbildung 4.2: Schematische Darstellung der Kontraktions- und Expansionsneigung eines Sandsteins im Mauerwerk als Folge thermisch-hygrischer Witterungseinflüsse (Verformungen stark überhöht)

4.2.1 Hygrische Spannungen

Im Falle einer kapillaren Durchfeuchtung eines Sandsteins zeigen die durchfeuchteten Bereiche die Tendenzen zur Volumenzunahme (Quellen). Diese Volumenzunahme wird jedoch durch die trockenen Gesteinsbereiche behindert. Dabei kommt es zu einem Vorzeichenwechsel der Spannungen entlang des Grenzbereiches zwischen trockenem und feuchtem Gestein. Dieser Grenzbereich wird häufig als Feuchtefront bezeichnet. Auf der durchfeuchteten Seite dieser Front wird der Stein aufgrund der Reaktion der noch nicht durchfeuchteten Gesteinsbereiche komprimiert. Im Gegensatz dazu liegen auf der trockenen Seite der Feuchtefront Zugspannungen vor. Im Zuge des Durchfeuchtungsprozesses wandert diese Zone des Vorzeichenwechsels von Druck- bzw. Zugspannungen mit der Feuchtefront von außen in das Gesteinsinnere. Im Falle einer Austrocknung liegen umgekehrte Spannungs- bzw. Verformungsverhältnisse vor.

Maßgebend für die Höhe der Eigenspannungen ist neben den Materialeigenschaften die Differenz in der Verformungsneigung zwischen den äußeren und inneren Mauerwerksbereichen. Daher kommt der Größenordnung des Feuchtegradienten im Hinblick auf die Intensität der Eigenspannungen eine entscheidende Rolle zu. Maximale Beanspruchungen treten unmittelbar mit Einsetzen der Befeuchtung an der Gesteinsoberfläche auf, da gerade in diesem Zustand ein besonders steiler Feuchtegradient an der Gesteinsoberfläche vorliegt. Da der Feuchtegradient mit fortschreitender Durchfeuchtung flacher wird, nehmen auch die Extremwerte der Zug- und der Druckspannungen auf beiden Seiten der Feuchtefront während des Befeuchtungsvorganges allmählich ab. Neben dem geschilderten Befeuchtungsvorgang ist gerade auch das Schwinden des Mörtels während der Erhärtung mit einer hygrischen Beanspruchung im Mauerwerk verbunden, die nicht selten zur Überschreitung der Zug- bzw. der Haftzugfestigkeiten führt.

Die rechnerische Abschätzung der auftretenden hygrischen Spannungen stellt ein sehr komplexes Problem dar, da sich das tatsächlichen Verhalten der Mauerwerksmaterialien nicht ohne Weiteres aus den vergleichsweise einfachen Laborexperimenten ableiten lässt. Zum einen ändert sich das Verformungsverhalten der Mauerwerksmaterialien in Abhängigkeit von der Temperatur und der Feuchte, zum anderen wird die Verformung im Versuch wesentlich meistens schneller aufgebracht als unter natürlichen Bedingungen im Mauerwerk. Zudem zeigen einige Sandsteinvarietäten eine begrenzte Kriechneigung, wodurch sich die langfristig einwirkenden Spannungen in begrenztem Umfang abbauen (siehe dazu [2.3], [2.13], [4.7], [5.15]). Unter Zugbeanspruchungen liegen die Endkriechzahlen zwischen 0,6 und 2,5; unter Druckbeanspruchung zwischen 0,04 und 0,13. Diese Werte beziehen sich auf eine Kriechspannung von 33 % der Gesteinsfestigkeit. Die Zugkriechzahlen sind als vergleichsweise hoch einzustufen. Im Vergleich mit zementgebundenen Werkstoffen sind die Druckkriechzahlen jedoch als sehr niedrig zu bewerten. Daher werden die Zugbeanspruchungen im Sandstein stark abgebaut, wodurch die Gefahr der Rissbildung deutlich vermindert wird.

4.2.2 Thermische Spannungen

Für die thermischen Spannungen gilt das zuvor für die hygrischen Spannungen erläuterte Prinzip der behinderten Deformationen sinngemäß. Im Falle einer Erwärmung bauen sich Druckspannungen im Gefüge auf; als Folge einer Abkühlung entstehen Zugspannungen. Dabei ist im Hinblick auf die Größenordnung der Eigenspannungen der Temperaturgradient entscheidend. Neben weiteren Parametern der Beanspruchung, wie dem Betrag der Temperaturdifferenz bei der Abkühlung bzw. der Erwärmung, sind natürlich auch Werkstoffpara-

meter, wie der thermische Dehnkoeffizient, von Bedeutung für die Beanspruchungsintensität.

Die temperaturbedingten Spannungen und Verformungen in einer Bauteil nehmen mit der Temperaturdifferenz ΔT zwischen der aktuellen, im Bauteil herrschenden Temperatur T und der so genannten Nullspannungstemperatur T_0 zu. Unter der Nullspannungstemperatur T_0 versteht man die Temperatur bzw. die Temperaturverteilung, bei der das Bauteil über den gesamten Querschnitt spannungsfrei ist [4.24] [4.25].

Da sich die Oberflächentemperatur von Mauerwerk relativ rasch den Schwankungen der Lufttemperatur anpasst, ist die Rissbildung infolge von Temperatureinwirkungen in Wüstengebieten aufgrund der ausgeprägten Temperaturunterschiede während des Tag-Nacht-Zyklus und aufgrund intensiver Sonneneinstrahlung der dominierende Schädigungsmechanismus für Naturstein bzw. Natursteinmauerwerk [2.3] [2.13]. In gemäßigteren Klimazonen wird die Bedeutung der Temperatur für die eigentliche Gefügezerstörung insbesondere von Sandsteinen bzw. von Sandsteinmauerwerk im Vergleich zur hygri sch bedingten Gesteinsschädigung im Allgemeinen als gering bewertet. Numerische Untersuchungen ergaben, dass die rechnerisch ermittelten Zugspannungen, die sich in Sandsteinmauerwerk infolge thermischer Beanspruchung einstellen, deutlich unterhalb der Materialfestigkeit bzw. unterhalb der hygri sch bedingten Zugspannungen angesiedelt sind [4.19]. Diese Feststellung gilt jedoch nicht generell für alle Arten von Natursteinen. Im Gegensatz zum Verhalten der Sandsteine ist bei Kalkstein und Marmor der thermischen Dilatationsneigung eine erheblich größere Bedeutung beizumessen als der hygri schen [2.22].

Im Vergleich zu den vergleichsweise langsam wechselnden Feuchtebeanspruchungen kommt es in gemäßigten Klimazonen vergleichsweise häufig zu Temperaturänderungen in der Größenordnung von $\Delta T = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. Daher bewirken die sich infolge einer Temperaturänderung einstellenden, zwar geringen, dafür aber täglich wechselnden Zug- und Druckspannungen eine oberflächliche Gefügeschwächung, durch die die Anfälligkeit des Gesteins gegenüber anderen Beanspruchungsarten zunehmen kann [2.11]. Diese Feststellung wird durch eine Reihe von numerischen Untersuchungen bestätigt ([2.16], [4.19], [4.26]).

Da sich die Größenordnung und das Vorzeichen der thermisch bedingten Spannungen im Verlauf eines Tageszyklus sehr häufig und vergleichsweise rasch ändert, spielen Kriechinflüsse aufgrund der kurzen Einwirkungsdauer dieser Beanspruchung im Mauerwerk in der Regel keine Rolle.

Ungeachtet des oben dargestellten Sachverhalts gilt im Allgemeinen ein Temperaturschock in Bezug auf eine Temperaturrissbildung in Baustoffen als kritisch. Eine Schockbeanspruchung tritt in der Praxis beispielsweise dann auf, wenn es

im Zuge eines Hagelschauers im Sommer zur Ablagerung von Eiskörnern auf einer zuvor stark erwärmten Bauteiloberfläche kommt. Die Größenordnung der dabei entstehenden Zugspannungen kann unter Umständen die Zugfestigkeit des Materials erreichen. (Einzelheiten hierzu siehe [2.16], [4.26]).

4.2.3 Berechnungsansätze

Grundlage der im Folgenden vorgestellten Berechnungsansätze bildet die Elastizitätstheorie. Bei der Herleitung dieser Ansätze wird von einem ebenen Verformungszustand ausgegangen. Die daraus ableitbaren Grundgleichungen zur Berechnung der dreidimensionalen Spannungs- und Verformungszustände sind in der Tabelle A5 in der Anlage 5 jeweils für isotrope als auch für orthotrope Materialeigenschaften zusammengestellt.

Die Berechnungsansätze basieren auf der bereits vorgestellten Annahme, dass die Spannungen aus der Behinderung der Eigenverformungen des Materials resultieren; d. h. sie entstehen also ohne Einwirkung äußerer Kräfte. Die angegebenen Grundgleichungen für die Spannungs- und Verformungsberechnung sind dabei sowohl auf hygri-sche als auf thermische Lastfälle bzw. Beanspruchungen anwendbar. Im Folgenden wird daher auf eine Unterscheidung zwischen hygri-schen und thermischen Dehnungen (ϵ_H gemäß Gleichung 4.1 bzw. ϵ_{TH} gemäß Gleichung 4.6) verzichtet und statt dessen im Rahmen dieses Kapitels der verallgemeinerte Parameter $\epsilon_{H,Th}$ eingeführt.

Neben der Richtungsabhängigkeit der Materialeigenschaften sind die Lagerungsbedingungen der Querschnittsränder für die Größenordnung der Beanspruchung von Bedeutung. Daher ist in der Tabelle A5 die Unterscheidung zwischen 3 Randbedingungsvarianten zu beachten. Die erste Randbedingungsvariante zeichnet sich durch uneingeschränkte Verformungsmöglichkeit der seitlichen Querschnittsränder aus. Aufgrund der Vorwegnahme eines ebenen Verformungszustandes ist die Querschnittsdeformation in Richtung der x-Achse in allen 3 Randbedingungsvarianten unterdrückt (siehe dazu Tabelle A5). Dabei ist die x-Achse stets in Richtung der Bauteillängsachse orientiert. Bei der zweiten Randbedingungsvariante sind die vertikalen Verschiebungsmöglichkeiten des unteren Querschnittsrandes sowie die horizontalen Verschiebungsmöglichkeiten der beiden seitlichen Querschnittsränder unterdrückt. Im Falle der dritten Randbedingungsvarianten sind sämtliche Querschnittsränder unverschieblich gehalten.

Gemäß der Zusammenstellung in der Tabelle A5 gilt für den Fall isotroper Materialeigenschaften sowie einer freien Verformungsmöglichkeit der seitlichen Querschnittsränder folgende Beziehung zur Berechnung der Spannungen in Richtung der x-Achse:

$$\text{Hooke'sches Gesetz:} \quad \sigma_{xx} = -\varepsilon_{H,Th} \cdot E \quad (4.8)$$

mit $\varepsilon_{H,Th}$ Thermisch-hygrische Dehnung [mm/m]
 E E-Modul [N/mm²]

Im Falle vollständiger Behinderung der Querschnittsränder berechnen sich die Spannungen in Richtung der x-Achse (Zwangsspannungen, isotrope Materialeigenschaften) gemäß Gleichung (4.9).

$$\text{Zwangsspannungen:} \quad \sigma_{xx} = -\varepsilon_{H,Th} \cdot E \cdot \frac{1}{(1 - \nu)} \quad (4.9)$$

Darin bedeutet ν Querkontraktionszahl [-]
 $\varepsilon_{H,Th}$ Thermisch-hygrische Dehnung [mm/m]
 E E-Modul [N/mm²]

Die Gültigkeit dieser Berechnungsansätze sind einer Reihe von Einschränkungen unterworfen. Die Einschränkungen betreffen dabei sowohl Aspekte der Materialeigenschaften wie der Feuchte-, Temperatur- und Zeitabhängigkeit der Kennwerte als auch der Statik. In Bezug auf die Aspekte der Materialeigenschaften sei auf den Abschnitt 5.1.3 verwiesen.

Im Hinblick auf die statischen Gültigkeitseinschränkungen dieser Berechnungsansätze ist hervorzuheben, dass die in der Tabelle A5 in der Anlage 5 zusammengestellten Gleichungen jeweils nur den Spannungs- bzw. den Verformungszustand in der Mitte des Querschnitts korrekt wiedergeben. Im Gegensatz dazu ist die Ermittlung der entsprechenden Spannungs- und Verformungswerte für den Randbereich mit einem erheblich größeren Berechnungsaufwand verbunden und erfordert den Einsatz rechnergestützter Methoden (siehe dazu Kapitel 6). Eine vereinfachte Abschätzung wie für den Bereich der Querschnittsmitte ist dabei in der Regel nicht möglich.

Bezüglich nichtlinearer Berechnungsansätze, die das Kriechen von Sandstein und Mörtel berücksichtigen, wird auf Abschnitt 6.3.1.3 verwiesen.

5 Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinmauerwerk

5.1 Zusammenfassung der Literaturlauswertung und Folgerungen

5.1.1 Witterungsbedingte Schäden an Sandsteinmauerwerk

Die Sandsteinverwitterung bewirkt eine mechanische und chemische Veränderung der Gesteinsstruktur. Jedes Gestein wird langfristig betrachtet von den Einflüssen der Verwitterung zunächst verändert und schließlich zerstört. Daher haben die Begriffe "verwitterungsbeständig" bzw. "nicht verwitterungsbeständig" nur einen begrenzten Aussagewert [2.6]. Bei der Gesteinsverwitterung handelt es sich um einen ausgesprochen komplexen Vorgang, bei dem mehrere Arten der Gesteinsverwitterung bzw. mehrere Zerfallsmechanismen parallel ablaufen und sich gegenseitig beeinflussen können.

Physikalische, chemische und biologische Verwitterungsprozesse führen in der Regel zunächst zu einer Schädigung der Gesteins- und Mauerwerksoberfläche und schließlich zu einer tiefgreifenden Zerstörung des Gesteins- bzw. des Bauteilquerschnitts. Dieser Ablauf kann sowohl an einzelnen Sandsteinen als auch an Sandsteinmauerwerk beobachtet werden. Typische Schadensbilder der Sandsteinverwitterung sind Absandungserscheinungen sowie das Abbröckeln von Gesteinspartikeln und die Krustenbildung. Als weitere Verwitterungsphänomene treten neben der Gefügelockerung insbesondere bei feinkörnigen tonhaltigen Sandsteinen die Schalenbildung auf [2.22].

In den gemäßigten geographischen Breiten Mitteleuropas wird hinsichtlich der Schädigungswirkung im Allgemeinen der Frostverwitterung infolge von Eiskristallisationsvorgängen die größte Bedeutung beigemessen. Im Falle einer vergleichsweise raschen und intensiven Abkühlung kommt es unter Umständen zu einem schlagartigen Versagen eines Gesteinsquaders. Dabei entstehen durchgehende Risse. Als Folge sich häufig wiederholender und langsam ablaufender Gefriervorgänge von geringerer Beanspruchungsintensität bilden sich eher Abschaltungen oder Abschuppungen aus [2.17].

Das Auftreten der reinen Temperaturverwitterung ist auf Wüstengebiete mit hohen Temperaturschwankungen beschränkt. [2.3], [2.13]. In gemäßigteren Klimazonen wird die Bedeutung der Temperatur für die eigentliche Gefügezerstörung insbesondere von Sandsteinen bzw. von Sandsteinmauerwerk im Vergleich zur hygriich bedingten Gesteinsschädigung im Allgemeinen als gering bewertet.

Auch durch hygriische Witterungseinflüsse können sich beachtliche Spannungen im Gefüge der Mauerwerksmaterialien einstellen, die für manche Kombinationen von Sandstein und Mörtel durchaus im Bereich der Zug- bzw. der Haftzugfestigkeit liegen. Zudem bewirkt der wiederholte Wechsel zwischen Zug- und Druckspannungen unter Umständen eine Gefügelockerung im Sandstein. Dabei ist die oberflächenparallele Zone, in der es häufig zu einem Vorzeichenwechsel

in den Spannungsverteilungen kommt, besonders schädigungsgefährdet. Die Lage dieser Zone charakterisiert den Gesteinsbereich, in dem sich u. U. größere oberflächenparallele Gesteinsschichten vom darunter liegenden Gestein ablösen können [2.10] [2.22]. Diese typische Schädigungsform der Sandsteinverwitterung wird in Abschnitt 2.1.3.4 ausführlich vorgestellt. Grundsätzlich sind jedoch als Folge hygrisch bedingter Gefügelockerungen auch andere Zerfallserscheinungen wie Oberflächenrisse oder Absandungserscheinungen möglich ([2.1], [2.11], [2.29]).

Die zerstörende Wirkung von Salzen kann sich nur im Falle relativ lang andauernder und intensiver Feuchtebeaufschlagungen des Gesteins ausbilden, der in der Regel eine ausgeprägte optische Beeinträchtigung der Gesteinsoberflächen in Form von Ausblühungen und Verfärbungen vorausgeht. Da die Ursachen für die Feuchtebeaufschlagung im Sandsteinmauerwerk meist beseitigt werden, bevor sich überhaupt eine gesteinschädigende Wirkung einstellen kann, tritt eine von Salzen verursachte Gesteinszerstörung nur in Ausnahmefällen auf.

Neben den Schäden am Gesteinsmaterial lassen sich an einer Vielzahl von Sichtmauerwerksfassaden Fugenschäden feststellen. Die Fugen stellen i. d. R. die Schwachstellen im Mauerwerk dar. Schäden am Fugenmörtel können zum Teil gravierende Folgeschäden am gesamten Bauwerk nach sich ziehen. Fugenschäden treten häufig in Form von Rissen sowie von Zermürbung des Fugenfüllstoffes auf. In Bezug auf Einzelheiten hierzu sei auf den Abschnitt 2.2 verwiesen. Die Ursache für diese Schäden im Fugenbereich von historischem Sandsteinmauerwerk kann vielschichtiger Natur sein. Auch bei instand gesetztem Mauerwerk zeigen sich derartige Schäden häufig schon nach vergleichsweise kurzer Zeit. In der überwiegenden Mehrzahl dieser Fälle sind Ausführungsfehler und mangelhafte Materialauswahl dafür verantwortlich. Der Einfluss des Wassers wird dabei als "Motor der Verwitterung" und als wesentliche Ursache der Fugen- als auch der Gesteinsschäden angesehen ([2.10], [2.41], [5.1], [5.2], [5.3]).

Die dargelegten Überlegungen und Beobachtungen führen zu dem Schluss, dass insbesondere dem Feuchte- aber auch dem Wärmehaushalt poröser Baustoffe im Hinblick auf die Ursachenforschung der Gesteinsverwitterung besondere Aufmerksamkeit zu widmen ist.

5.1.2 Feuchte- und Wärmehaushalt poröser Baustoffe

Die Verwitterung von Natursteinmauerwerk wird im Wesentlichen vom Feuchtegehalt des Mauerwerks und den natürlichen Witterungsbedingungen beeinflusst. Insbesondere die Schäden der physikalischen Gesteinsverwitterung sind auf hohe Feuchtegehalte zurückzuführen. Effekte im Zusammenhang mit den

hygrothermischen Volumenexpansionsvorgängen gehören zu den Hauptursachen für den Zerfall von Sandsteinmauerwerk [4.19]. Zum Verständnis der Verwitterungsvorgänge und zur Beurteilung der Schadensrisiken ist deshalb die genaue Kenntnis des instationären Feuchteverhaltens von Sandsteinmauerwerk von großer Bedeutung [5.4].

Wasseraufnahme- und Wasserabgabevorgänge sind im Wesentlichen auf Kapillar- und Diffusionstransportvorgänge sowie auf den Feuchteübergang zurückzuführen [5.5]. Bei bereits stark verwitterten Gesteinen kommt unter Umständen aufgrund der Gefügefaltung noch die Sickerströmung infolge von Schwerkrafteinflüssen als weiterer Transportmechanismus hinzu [2.22]. Der Einfluss eines hydraulischen Überdruckes kann in besonderen Fällen ebenfalls einen nennenswerten Feuchteeintrag in poröse Baustoffe bewirken [5.6]. In der Regel sind hydraulische Überdrücke im Bauwesen jedoch vernachlässigbar.

Unter natürlichen Witterungsbedingungen stellen sich in Sandsteinen maximale Porenfüllungsgrade von 60 % bis 90 % der freien Wasseraufnahme ein [2.6]. Diese Werte sind hauptsächlich während des Winterhalbjahres zu beobachten.

Da Feuchtetransportvorgänge messtechnisch nur indirekt und vergleichsweise ungenau erfassbar sind, werden zur Analyse des Feuchtehaushalts poröser Baustoffe speziell dafür entwickelte Berechnungsverfahren herangezogen. Mit Hilfe dieser Berechnungsverfahren kann das Feuchteverhalten von Natursteinen sowie von Natursteinmauerwerk und im Besonderen die Feuchtesituation im Bereich der Mörtelfugen untersucht werden. Anhand dieser numerischen Simulationsberechnungen sind auch die Effekte der Feuchteakkumulation und der Ausbildung von Feuchtenestern in Sandsteinmauerwerk erfassbar. Darüber hinaus können diese rechnerischen Untersuchungen für die Planung von Sanierungsmaßnahmen und für die Auswahl von Mauerwerksmaterialien herangezogen werden.

Die Vorgänge der Wärmeleitung und des Feuchtetransports werden im Rahmen numerischer Untersuchungen häufig getrennt und entkoppelt betrachtet [2.16]. Diese vereinfachende Vorgehensweise wird mit dem Hinweis begründet, dass die Wärmeleitung insbesondere in zementgebundenen Werkstoffen etwa um den Faktor 100 bis 1000 schneller abläuft als der Feuchtetransport. Die damit verbundenen Ungenauigkeiten bzw. Abweichungen vom tatsächlichen Verhalten werden als vernachlässigbar gering eingestuft und daher nicht weiter berücksichtigt.

5.1.3 Mechanische Beanspruchungen als Folge von Temperatur- und Feuchteeinwirkungen

Wenn die Spannungen infolge scharfer Austrocknungs- oder Abkühlungsprozesse parallel zur Oberfläche die Gesteinszugfestigkeit überschreiten, entstehen lokale Spaltrisse. Sie verlaufen senkrecht zur Gesteinsoberfläche, d. h. sie erstrecken sich von der Oberfläche in das Gesteinsinnere hinein. Als Ursache der in Abschnitt 2.1.3.4 beschriebenen Schalenbildung kommt in der Regel eine flächige Materialermüdung in Betracht, die auf einen häufigen Vorzeichenwechsel in den Spannungsverteilungen (Druck-Zug-Wechsel) dicht unterhalb der Gesteinsoberfläche zurückzuführen ist [2.1]. Im Falle einer derartigen Ermüdungsbeanspruchung tritt langfristig auch dann eine fortschreitende Schädigungswirkung auf, wenn die Größenordnung der auftretenden Zug- und Druckspannungen erheblich unterhalb der jeweiligen Kurzzeitfestigkeit des Materials angesiedelt ist. Als allgemeiner Grenzwert für das Auftreten von Gesteinsermüdungseffekten wird in der Literatur eine Oberspannung von etwa 30 % der einachsigen Druckfestigkeit angegeben [5.7].

Als Folge thermisch-hygrischer Einwirkungen entstehen in den betrachteten Bauteilen Spannungsfelder, die sich nur mittels rechnergestützter Analysen, z. B. auf der Grundlage der Methode der finiten Elemente, oder durch ähnliche Verfahren berechnen und auswerten lassen. Die numerische Simulation dieser Beanspruchungen setzt dabei die Erfassung der thermisch-hygrischen Vorgänge im Bauteil voraus. Die Auswertung entsprechender Untersuchungen verschiedener Autoren zu dieser Problematik lässt sich wie folgt zusammenfassen:

Aus umfangreichen experimentellen Untersuchungen zum thermischen Eigenspannungsverhalten bei Wärmedämmverbundsystemen ([4.8], [5.8], [5.9], [5.10], [5.11]) ging hervor, dass eine Rissbildung allein aufgrund von Temperaturbeanspruchungen unwahrscheinlich ist. Im Rahmen verschiedener Parameterstudien, die auf der Basis numerischer Untersuchungen durchgeführt worden sind, zeigten sich ähnliche Tendenzen [4.19]. Daraus wurde abgeleitet, dass die Bedeutung der thermischen Beanspruchungen in Natursteinen im Hinblick auf die Gesteins- und Mauerwerksverwitterung bis dahin überbewertet worden ist. Demgegenüber geht von den rein hygrisch bedingten Beanspruchungen für einige Sandsteinvarietäten ein sehr hohes Schädigungsrisiko aus. Bei Kalksteinen und bei Marmor ergibt sich jedoch im Gegensatz zum Sandstein aus den thermischen Beanspruchungen aufgrund der vergleichsweise hohen Temperaturdehnungen dieser Natursteine unter Umständen eine ausgeprägtere Schädigungswirkung als aus den hygrischen Beanspruchungen [2.22].

Untersuchungen jüngerer Datums konzentrieren sich schwerpunktmäßig auf die Problematik der hygrischen Beanspruchungen für isotherme Verhältnisse. Das diesen Analysen zugrunde liegende numerische Modell wird als geeignet befunden.

den, um daran die Eigenschaften der Mörtelbeschichtungssysteme für gegebene Anwendungsfälle zu optimieren [5.12]. Darauf aufbauend bildet das Berechnungsmodell im Rahmen eines erweiterten Untersuchungsumfanges die Basis zur Bewertung der Rissneigung von verschiedenen zementgebundenen Beschichtungen für die Instandsetzung eines Betonbauwerks [2.16]. Auch dabei stehen die hygrischen Beanspruchungen im Mittelpunkt der Untersuchungen.

Diese Vorgehensweise erscheint vor dem Hintergrund der Untersuchungsergebnisse nach [4.25] bzw. [4.26] zur Rissbildung in Betonfahrbahnen zumindest unter bestimmten Umständen als gerechtfertigt. Aus diesen Untersuchungen ging hervor, dass die Oberflächenrissbildung in einer Betonfahrbahndecke infolge der hygrischen Beanspruchungen des Betonschwindens im Zuge gewöhnlicher Trocknungsbedingungen durchaus möglich ist, während thermische Beanspruchungen nur im Falle extremer Klimaeinwirkungen zur Rissbildung führen (Temperaturschock).

Zudem erfolgt die Berechnung hygrischer Verformungen und Spannungen aus programmtechnischen Gründen in der Regel entkoppelt von der Berechnung der Feuchteverteilung. D. h. bei der Berechnung der hygrischen Verformungen (und Spannungen) wird auf die Ergebnisse der jeweils vorher separat durchgeführten Berechnungen der Feuchteverteilungen zurückgegriffen. Diese Vorgehensweise lässt sich durchaus rechtfertigen, weil in allen Baustoffen der Feuchtegehalt zwar das Quellen und Schwinden maßgebend beeinflusst, der Einfluss hygrischer Verformungen auf den Feuchtetransport hingegen vernachlässigbar gering ist. Für thermische Vorgänge gilt diese Aussage sinngemäß.

Die durchgeführten numerischen Untersuchungen zeigen, dass der Einsatz rechnergestützter Methoden zur Abschätzung der thermisch-hygrischen Beanspruchungen in Sandsteinen und Sandsteinmauerwerk möglich und sinnvoll ist. Anhand der Resultate numerischer Simulationen können Beanspruchungseinwirkungen hinsichtlich ihrer Schädigungswirkung verglichen und bewertet werden. Zudem lassen sich daraus maßgebende Beanspruchungs-, Material- und Strukturparameter identifizieren und in quantitativer Form festlegen. Derartige Untersuchungen eignen sich im Weiteren zur Ableitung entsprechender Grenzwerte und Anforderungskriterien für die identifizierten Parameter, die im Rahmen einer geplanten Instandsetzungsmaßnahme eine wichtige Grundlage für eine Material- bzw. Verfahrensoptimierung darstellen.

5.2 Maßgebende Parameter und Einflussfaktoren

Im Mittelpunkt des Abschnitts 5.2 steht die Frage nach denjenigen Material- bzw. Einflussparametern, die das Verwitterungsverhalten des Mauerwerks charakterisieren. In den folgenden Abschnitten 5.2.1 und 5.2.1 sind die Aspekte und

Parameter zusammengestellt, die im Hinblick auf das Verwitterungsverhalten der Sandsteine bzw. der Mörtel von Bedeutung sind. Diese Zusammenstellung beruht auf den Ergebnissen einer umfassenden Literatursichtung. Dabei ist grundsätzlich zwischen Gesteins- und Mörtelmaterialien zu unterscheiden. Im Rahmen dieser Zusammenstellung wird bewusst auf die Angabe von Zahlen und konkreten Merkmalen verzichtet, da diese Gegenstand des darauf folgenden Abschnitts 5.3 sind. In dem Zusammenhang wird im Weiteren auch auf die Problematik der Angabe zuverlässiger Bewertungskriterien und Grenzwerte eingegangen.

Die Versuche zur Bestimmung dieser Materialkennwerte und Parameter werden in Kapitel 7 ausführlich beschrieben.

5.2.1 Einfluss der Gesteinseigenschaften

Die Beantwortung der Frage nach den maßgebenden Materialparametern, die in Bezug auf die Verwitterungseigenschaften von Bedeutung sind, ist ausgesprochen komplexer Natur und bedarf umfassender Vorkenntnisse hinsichtlich der möglichen Schädigungsmechanismen. Dabei muss stets die Gesamtheit aller Umstände und Randbedingungen im Zusammenhang berücksichtigt werden. Hierzu zählen klimatische, konstruktive und materialtechnologische Randbedingungen sowie Randbedingungen im Zusammenhang mit der Errichtung bzw. des Einbaus [5.13].

Eine unkritische oder unüberlegte Festlegung entsprechender Materialeigenschaften und insbesondere eine Rangfolge dieser Materialeigenschaften hinsichtlich ihrer Bedeutung für die Gesteinsverwitterung führt mit hoher Wahrscheinlichkeit zu falschen Rückschlüssen, da sich die Rangfolge der Materialeigenschaften von Fall zu Fall ändert. Grundsätzlich ist die Festlegung einer Rangfolge in der Bedeutung der Materialkennwerte jedoch sinnvoll, sofern sie sich mit der erforderlichen Zuverlässigkeit angeben lässt. Eine derartige Rangfolge erweist sich gerade in den Anwendungsfällen als ausgesprochen hilfreich, in denen offensichtlich ist, dass nicht alle Anforderungskriterien von den Mauerwerksmaterialien (hier: den Sandsteinen) erfüllt werden können und daher Prioritäten in Bezug auf maßgebende Kennwerte gesetzt werden müssen. Während sich die Rangfolge in der Bedeutung der Materialkennwerte hinsichtlich ihres Einflusses auf die Verwitterungsbeständigkeit von Einzelfall zu Einzelfall ändert, kann das Spektrum der Materialkennwerte durchaus auch für den allgemeinen Anwendungsfall angegeben werden. Die dafür in Frage kommenden Materialparameter und -kennwerte werden im Folgenden vorgestellt.

Grundsätzlich lässt sich das Verwitterungsverhalten von Sandsteinen auf der Grundlage von Strukturkennwerten, von mechanischen und hygri-schen Kennwer-

ten sowie von Kennwerten der Dauerhaftigkeit charakterisieren [5.14]. Diese Eigenschaften und Kennwerte sind in der Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Zusammenstellung der im Hinblick auf die Verwitterung von Sandsteinen maßgebenden Gesteinseigenschaften und Gesteinskennwerte

Kategorie	Eigenschaft	Kennwert
Struktureigenschaften	Dichte und Porositätseigenschaften	Reindichte
		Rohdichte
	Porositätseigenschaften	Gesamtporenvolumen
		Porengrößenverteilung
Hygrische Eigenschaften	Feuchttransporteigenschaften	Kapillare Wasseraufnahme
		Wasseraufnahmekoeffizient
		Diffusionskoeffizient
	Porensättigungsgrad	Sättigungswert
Quellen/Schwinden	Hygrische Dehnfunktion	
Mechanische Eigenschaften	Festigkeit	Druckfestigkeit
		Zugfestigkeit
		Biegezugfestigkeit
	Verformbarkeit	Bruchdehnung
	Steifigkeit	E-Modul
	Kriechneigung	Kriechzahl
Dauerhaftigkeitseigenschaften	Frostbeständigkeit	Massenverlust im Frost-Tau-Wechselversuch
	Beständigkeit bei Salzkristallisation	Massenverlust im Kristallisationsversuch

Zu den Strukturkennwerten mit elementarer Bedeutung gehören die Rein- bzw. die Rohdichte und die Gesamtporosität. Dabei handelt es sich um relativ einfach zu bestimmende Basiskennwerte, die für eine erste, recht grobe Klassifizierung der Natursteineigenschaften herangezogen werden können [5.14]. Zudem sind die Eigenschaften der Kornbindungen und des Hohlraumgefüges von großer Bedeutung, denn nur wenn die Besonderheiten des Natursteingefüges, also die Art und Korngröße der enthaltenen Minerale, die Bindungsverhältnisse und die charakteristischen Merkmale des Porenraumes bekannt sind, können die makroskopischen Eigenschaften zusammenhängend interpretiert bzw. vorausgesagt werden. Außerdem beeinflussen die Größe und die Geometrie der Gesteinshohlräume die Verwitterungsprozesse, die an der inneren Oberfläche der

Gesteine ablaufen [2.6], [2.22], [5.15]. In grober Näherung lassen sich die Gesteine anhand ihrer Porositätseigenschaften hinsichtlich ihres Verwitterungsverhaltens klassifizieren.

Neben den Porositätseigenschaften haben Festigkeits- und Verformungsparameter eine zentrale Bedeutung in Bezug auf die Verwitterungsbeständigkeit. Dabei können u. a. aus der vollständigen Spannungs-Dehnungslinie eines Materials bzw. der Bruchenergie Rückschlüsse auf den Widerstand gegen Verwitterungsangriffe gezogen werden [2.3]. Auch die Werte der Zug-, Biegezug- und Haftzugfestigkeit eignen sich mit Berücksichtigung des jeweiligen E-Moduls dazu, die Widerstandsfähigkeit der Gesteine gegenüber Verwitterungseinflüssen abzuschätzen [2.22].

Im Vergleich mit zementgebundenen Werkstoffen sind die Druckkriechzahlen von Sandsteinen als sehr niedrig zu bewerten. Charakteristisch für Sandstein ist jedoch das hohe Zugkriechvermögen. Diese Eigenschaft ist für den Abbau von Zwangs- und Eigenspannungen von Vorteil, die sich im Gesteinsgefüge infolge thermisch-hygrischer Witterungseinflüsse einstellen können [5.15]. Damit beeinflusst auch die Kriechneigung das Verwitterungsverhalten der Sandsteine. Zudem ist eine hohe Volumenstabilität des Materials als günstig zu bewerten. Den thermischen und hygrischen Dehnzahlen kommt daher auch eine verwitterungstechnische Bedeutung zu.

Die feuchtetechnischen Eigenschaften eines Sandsteins lassen sich in der Regel anhand seiner Porositätseigenschaften abschätzen, da die Feuchtigkeit durch die Poren in das Gesteinsinnere gelangt. Porositäts- und Feuchtetransport- bzw. Feuchtespeichereigenschaften hängen daher zusammen. Von verwitterungstechnischer Relevanz sind dabei die Dampfdiffusionseigenschaften, die kapillare Wasseraufnahme, der Wasseraufnahmekoeffizient sowie der Sättigungswert.

Abschließend ist als wesentliche Gesteinseigenschaft das Verhalten bei Frosteinwirkung und Salzkristallisation in den Gesteinsporen zu nennen. Zur Beurteilung dieser Gesteinseigenschaften werden häufig entsprechende Simulationsexperimente herangezogen, die jedoch lediglich einen Vergleich der Gesteinseigenschaften untereinander ermöglichen, sofern sie unter genormten Versuchsbedingungen geprüft worden sind. Rückschlüsse in Bezug auf das Verwitterungsverhalten der Sandsteine im realen Bauwerk sind auf der Grundlage dieser Simulationsversuche nicht möglich.

Die in der Tabelle 5.1 zusammengestellten Gesteinseigenschaften bzw. -parameter sind zu wesentlichen Teilen im WTA-Merkblatt 3-4-90 (Kenndatenermittlung und Qualitätssicherung bei der Restaurierung von Naturwerksteinbauwerken [5.16]) aufgelistet. Darüber hinaus enthält die oben angegebene Zusam-

menstellung weitere maßgebende Parameter und Kenngrößen, wie die Porengrößenverteilung und die Kennwerte zum Dauerhaftigkeitsverhalten.

5.2.2 Einfluss der Mauerwerksfugen

Viele Natursteinfassaden zeigen neben zum Teil ausgeprägten Schäden an der Steinsubstanz auch gravierende Schäden im Fugenbereich wie Flankenabrisse zwischen Stein und Mörtel, Risse im Mörtel und herausgelöste Mörtelstücke. Häufige stellt sich die Frage nach der Notwendigkeit einer Fugeninstandsetzung. Aus statischen Gründen ist die Instandsetzung ausgewitterter Mörtelfugen im Regelfall nicht erforderlich. Eine andere Bedeutung kommt der Instandsetzung unter dem Aspekt der bauphysikalischen Hintergründe zu. Bei Natursteinmauerwerk sind Mörtelfugen in der Regel die Schwachstellen hinsichtlich der Festigkeit und der Wasseraufnahme. Es gilt als gesichert, dass Verwitterungsschäden in der Regel von den Mörtelfugen ausgehen und dass der Zerfall des gesamten Mauerwerks durch Fugenschäden erheblich beschleunigt wird [5.1].

Die bei Beregnung meist deutlich höhere kapillare Wasseraufnahme des Fugenmörtels bewirkt ein Vorseilen der Wasserfront in der Fuge sowie ein seitliches Eindringen von Feuchtigkeit in die fugennahen Gesteinsbereiche. In vielen Fällen wird das Eindringen der Feuchtigkeit zusätzlich durch die entstandenen Risse im Mörtel begünstigt. Nach Entstehung eines Risses tritt bei Bewitterung des Mauerwerks Schlagregen in das Mauerwerksinnere. Bis zu einer Rissbreite von 0,2 mm wird das Wasser durch Kapillartransport weitergeleitet. Bei Rissbreiten größer als 0,2 mm kommen Schwerkraft- und Windeinflüsse hinzu. Dabei kann sich die intensive kapillare Wasseraufnahme in der Mörtelfuge über seitliche Transportvorgänge vom Mörtel in den Stein bis in eine Tiefe von mehreren Zentimetern in den Stein hinein auswirken. Bei anschließender Trocknung bleiben lokale "Feuchtenester" im Gestein – und zwar in geringem seitlichem Abstand von der Fuge – zurück. Bei häufiger Wiederholung derartiger Befeuchtungs- bzw. Trocknungszyklen kommt es zu einer Anreicherung von Feuchtigkeit in diesen Zonen. Dadurch steigt die Anfälligkeit des Mauerwerks im Hinblick auf weitere Schädigungsprozesse wie z. B. der Frosteinwirkung [2.10]. Diese Durchfeuchtung führt im Winter auf der Außenseite des Mauerwerks u. U. zu Abplatzungen. Eine Rissbildung in den Mauerwerksfugen führt somit zu einer Beschleunigung des Mauerwerkszerfalls. Zudem kann es als Folge der höheren Wärmeleitfähigkeit der feuchten Querschnittsbereiche zur Ausbildung von Wärmebrücken und zur ästhetischen Beeinträchtigung des Mauerwerks kommen [5.17].

Mit einer erfolgreichen Fugeninstandsetzung geht stets eine Verbesserung der Mauerwerksdauerhaftigkeit einher. Derartige Maßnahmen sind daher aus verschiedenen Gründen wünschenswert und sinnvoll. Voraussetzung für eine er-

folgreiche Fugeninstandsetzung ist jedoch die sorgfältige Auswahl geeigneter Mörtelmaterialien, denn durch Einsatz ungeeigneter Instandsetzungsmörtel wird nicht selten eine gravierende Verschlechterung der Mauerwerksdauerhaftigkeit erreicht. Häufig sind Schäden an instand gesetztem Mauerwerk auf einen ungeeigneten Mörtel oder auf Ausführungsmängel zurückzuführen ([5.18], [5.19]).

Für eine gelungene Fugeninstandsetzungsmaßnahme bedarf es eines Fugenfüllstoffes, dessen Eigenschaften optimal auf die entsprechenden Gesteinsparameter abgestimmt sind. Für diese Abstimmung sind gerade in speziellen Anwendungsfällen ggf. umfangreiche Optimierungsarbeiten notwendig. Aus dem oben beschriebenen Sachverhalt geht hervor, dass diese Optimierung der Mörtel-eigenschaften nicht nur die mechanischen, sondern auch die thermisch-hygrischen Stoffeigenschaften des Gesteins bzw. des Mörtels umfassen sollte. Zudem ist im Zuge einer Mörteloptimierung auch den Verbundeigenschaften zwischen Sandstein und Mörtel verstärkte Aufmerksamkeit zu widmen ([2.10], [2.40]).

Der folgende Abschnitt 5.3 befasst sich mit den Ansatzmöglichkeiten einer Dauerhaftigkeitsoptimierung. Darin werden zunächst Beurteilungskriterien für das Dauerhaftigkeitsverhalten von Sandsteinmaterial vorgestellt. Im Weiteren enthält dieser Abschnitt eine entsprechende Zusammenstellung der Anforderungskriterien für Instandsetzungsmörtel. Diese Zusammenfassung der Mörtelanforderungskriterien stellt das Ergebnis einer umfassenden Literaturrecherche dar, die im Rahmen dieser Arbeit ausführlich diskutiert wird.

5.3 Ansätze zur Optimierung der Dauerhaftigkeit

5.3.1 Beurteilungskriterien für das Gesteinsmaterial

Tonige Sandsteine zeichnen sich aufgrund der eingelagerten Schichtsilikate durch ein erhöhtes Schadensrisiko aus. Demgegenüber erweisen sich quarzitisches gebundene Sandsteine in der Regel als erheblich verwitterungsbeständiger. Die Beschaffenheit der Kornbindungen ist neben der generellen Verwitterungsbeständigkeit (Gefügefestigkeit) u. a. auch für die hygrische Verformungsneigung verantwortlich. Bei reinen Quarzsandsteinen ist das Endschwindmaß etwa um den Faktor 10 niedriger als bei Sandsteinen mit überwiegend toniger Kornbindung. Sollten für die Praxis Sandsteine mit geringer Feuchtedehnung erforderlich sein, so sind zudem Steine zu empfehlen, deren Porenanteil im Porenbereich $r < 1 \cdot 10^{-7}$ m klein ist [5.15].

In Bezug auf die feuchtetechnischen Eigenschaften ist die Verwendung möglichst homogener, isotroper Natursteine mit großer Wasserdampfdurchlässigkeit als vorteilhaft zu bewerten, da derartige Gefügeeigenschaften eine rasche Austrocknung des Gesteins begünstigen. Hinsichtlich der Wasseraufnahme sollten

die Steine einen Wasseraufnahmekoeffizienten unter $2 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{2})$ aufweisen [5.1].

Gesteine mit vergleichsweise großen Poren und einer hohen Gesamtporosität sind bei vollständiger Wassersättigung sehr frostempfindlich. Im Vergleich dazu sind Gesteine mit überwiegend kleinen Poren (Radius $r < 4 \cdot 10^{-6} \text{ m}$) und einer mittleren bis geringen Gesamtporosität als vergleichsweise frostbeständig zu bewerten. Im Hinblick auf die Verwitterung infolge Salzkristallisation sind Sandsteine mit einem relativ geringen Volumenanteil an eher großen Poren ($r > 4 \cdot 10^{-6} \text{ m}$) und einem deutlich höheren Anteil an kleinen Poren als besonders verwitterungsempfindlich zu bezeichnen [5.20].

Ein weitgehend verwitterungsbeständiger Sandstein zeichnet sich neben den o. g. Eigenschaften insbesondere durch eine hohe Zug-, Biegezug- und Druckfestigkeit aus. Grundsätzlich ist auch ein möglichst geringer E-Modul wünschenswert. Eine hohe Bruchdehnung sowie eine hohe Zugfestigkeit sind ebenfalls als positiv zu bewerten. Zudem verläuft der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungslinie im Idealfall vergleichsweise flach, damit während des Bruchvorganges ein hoher Prozentsatz der aufgebrachten Energie in Verformungen umgesetzt wird [2.3].

Dass sich ein dauerhafter Sandstein durch geringe Massenverluste und Risse in Verwitterungssimulationsversuchen auszeichnen sollte, muss in diesem Zusammenhang nicht hervorgehoben werden. Jedoch erweist sich eine Festlegung von geeigneten Grenzwerten als ausgesprochen schwierig. Häufig wird als Bewertungskriterium für das Dauerhaftigkeitsverhalten eines Sandsteins der Sättigungswert S (DIN 52103 [5.21]) herangezogen. Der Aussagewert dieses Kennwertes wird in der Literatur widersprüchlich beurteilt. Grundsätzlich wird jedoch davon ausgegangen, dass die Anfälligkeit eines Sandsteins gegenüber der Frostsprengwirkung mit zunehmendem Sättigungswert ansteigt. Liegt der Sättigungswert in der Größenordnung von $S = 0,60$ oder darunter, so ist der Sandstein als unbedingt frostbeständig zu bezeichnen [5.22]. In der DIN 52106 [5.23] wird als Grenzwert für die Verwitterungsbeständigkeit ein Sättigungswert von $S = 0,75$ angegeben. Im Falle höherer Sättigungswerte sollten im Allgemeinen Frost-Tau-Wechselversuche (in Anlehnung an DIN 52104 Teil 1 [5.24]) mit möglichst über 50 Beanspruchungszyklen sowie Kristallisationsversuche (nach DIN 52111 [2.35]) ergänzend hinzugezogen werden ([5.22], [5.23]).

Als kritisch in Bezug auf die Ergebnisse des Kristallisationsversuchs werden Massenverluste von $K_r > 1,5 \text{ g}/\text{cm}^2$ angegeben [5.25]. Die Angabe der Massenverluste [g] bezieht sich jeweils auf den Wert der Probekörperoberfläche [cm^2] vor Beginn der Kristallisationsversuche. In Kombination mit dem oben angegebenen Grenzwert der Porensättigung erhält man die in Tabelle 5.2 zusammengestellten Kriterien für die Verwitterungsbeständigkeit von Sandsteinen.

Bedingt verwitterungsbeständig bedeutet, dass sich die Gesteine als verwitterungsbeständig erwiesen, sofern sie so eingebaut sind, dass sie keiner intensiven Durchfeuchtung ausgesetzt sind. Eine quantitative Abschätzung des Verhaltens von Sandsteinen am realen Bauwerk allein auf der Grundlage von experimentellen Verwitterungsuntersuchungen wie dem Frost-Tau-Wechselversuch oder dem Kristallisationsversuch ist aufgrund der vorhandenen Kenntnislücken und Unwägbarkeiten jedoch nicht möglich [2.38].

Tabelle 5.2: Kriterien zur Beurteilung der Verwitterungsbeständigkeit von Sandsteinen in Anlehnung an [5.25]

Sättigungswert [-]	Massenverluste im Kristallisationsversuch [g/cm ²]	Verwitterungsverhalten
$S < 0,75$	Bestimmung nicht erforderlich	verwitterungsbeständig
$0,75 < S < 0,9$	$Kr < 1,5$	bedingt verwitterungsbeständig
	$Kr > 1,5$	nicht verwitterungsbeständig
$S > 0,9$	Bestimmung nicht erforderlich	nicht verwitterungsbeständig

In der Tabelle 5.3 sind die oben genannten Anforderungen im Einzelnen aufgelistet. Es ist jedoch hervorzuheben, dass für die Beurteilung der Dauerhaftigkeit eines Gesteins Kombination von Materialkennwerten relevant sind. Beispielsweise liefert das nachfolgend angegebene Verhältnis von hygrischer Spannung $\sigma_H = E \cdot \epsilon_H$ zur Biegezugfestigkeit β_{BZ} eine quantitative Abschätzung des Rissrisikos infolge hygrischer Volumenänderung eines Gesteins [5.26].

$$\text{Rissrisiko: } \frac{E \cdot \epsilon_H}{\beta_{BZ}} \quad \text{möglichst klein!} \quad (5.1)$$

Die Risikoabschätzung gemäß Gleichung (5.1) lässt sich sinngemäß auch auf thermische Beanspruchungen übertragen.

Aus der in Tabelle 5.3 zusammengestellten Gesteinsanforderungen ergeben sich scheinbar Widersprüche im Zusammenhang mit den Porositätseigenschaften (Porengrößenverteilung und Gesamtporosität). Dazu ist anzumerken, dass es sich bei den Bewertungskriterien nicht um Anforderungen handelt, die in der Gesamtheit bindend sind, sondern eher um Zielwerte als Orientierungshilfe für die Bewertung und die Auswahl geeigneter Sandsteine. Es existiert in der Praxis eine Vielzahl von sehr verwitterungsbeständigen Sandsteinen, deren Eigenschaften die in der Tabelle 5.3 angegebenen Grenzwerte in einzelnen Punkten zum Teil deutlich überschreiten. Sandsteine, die allen diesen Anforderungen ge-

recht werden, sind hingegen ausgesprochen selten. Die Suche nach derartigen Natursteinmaterialien erweist sich also als unnötig und praktisch aussichtslos. Zudem schließen sich Eigenschaften wie eine hohe Zugfestigkeit in Kombination mit einem kleinen E-Modul und einer hohen Bruchenergie praktisch gegenseitig aus.

Tabelle 5.3: Zusammenstellung der Anforderungskriterien für das Sandsteinmaterial

Eigenschaft	Kennwert	Primäre Anforderung		Sekundäre Anforderung	Quelle	
Struktureigenschaften	Art der Kornbindung	günstig:	quarzitisch Kornbindung	-	[3.14]	
		ungünstig:	tonige Kornbindung			
	Porengrößenverteilung und Gesamtporenvolumen	Verwitterungsbeständigkeit gegenüber Frost-Tau-Wechseln:				
		günstig:	überwiegend kleine Poren ($r < 4 \cdot 10^{-6}$ m) in Kombination mit einer niedrigen bis mittleren Gesamtporosität			[5.20]
		ungünstig:	überwiegend große Poren ($r > 4 \cdot 10^{-6}$ m) in Kombination mit einer hohen Gesamtporosität			[5.20]
		Verwitterungsbeständigkeit gegenüber Salzkristallisation:				
ungünstig:	überwiegend kleine Poren ($r < 4 \cdot 10^{-6}$ m) in Kombination mit einem Mindestanteil an großen Poren			[5.20]		
Hygrische Eigenschaften	Kapillare Wasseraufnahme	möglichst gering		möglichst isotrop	[5.1]	
	Wasseraufnahmekoeffizient	$W < 2,0 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$		möglichst isotrop	[5.1]	
	Diffusionskoeffizient	möglichst groß		möglichst isotrop	[5.1]	
	Sättigungswert	$S < 0,75$ ($S < 0,60$)		-	[5.23], [5.22]	
	Endquell- bzw. Endschwindmaß	möglichst gering		Porenanteil im Radienbereich $r < 1 \cdot 10^{-7}$ m möglichst klein	[5.15]	
Mechanische Eigenschaften	Druckfestigkeit	möglichst groß		-	[2.3]	
	Zugfestigkeit	möglichst groß		-	[2.3]	
	Biegezugfestigkeit	möglichst groß		-	[2.3]	
	Bruchdehnung	möglichst groß		-	[2.3]	
	E-Modul	möglichst gering		-	[2.3]	
	Bruchenergie	möglichst groß		-	[2.3]	
Dauerhaftigkeitseigenschaften	Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	möglichst gering		-	-	
	Massenverluste im Kristallisationsversuch	$Kr < 1,5 \text{ g}/\text{cm}^2$		-	[5.25]	

Es stellt sich daher die Frage nach denjenigen Anforderungskriterien, denen im Einzelfall eine besondere Bedeutung hinsichtlich der Gesteinsdauerhaftigkeit zukommt und denen deswegen bei der Gesteinsauswahl besondere Aufmerk-

samkeit zu widmen ist. Die Beantwortung dieser Frage bzw. das Vorgehen bei der Festlegung dieser Kennwerte ist Gegenstand des Abschnittes 5.4.

5.3.2 Konzept zur Entwicklung optimierter Fugenfüllstoffe für die Instandsetzung von Sandsteinmauerwerk

Grundsätzlich müssen sich die im Rahmen einer Instandsetzungsmaßnahme zum Einsatz kommenden Verfügmörtel durch eine allgemeine Verträglichkeit sowohl mit den ggf. noch vorhandenen Fugenmörteln (Altmörteln) als auch mit den Natursteinen auszeichnen. Schädliche Reaktionen zwischen diesen Komponenten sind dabei zu vermeiden. Selbstverständlich dürfen dabei nur Instandsetzungsmörtel von ausreichender Dauerhaftigkeit verwendet werden. Zudem muss der Instandsetzungsmörtel problemlos verarbeitbar und in den wichtigsten Eigenschaften an den Naturstein angepasst sein. Die Bandbreite und die Rangfolge der Mörtel­eigenschaften richten sich nach den klimatischen und konstruktiven Randbedingungen des Mauerwerks sowie den entsprechenden Eigenschaften des Sandsteins, die jeweils im Vorfeld der Mörtelauswahl zu analysieren sind und im Stadium der Materialwahl als bekannt vorausgesetzt werden.

Obwohl die Anforderungen, die an einen geeigneten Instandsetzungsmörtel zu stellen sind, im Grundsatz bekannt sind (siehe dazu Tabelle 5.4) bzw. sich auf der Grundlage einfacher Überlegungen in allgemeiner Form herleiten lassen, bestehen ohne weitere Angaben für den konkreten Anwendungsfall in der Regel erhebliche Unsicherheiten bei der Spezifikation der Kriterien, nach denen die in Betracht kommenden Instandsetzungsmörtel ausgewählt werden sollten. Diese Unsicherheiten betreffen sowohl die quantitative Abschätzung von Grenzwerten als auch die Festlegung einer Prioritätsrangfolge der Mörtel­eigenschaften für den jeweiligen Anwendungsfall. Die Auswahl eines geeigneten Mörtels für den jeweiligen Anwendungsfall erfolgt in der Regel auf der Basis baupraktischer Erfahrungen. Ohne nähere quantitative Angaben zu den Anforderungskriterien für den Instandsetzungsmörtel liegt es im subjektiven Ermessen des Verantwortlichen, die maßgebenden Materialanforderungen zu erkennen und einen geeigneten, verfügbaren Mörtel auszuwählen. Trotz ggf. vorhandener Erfahrung des Auswählenden bleibt dabei gerade bei nicht alltäglichen Fällen ein gewisses Restrisiko der ungeeigneten Materialauswahl mit den genannten Konsequenzen bestehen. Neben der Angabe von Grenzwerten kommt der Prioritätsrangfolge bei der Mörtelauswahl, aber auch bei der Eigenschaftsoptimierung von Instandsetzungsmörteln, eine besondere Bedeutung zu, weil es sich in der Regel als praktisch unmöglich erweist, alle in der Tabelle 5.4 angegebenen Mörtel­eigenschaften zu erfüllen bzw. auf den gewünschten Zielwert einzustellen. Sowohl die Auswahl eines vorhandenen Mörtels als auch die Entwicklung speziell abgestimmter Instandsetzungsmörtel stellt daher stets einen Kompromiss zwischen angestrebten Zieleigenschaften und den unter praktischen Gesichtspunkten er-

reichbaren Ergebnissen dar. Eine Rangfolge der Mörtel­eigenschaften hinsichtlich ihres Einflusses auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften des Mauerwerks ist dabei ein willkommenes Hilfsmittel, um die für die Mörteloptimierung zu setzenden Prioritäten sinnvoll festlegen zu können.

Tabelle 5.4: Zusammenstellung von allgemeinen Anforderungskriterien für Instandsetzungsmörtel und Steiner­gänzung­stoffe

Eigenschaft	Kennwert	Knöfel/Schubert [5.27]	Snethlage [5.28]	Budelmann/Weiß/ Rostásy [2.42]	
Frischmörtel­eigenschaften	Ausbreitmaß	17,0 ± 0,5 cm, ggf. Sonderanforderungen	erforderlich	-	
	Verarbeitbarkeitszeit	t ≥ 1 h	erforderlich	-	
	Wasserrück­haltevermögen	hoch ³⁾ bzw. niedrig ⁴⁾	erforderlich	-	etwa wie der Stein
	Entmischungs­neigung	möglichst gering	wünschenswert	-	-
Thermisch­hygrische Eigenschaften	Sorptionsfeuchte	etwa wie der Stein	wünschenswert	-	-
	Kapillare Wasseraufnahme	-	keine Angaben	-	etwa wie der Stein
	Wasseraufnahmekoeffizient	möglichst nahe 100 % ¹⁾	erforderlich, Wichtung 1 ⁵⁾	50 % bis 100 % ¹⁾	-
	Diffusionskoeffizient	etwa wie der Stein oder größer	wünschenswert	50 % bis 150 % ¹⁾	etwa wie der Stein
	Sättigungswert	möglichst gering	wünschenswert	-	-
	Endquell- bzw. Endschwindmaß	$\epsilon_H < 2$ mm/m	erforderlich, Wichtung 3 ⁵⁾	50 % bis 100 % ¹⁾	$\epsilon_H < 2$ mm/m
	Wärmedehnzahl	50 % bis 150 % ¹⁾ , möglichst 100 % ¹⁾	erforderlich, Wichtung 1 ⁵⁾	50 % bis 150 % ¹⁾	$\epsilon_{Th,Mörtel} < \epsilon_{Th,Stein}$
Mechanische Eigenschaften des Mörtels	Druckfestigkeit	-	keine Angaben	20 % bis 60 % ¹⁾	$\beta_D > 2,0$ N/mm ²
	E-Modul	20 % bis 100 % ¹⁾ , möglichst gering	erforderlich, Wichtung 3 ⁵⁾	20 % bis 60 % ¹⁾	$E < 10000$ N/mm ² $E_{Mörtel} < E_{Stein}$
Verbund­eigenschaften	Haftzugfestigkeit	$\beta_{HZ} > 0,1$ N/mm ²	erforderlich, Wichtung 2 ⁵⁾	50 % bis 100 % ²⁾	möglichst hoch
	Haftscherfestigkeit	$\tau_{HS} > 0,1$ N/mm ²	erforderlich, Wichtung 2 ⁵⁾	-	-
	Druckfestigkeit in der Lagerfuge	$\beta_{DFuge} > 2,0$ N/mm ²	erforderlich, Wichtung 1 ⁵⁾	-	-
Dauerhaftigkeits­eigenschaften	Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	Massenverluste möglichst gering, möglichst keine Risse	erforderlich	-	Massenverluste möglichst gering
Ausblühverhalten		möglichst gering	wünschenswert	-	-

¹⁾ Die Angaben beziehen sich auf den entsprechenden Kennwert des Gesteinsmaterials.

²⁾ Die Angaben beziehen sich auf den Kennwert der Mörtelzugfestigkeit.

³⁾ bei stark saugenden Steinen

⁴⁾ bei schwach saugenden Steinen

⁵⁾ „Wichtung 3“ höchstes Gewicht, „Wichtung 1“ geringstes Gewicht

In der Literatur sind eine Reihe von Angaben und Untersuchungsergebnissen veröffentlicht, aus denen Anforderungskriterien für Instandsetzungsmörtel sowie Steiner­gänzung­stoffe hergeleitet werden können. Tabelle 5.4 gibt eine Über-

sicht über die wichtigsten Zusammenstellungen von Mörtelanforderungskriterien aus der entsprechenden Literatur. Die dort spezifizierten qualitativen und quantitativen Angaben werden in Abschnitt 7.7 ausführlich diskutiert.

Die Entwicklung von Instandsetzungsmörteln allein auf der Grundlage dieser allgemeinen Anforderungskriterien ist jedoch gerade in speziellen Anwendungsfällen mit einer gewissen Unsicherheit verbunden, da aus diesen Angaben in der Regel nicht hervorgeht, welche Grenzwerte unbedingt einzuhalten sind bzw. welchen Eigenschaften eine eher untergeordnete Bedeutung hinsichtlich der Mauerwerksdauerhaftigkeit beizumessen ist. Gerade auch in Spezialfällen sind die in der Tabelle 5.4 zusammengestellten Mörtelkriterien als unzureichend zu bewerten. Allen dort genannten Eigenschaften in der Gesamtheit quantitativ exakt gerecht zu werden erweist sich im Zuge einer Mörtelentwicklung in der Regel als praktisch unmöglich. Daher müssen häufig geeignete Kompromisse gesucht werden. In Bezug auf die Auswahl der maßgebenden Anforderungskriterien sind entsprechende Prioritäten zu setzen. Zudem ist es in vielen Fällen für eine hinreichende Mauerwerksdauerhaftigkeit gar nicht zwingend erforderlich, alle Anforderungskriterien gleichermaßen exakt zu erfüllen. Um diesem Sachverhalt zumindest in einem begrenzten Rahmen Rechnung zu tragen, werden in Quelle [5.27] Wichtungen angegeben, die dem Fachmann eine gezielte Eignungsoptimierung der Mörtel erlauben (siehe dazu auch Tabelle 5.4). Einzelheiten hierzu können in den Literaturquellen [2.42], [5.18], [5.27], [5.28], [5.29], [5.30], [5.31], [5.32], [5.33], [5.34], [5.35] nachgelesen werden.

Um darüber hinausgehend auch für spezielle Anwendungsfälle mit ausreichender Sicherheit und mit vertretbarem Aufwand dauerhafte Instandsetzungsmörtel entwickeln zu können, bedarf es einer Zusammenstellung von Anforderungskriterien, die sich an den tatsächlich zu erwartenden Beanspruchungen orientieren. Durch die Konzentration auf eine begrenzte Anzahl von Anforderungskriterien lässt sich das im Rahmen der Mörteloptimierung angestrebte Ziel in der Regel erheblich wirkungsvoller umsetzen als im Falle einer breit gefächerten Eigenschaftsoptimierung. Dafür muss jedoch zunächst geklärt werden, welches überhaupt die maßgebenden Beanspruchungen sind, denen das zu optimierende Mauerwerk ausgesetzt ist. Für die Herleitung entsprechender Anforderungskriterien ist daher in jedem Einzelfall eine umfassende Analyse der im Mauerwerk auftretenden Spannungen und Verformungen erforderlich, die neben der Kenntnis der Mauerwerksausführung zutreffende Angaben in Bezug auf die zu erwartenden Witterungseinflüsse sowie das Gesteinsmaterial voraussetzen. Der Entwicklung speziell auf einen Anwendungsfall abgestimmter Instandsetzungsmörtel müssen also umfangreiche experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Gesteinseigenschaften sowie entsprechende weitergehende Analysen zur Abschätzung der zu erwartenden Beanspruchungen im Mauerwerk vorausgehen.

Auf der Grundlage von Parameterstudien, für die ggf. geeignete numerische Verfahren heranzuziehen sind, lässt sich im Weiteren der Einfluss einzelner Mörtelparameter in Bezug auf die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks untersuchen und bewerten. Darauf aufbauend kann aus dieser Einflussbewertung die Rangfolge derjenigen Mörtelparameter hergeleitet werden, denen bei der Mörtelentwicklung eine besondere Bedeutung beizumessen ist.

Anhand der Ergebnisse dieser experimentellen und analytischen Voruntersuchungen können die Anforderungskriterien nicht nur für den Mörtel, sondern auch für das Gesteinsmaterial in quantitativer Form exakt auf den jeweiligen Anwendungsfall abgestimmt spezifiziert werden. Aus dieser Vorgehensweise ergibt sich ein allgemeingültiges Konzept für die Dauerhaftigkeitsoptimierung von Naturstein- und speziell von Sandsteinmauerwerk, das nachfolgend ausführlich erläutert wird.

5.4 Konzeptionelles Vorgehen

Wie den Ausführungen der vorstehenden Kapitel zu entnehmen ist, kommt der Fugenproblematik bei der Verwitterung von Sandsteinmauerwerk eine zentrale Bedeutung zu. In Abschnitt 5.2.2 wurde hervorgehoben, dass die Fuge im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit als die Schwachstelle des Mauerwerks zu betrachten ist. Eine sinnvolle „Erneuerungs-“ bzw. Instandsetzungsmaßnahme sollte daher zum Ziel haben, diese Schwachstelle zu beseitigen.

In diesem Abschnitt wird eine Möglichkeit des konzeptionellen Vorgehens aufgezeigt, wie die Dauerhaftigkeit von Sandsteinmauerwerk verbessert werden kann. Der Entwicklung eines optimierten Instandsetzungsmörtels kommt dabei besondere Bedeutung zu. Die Vorgehensweise im Zuge der Umsetzung dieses Optimierungsansatzes ist in Form einer vereinfachten schematischen Darstellung in der Abbildung 5.1 dargestellt.

Das Konzept besteht aus einer Reihe experimenteller und analytischer Untersuchungen. Aus der Abfolge der vorgesehenen Untersuchungen ergibt sich ein Untersuchungsprogramm, das sich im Wesentlichen aus experimentellen Untersuchungen am Gesteinsmaterial, aus analytischen Untersuchungen sowie aus experimentellen Untersuchungen zur Mörtelentwicklung und -prüfung zusammensetzt. Darüber hinaus kann das Konzept um zusätzliche Untersuchungen erweitert werden. Diese 4 Bestandteile sind in der Abbildung 5.1 grau unterlegt. Für die analytischen Untersuchungen können ggf. numerische Berechnungsmethoden, wie z. B. die Methode der finiten Elemente (FEM), herangezogen werden, die sich auf diesem Anwendungsgebiet bereits bewährt hat ([2.16], [4.19], [5.36]).

Grundsätzlich ist bei diesem Konzept zwischen der Vorgehensweise im Rahmen einer Neuerrichtung von Sandsteinmauerwerk und der Instandsetzung von bestehendem (historischem) Mauerwerk zu unterscheiden (siehe Abbildung 5.1). Während das Konzept bei der Neuerrichtung von Mauerwerk zu Beginn eine Vorauswahl des Gesteinsmaterials vorsieht, ist im Falle einer Mauerwerksinstandsetzung zunächst zu klären, ob das vorhandene Altsteinmaterial gegen bruchfrische Steine ersetzt oder weiterverwendet werden soll. Auch bei Austausch der Altsteine gegen bruchfrisches Gestein ist eine entsprechende Vorauswahl zu treffen.

Vorauswahl der Gesteine

Als Bewertungskriterien für die Vorauswahl des Gesteinsmaterials können ggf. bereits vorliegende Materialeigenschaften dieser Natursteine herangezogen werden. Zudem liegen häufig Erfahrungen insbesondere zum Langzeitverwitterungsverhalten der in Betracht kommenden Gesteinsvarietäten vor. Unter Umständen können aus dem Verhalten der Gesteine als Baumaterial in bestehenden Bauten Rückschlüsse auf die Eignung in dem Instand zu setzenden bzw. neu zu errichtenden Mauerwerk gezogen werden. Als Anhaltswerte zur Eignungsbeurteilung eignen sich die in der Tabelle 5.2 (siehe dazu Abschnitt 5.3.1) zusammengestellten Kriterien.

Experimentelle Untersuchungen am Gesteinsmaterial

Die ausgewählten Gesteinsvarietäten sind im Weiteren umfangreichen experimentellen Untersuchungen zu unterziehen. Diese Untersuchungen dienen zur Bestimmung von Materialkennwerten und Eigenschaften für die Beurteilung der Gesteinsmaterialien sowie von Eingabeparametern für die numerischen Untersuchungen. Das Spektrum der zu ermittelnden Materialeigenschaften entspricht weitgehend der Zusammenstellung von Kennwerten in Tabelle 5.1. Die Bewertung des ausgewählten Gesteinsmaterials erfolgt anhand des Vergleichs der Versuchsergebnisse mit den Anforderungskriterien für das Gesteinsmaterial gemäß Tabelle 5.2 in Abschnitt 5.3.1.

Lassen die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen erkennen, dass das Gesteinsmaterial die gestellten Anforderungen weitgehend erfüllt, kann der Optimierungsprozess unter Verwendung dieser Gesteinsvarietät fortgesetzt werden. Dabei ist gewährleistet, dass sich das Gesteinsmaterial als Baustoff für dauerhaftes Mauerwerk eignet. Erfüllt der Stein die Anforderungskriterien nicht, muss der Auswahlvorgang wiederholt und eine andere Gesteinsvarietät auf ihre Eignung geprüft werden (siehe Abbildung 5.1).

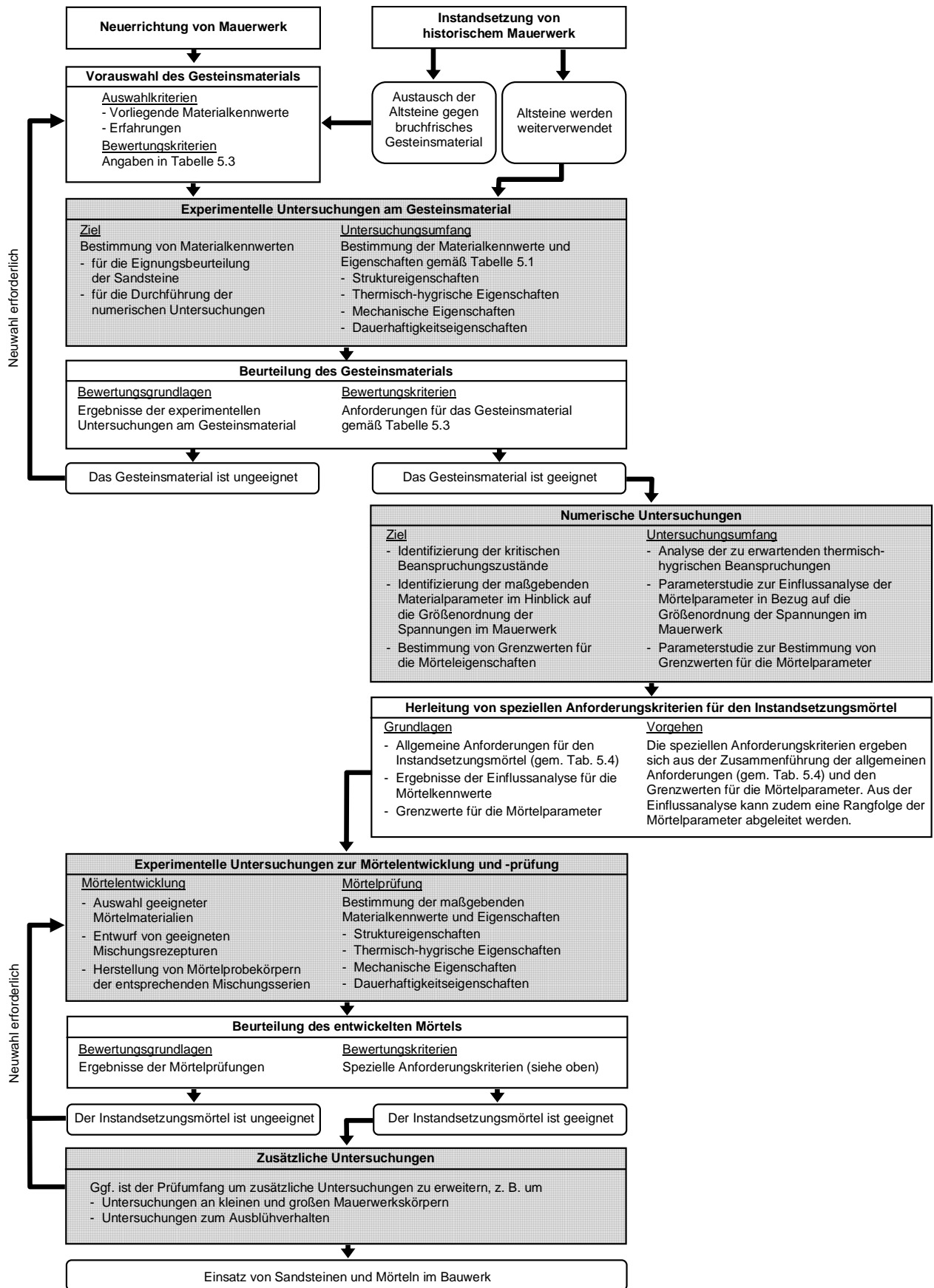


Abbildung 5.1: Schematische Darstellung des Konzepts zur Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinmauerwerk

Analytische (numerische) Untersuchungen

Um für das als geeignet befundene Gesteinsmaterial mit ausreichender Sicherheit und mit vertretbarem Aufwand dauerhafte Instandsetzungsmörtel entwickeln zu können, bedarf es einer Zusammenstellung von Anforderungskriterien, die sich an den tatsächlich zu erwartenden Beanspruchungen orientieren. Dafür muss jedoch zunächst geklärt werden, welches überhaupt die maßgebenden Beanspruchungen sind, denen das zu optimierende Mauerwerk ausgesetzt ist. Für die Herleitung entsprechender Anforderungskriterien ist daher in jedem Einzelfall eine umfassende Analyse der im Mauerwerk auftretenden Spannungen und Verformungen erforderlich, die neben der Kenntnis der Mauerwerksausführung zutreffende Angaben in Bezug auf die zu erwartenden Witterungseinflüsse sowie das Gesteinsmaterial voraussetzen. Darüber hinaus wäre beispielsweise zu prüfen, in wie weit bei Mauerwerk nahe der Geländeoberkante Salzeinflüsse zu berücksichtigen sind oder ob besonders intensive Witterungsbeanspruchungen (wie sie z. B. bei exponierten Kuppelbauten auftreten) in Ansatz zu bringen sind.

Zur Lösung dieser Aufgaben werden analytische Untersuchungen (numerische Simulationen) durchgeführt, die einen weiteren Hauptbestandteil des Konzepts darstellen. Diese analytischen Untersuchungen konzentrieren sich schwerpunktmäßig auf die Erfassung der thermischen und die hygrischen Beanspruchungen im Mauerwerk, die in den Abschnitten 4.2 bzw. 5.1.3 ausführlich behandelt wurden. Als Ergebnis liefern diese Untersuchungen Temperatur- und Feuchteverteilungen sowie Spannungsverteilungen, die sich im Mauerwerk als Folge dieser thermisch-hygrischen Einwirkungen einstellen.

Auf der Grundlage dieser numerischen Untersuchungen können die am realen Bauwerk zu erwartenden thermisch-hygrischen Beanspruchungen hinsichtlich ihrer Schädigungswirkung verglichen und bewertet werden. Zudem lässt sich anhand von Parameterstudien der Einfluss einzelner Mörtelparameter in Bezug auf die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks untersuchen und bewerten. Derartige Analysen eignen sich im Weiteren zur Ableitung entsprechender Grenzwerte und Anforderungskriterien für die identifizierten Parameter. Darauf aufbauend kann aus dieser Einflussbewertung die Rangfolge derjenigen Mörtelparameter hergeleitet werden, denen bei der Mörtelentwicklung eine besondere Bedeutung beizumessen ist.

Herleitung der speziellen Anforderungskriterien

Aus der Zusammenführung der allgemeinen Anforderungskriterien für Instandsetzungsmörtel und Steinerfüllungsmörtel, die in der Tabelle 5.4 angegeben sind (siehe Abschnitt 5.3.2), und den Grenzwerten für die Mörtelkennwerte (Ergebnisse der numerischen Untersuchungen) ergeben sich die speziellen Anforder-

rungskriterien für den Instandsetzungsmörtel. Da diese speziellen Anforderungskriterien in Abhängigkeit von den zu erwartenden Beanspruchungseinwirkungen sowie den jeweiligen Materialeigenschaften des zu verwendenden Sandsteins und den konstruktiven Aspekten des geplanten Mauerwerks hergeleitet werden, lässt sich in jedem Einzelfall ein hoher Anpassungsgrad erreichen. Diese Tatsache gilt sinngemäß auch für die Rangfolge der Mörtelparameter.

Mörteloptimierung

Für die Abstimmung der Eigenschaften des Fugenfüllstoffes auf die gestellten speziellen Anforderungen sind ggf. umfangreiche Optimierungsarbeiten notwendig. Im Rahmen der Mörtelentwicklung, die sich an die Numerischen Untersuchungen bzw. an die Herleitung der speziellen Anforderungskriterien anschließt, müssen zunächst geeignete Mörtelkomponenten ausgewählt werden. Hierbei können die Eigenschaften der Mörtel durch Einsatz verschiedener organischer Zusätze unter Umständen erheblich verbessert werden.

Im Weiteren umfasst die Mörteloptimierung den Entwurf geeigneter Mischungsrezepturen und die Herstellung und Prüfung von entsprechenden Probekörpern dieser Mischungen. Die Ergebnisse der Mörtelprüfungen bilden die Bewertungsgrundlage für die Mörtel eignungsbeurteilung. Als Bewertungskriterien dienen die speziellen Anforderungskriterien, die eigens zu diesem Zweck aufgestellt werden. Prinzipiell muss der Optimierungsprozess solange fortgesetzt werden, bis eine Rezeptur verfügbar ist, die den gestellten Anforderungen in hinreichender Genauigkeit entspricht.

Je nach Bedarf muss der Untersuchungs- und Prüfaufwand über den in der Abbildung 5.1 dargestellten Umfang erweitert werden. Dabei sind insbesondere Dauerhaftigkeitsuntersuchungen zum Verbundverhalten von Sandsteinen und entwickelten Mörtel aufschlussreich hinsichtlich der Qualität des Optimierungsergebnisses. Eine mögliche Vorgehensweise bei der Durchführung solcher Zusatzuntersuchungen wird im Rahmen der baupraktischen Umsetzung des Konzepts (siehe Kapitel 7) vorgestellt.

6 Berechnungsansätze

6.1 Stoffgesetze zur Beschreibung des Feuchtetransports

6.1.1 Gefüge und Porenstruktur von Baustoffen

Der Begriff Gefüge bezeichnet die sich wiederholenden Merkmale eines Gesteinskörpers. Darunter sind in erster Linie die Art der Mineralkomponenten sowie die Beschaffenheit der Verbindungen zwischen diesen Gesteinskomponenten zu verstehen (Gesteinsstruktur). Jedoch bezeichnet der Begriff Gefüge auch die Anordnung und die Orientierung der Gesteinskomponenten im Raum (Textur, [3.31]).

Die meisten Baustoffe zeichnen sich durch ein festes Gefüge mit einem stark verzweigten System von Hohlräumen zwischen den festen Mineralkomponenten – den Poren – aus. Die geometrischen Dimensionen dieser Hohlräume sind in Größenordnungen zwischen 10^{-9} m und 10^{-3} m angesiedelt. Die Verteilung und die Anordnung dieser Poren im Baustoffgefüge sind zum Teil von ausgesprochen ungleichmäßiger Natur. Aufgrund dieser Unregelmäßigkeiten lassen sich die geometrischen Eigenschaften der Poren in der Regel nur sehr unzureichend bzw. nicht eindeutig beschreiben.

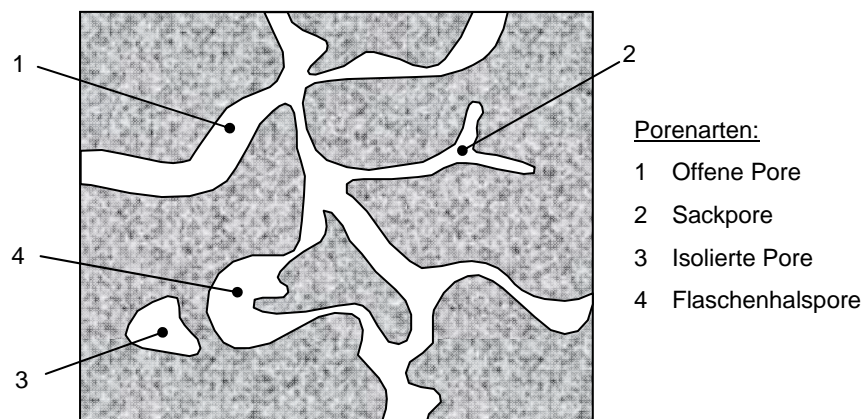


Abbildung 6.1: Porenarten und -formen in mineralischen Baustoffen

Abbildung 6.1 zeigt mögliche Porenarten bzw. -formen in mineralischen Baustoffen. Dabei ist grundsätzlich zwischen offenen Poren, die der eindringende Feuchtigkeit zugänglich sind, und geschlossenen Poren (isolierten Poren, in die in der Regel keine Feuchtigkeit eindringen kann) zu unterscheiden. Unter so genannten Flaschenhalsporen sind Hohlräume im Baustoffgefüge zu verstehen, in die die Feuchtigkeit nur über deutlich engere Porenkanäle eindringen bzw. hinausgelangen kann. Eine Reihe von Besonderheiten in Bezug auf die Feuchtetransport- und die Feuchtespeichereigenschaften des Baustoffs werden auf die Einflüsse derartige Poren zurückgeführt (u. a. die Hystereseeffekte im Adsorpti-

ons- bzw. Desorptionsverhalten von Sandsteinen, siehe dazu auch Abschnitt 3.1.1).

In den vorstehenden Kapiteln wurde die besondere Bedeutung des Hohlraumgefüges in Bezug auf den Feuchtetransport sowie hinsichtlich der Art und der Intensität der Gesteinsverwitterungsprozesse mehrfach hervorgehoben (siehe dazu Abschnitt 2.1 bzw. Abschnitt 3.1). Die Häufigkeitsverteilung bestimmter Porengrößen, die Anordnung unterschiedlicher Poren und die Verbindungen zwischen den Hohlräumen untereinander stellen dabei die maßgebenden Parameter in Bezug auf die Eigenschaften von Feuchtespeicherung und Feuchtetransport dar. Für eine Charakterisierung des Feuchteverhaltens poröser Baustoffe ist daher eine Analyse der Porenstruktur aufschlussreich.

Als wichtigster Parameter zur Beschreibung der Porengeometrie wird in der Regel der Porenradius r herangezogen. Dem Porenradius kommt in Bezug auf die Art und die Intensität der innerhalb der Porenkanäle ablaufenden Feuchtespeicherungs- bzw. Feuchtetransportmechanismen eine große Bedeutung zu. In Abbildung 6.2 ist dieser Zusammenhang graphisch dargestellt.

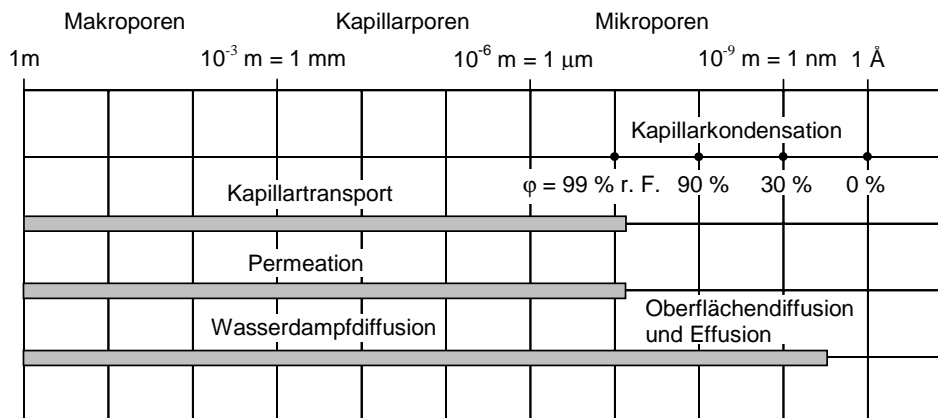


Abbildung 6.2: Feuchtetransportmechanismen in Abhängigkeit vom Porenradius (in Anlehnung an [3.11])

Kapillartransportprozesse finden in Porenkanälen bis zu einem Durchmesser von etwa 1 mm statt. In größeren Poren nimmt die Krümmung des Flüssigkeitsmeniskus derart geringe Werte an, dass die Flüssigkeitssäule schon nach wenigen Zentimetern Steighöhe zum Stehen kommt (siehe dazu auch Abschnitt 3.2.1.3). Als Ursachen für den Flüssigkeitstransport in Porenkanälen mit Radien $r > 1 \text{ mm}$ (Makroporen) kommen daher eher Schwerkrafteinflüsse (freie Strömung bzw. Sickerströmung) sowie äußere Druckunterschiede in Betracht. In Bezug auf den unteren Grenzwert für das Auftreten von Kapillareffekten existieren noch erhebliche Kenntnislücken. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass in Kapillaren mit Porenradien $r < 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ kein Kapillartransport mehr stattfinden kann [3.11].

Der Transport von Wasserdampf kann hingegen auch noch in erheblich kleinere Poren ablaufen, da der Mechanismus der Diffusion bzw. der Effusion von der Wirkung der Oberflächenspannung weitgehend unabhängig ist. Der Übergang vom Diffusions- zum Effusionstransport findet etwa ab einem Porenradius von $5 \cdot 10^{-8}$ m statt. Da in Poren kleineren Durchmessers die mittlere freie Weglänge der Dampfmoleküle größer ist als der Porendurchmesser, überwiegt in diesen Fällen die Effusion (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.2.1). In Poren mit Durchmessern kleiner als $5 \cdot 10^{-9}$ m kommt auch der Feuchtetransport durch Oberflächendiffusion zum Erliegen, da die auf den Porenwänden adsorbierten Flüssigkeitsmolekülschichten den Querschnitt der Porenkanäle verschließen. Die Porenklassen in Baustoffen lassen sich nach dem in Tabelle 6.1 angegebenen Schema klassifizieren.

Tabelle 6.1: Einteilung der Baustoffporen in Kategorien auf der Grundlage der Feuchtetransportmechanismen (in Anlehnung an [3.11])

Porenkategorie	Porenradius	Mechanismen des Feuchtetransports
Makroporen	$r \geq 1 \text{ mm}$	Freie Strömung infolge des Schwerkrafteinflusses (Sickerströmung)
Kapillarporen	$1 \text{ mm} < r \leq 1 \cdot 10^{-7} \text{ m}$	Kapillarkräfte bestimmen maßgeblich den Feuchtetransport
Mikroporen	$1 \cdot 10^{-7} \text{ m} < r \leq 3 \cdot 10^{-10} \text{ m}$	Adsorptionskräfte sowie Diffusion- bzw. Effusionsvorgänge bestimmen maßgeblich den Feuchtetransport

Zu den maßgebenden Kennwerten, die die charakteristischen Eigenschaften des Gesteinsgefüges und der darin vorhandenen Hohlräume beschreiben, zählen die Rein- und Rohdichte, das Gesamtporenvolumen, die Porengrößenverteilung sowie die spezifische (innere) Oberfläche. Angaben in Bezug auf die Definitionen und die experimentelle Bestimmung dieser Kennwerte sind in Abschnitt 7.1 zusammengestellt.

In Bezug auf die Feuchtetransporteigenschaften eines porösen Baustoffs kommt der Porengrößenverteilung eine besondere Bedeutung zu. Diese Verteilungskurve beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Porenradius und dem jeweiligen Volumenanteil der Poren dieser Größe.

Die Porengrößenverteilung eines Baustoffes wird experimentell mit Hilfe der Hg-Druckporosimetrie ermittelt (siehe dazu auch Abschnitt 7.1). Dabei werden Porenradien bis in eine Größenordnung von $1 \cdot 10^{-9}$ m erfasst. Dieses Untersuchungsverfahren liefert als Ergebnis die integrale Darstellung des Porenvolumens, die im Weiteren als Summenporenvolumenkurve bezeichnet wird (siehe Abbildung 6.3, linkes Diagramm). Aus der Ableitung dieser Summenporenvolumenkurve ergibt sich die Porengrößenverteilungskurve (differentielle Darstellung), die in der Abbildung 6.3 auf der rechten Seite dargestellt ist. Die Sum-

menporenvolumenkurve gibt die statistische Häufigkeit wieder, mit der eine Pore mit einem bestimmten Radius in der untersuchten Baustoffprobe verteilt ist.

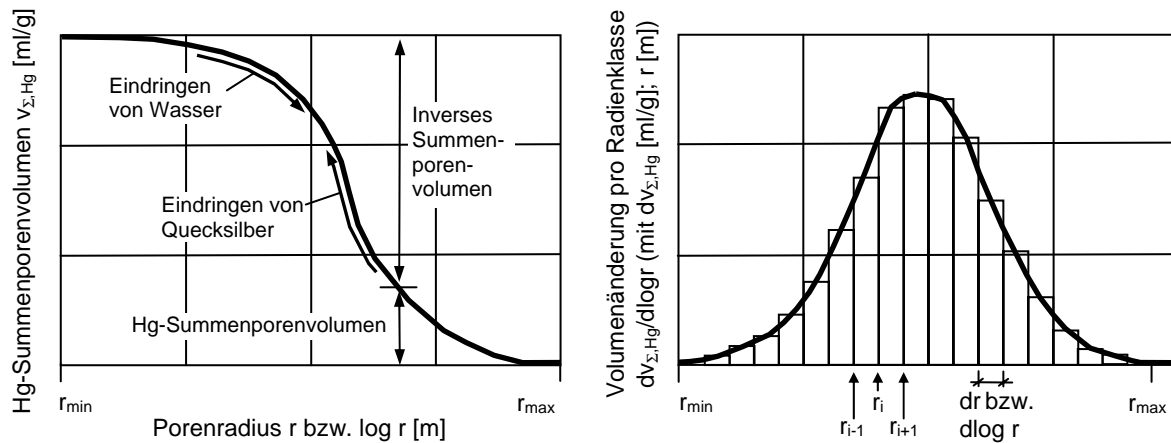


Abbildung 6.3: Summenporenvolumenkurve (links) und Porengrößenverteilungskurve (rechts, in Anlehnung an [3.10])

Grundsätzlich liefert die Hg-Druckporosimetrie als Ergebnis den Zusammenhang zwischen eingepresster Quecksilbermenge und dem dafür jeweils erforderlichen Druck (Einzelheiten zum Verfahren siehe Abschnitt 7.1). Während sich die Angaben des Porenvolumens direkt aus dem Volumen der jeweils eingepressten Quecksilbermenge ergeben, sind für die Umrechnung des Einpressdruckes in den Porenradius entsprechende Annahmen heranzuziehen. Diese Annahmen gehen davon aus, dass es sich bei den Poren des Baustoffs ausschließlich um zylindrische Hohlräume handelt, denen ein definierbarer Radius r zugeordnet werden kann. Da diese vereinfachenden Annahmen die wirklichen Porengeometrieverhältnisse realer Baustoffe nur in sehr grober Näherung wiedergeben, sind die auf diesem Wege ermittelten Porengrößenverteilungen bzw. Summenporenvolumenkurven zwangsläufig mit einer gewissen Ungenauigkeit behaftet, die sich nicht vermeiden lässt.

Zudem führen die in der Abbildung 6.1 dargestellten Flaschenhalsporen zu einer zusätzlichen Beeinträchtigung des mittels Hg-Druckporosimetrie gemessenen Ergebnisses. Da diese Flaschenhalsporen nur durch benachbarte Porenkanäle mit geringerem Durchmesser befüllt werden können, kommt es im Rahmen des Hg-Druckversuchs erst dann zu einem Eindringen des flüssigen Quecksilbers in diese Flaschenhalsporen, wenn der aufgebrauchte Druck ausreichend hoch ist, um das flüssige Metall durch die engen "Flaschenhalse" hindurchzudrücken. Im Rahmen der Messwertausgabe wird dabei dem Porenradius der jeweils engsten Stelle innerhalb des "Flaschenhalses" das gesamte Porenvolumen der sich daran anschließenden Pore größeren Durchmessers zugeordnet. Anhand der Hg-Druckporosimetrie wird der Volumenanteil der kleinen Poren daher prinzipiell überschätzt. Das Porenvolumen, das mit der Hg-Druckporosimetrie erfasst werden kann, beträgt im Mittel etwa 90 % des mit Wasser füllbaren Porenvolumens

[2.13]. Aufgrund der Annahme zylinderförmiger Porenräume sowie der Flaschenhalsproblematik sind die Ergebnisse der Hg-Druckporosimetrie stets zu überprüfen.

Die vorgestellten Aspekte hinsichtlich der Fehlerabweichungen in den Ergebnissen der Hg-Druckporosimetrie an Sandsteinen sind seit langem bekannt und wurden im Rahmen verschiedener Versuchsserien hinreichend untersucht ([2.2], [2.13], [5.20], [2.37], [6.1]). Zusammenfassend kann daraus jedoch geschlossen werden, dass auf der Grundlage der Hg-Druckporosimetrie durchaus zutreffende und für die meisten baupraktischen Belange hinreichend exakte Messergebnisse zur Porengrößenverteilung ermittelt werden können.

6.1.2 Allgemeines Feuchtepotential

In den vorstehenden Abschnitten wurde gezeigt, dass das Adsorptions- bzw. das Desorptionsverhalten sowie die Feuchtespeicherfähigkeit von Baustoffen maßgeblich von der Beschaffenheit des Porenraumes abhängen (siehe dazu auch Abbildung 3.2). Zwei Baustoffe mit unterschiedlicher Porenstruktur können daher unter gleichen hygrischen Lagerungsbedingungen unterschiedliche Feuchtemengen im Porenraum speichern, d. h. im Ausgleichszustand stellen sich in beiden Baustoffen unterschiedliche Sorptionsfeuchtegehalte ein. Befinden sich diese Baustoffe in direktem Kontakt zueinander, stellt sich in der Kontaktfläche eine Unstetigkeitsstelle (Sprung) in der Feuchtegehaltsverteilung ein (siehe Abbildung 6.4). Dieser sprunghafte Verlauf in der Verteilung des Feuchtegehalts kennzeichnet einen deutlich ausgeprägten Feuchtegradienten entlang der Kontaktfläche zwischen den beiden Baustoffen.

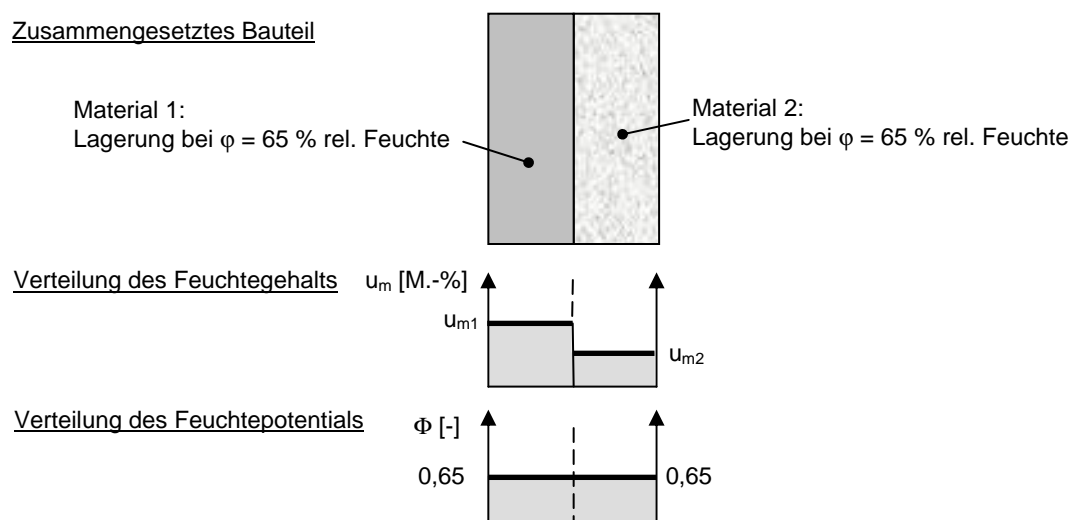


Abbildung 6.4: Verteilungen des Feuchtegehalts und des Feuchtepotentials in einem zusammengesetzten Bauteilquerschnitt

Würde im Rahmen numerischer Simulationsberechnungen zum Feuchtetransport innerhalb eines derartigen Bauteilquerschnitts ein Stoffgesetz herangezogen, dem als treibende Ursache für den Feuchtetransport ein Gradient in der Verteilung des Feuchtegehalts zugrunde liegt, käme es als Folge des Feuchtegradienten rein rechnerisch zu Feuchteausgleichsphänomenen (Feuchtetransportvorgänge) zwischen den beiden Materialien. Derartige Phänomene widersprechen jedoch den Beobachtungen in realen Baustoffen. In Wirklichkeit kann ein nennenswerter Feuchtetransport nicht stattfinden, da sich die beiden Materialien trotz unterschiedlicher Feuchtegehalte jeweils in einem Ausgleichszustand mit der Umgebung befinden. Eine feuchtegehaltsbezogene Betrachtung von Feuchtetransportvorgängen ist daher im Rahmen numerischer Simulationsanalysen von mehrschichtigen Bauteilen als ungeeignet zu bewerten.

Um dieses Problem zu umgehen, werden in der Literatur verschiedene Ansätze vorgeschlagen (Lykow [3.21], Kießl [3.14]). Sowohl Lykow als auch Kießl greifen dabei auf die Potentialtheorie zurück. Die Einführung der Potentialtheorie verfolgt das Ziel, den Feuchtezustand poröser Materialien ausschließlich auf der Grundlage werkstoffunabhängiger Parameter zu beschreiben. Der Begriff des Potentials zur Beschreibung hygrischer Phänomene ist mit der Zustandsgröße der Temperatur bei der Charakterisierung thermischer Prozesse vergleichbar. In Analogie zur Temperaturverteilung werden durch Einführung des so genannten Feuchtepotentials die vorstehend beschriebenen Unstetigkeiten im Verlauf der Feuchteverteilungen auch in zusammengesetzten Bauteilen vermieden (siehe dazu Abbildung 6.4). Im Rahmen dieser Arbeit wird dafür das allgemeine Feuchtepotential Φ nach Kießl herangezogen, das im Folgenden näher erläutert wird.

Wie in Abschnitt 3.1.1 hervorgehoben ist, eignet sich die Sorptionsisotherme eines porösen Baustoffs zur Beschreibung der Feuchtespeicherfähigkeit für den hygroskopischen Feuchtebereich (siehe dazu auch Tabelle 3.1). Auf der Grundlage der Sorptionsisotherme lässt sich der Feuchtegehalt des porösen Materials für diesen Feuchtebereich in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchtigkeit φ definieren. Da es sich bei dem Wert der relativen Luftfeuchtigkeit um eine materialunabhängige Größe handelt, zeichnet sich dieser Parameter durch potentialähnlichen Charakter aus. Für den hygroskopischen Feuchtebereich wird das allgemeine Feuchtepotential Φ nach Kießl daher durch die relative Luftfeuchtigkeit φ definiert.

Im überhygroskopischen Feuchtebereich, in dem Benetzungs- bzw. Kapillareffekte maßgebend sind, wird auf den Parameter des Porenradius r als definierende Größe für das allgemeine Feuchtepotential Φ zurückgegriffen. Der Porenradius r eignet sich dafür in besonderer Weise, weil er wie die relative Luftfeuchte Potentialcharakter in Bezug auf den Feuchtegehalt poröser Baustoffe besitzt. Der Zusammenhang zwischen überhygrokopischem Feuchtegehalt eines Bau-

stoffes und dem Porenradius lässt sich anhand der Porengrößenverteilungskurve herstellen (siehe dazu Abschnitt 6.1.1). Dabei wird zugrunde gelegt, dass für jeden porösen Baustoff ein charakteristischer und eindeutiger Zusammenhang zwischen aufgenommener Feuchtemenge und einem bestimmten Porenradius besteht. Bei diesem Radius handelt es sich um den Radius der jeweils größten Porenklasse, deren Querschnitte sich nach Zugabe einer bestimmten Feuchtemenge gerade noch vollständig mit Wasser füllen.

Bei der Ermittlung des Zusammenhanges zwischen dem jeweiligen Baustofffeuchtegehalt und dem Porenradius auf der Grundlage der Summenporenvolumenkurve, die mittels Hg-Druckporosimetrie bestimmt wird, ist zu berücksichtigen, dass es sich bei dem flüssigen Quecksilber um eine nicht benetzende Flüssigkeit handelt und sich in dieser Eigenschaft von flüssigem Wasser grundsätzlich unterscheidet. Während das Quecksilber nur unter entsprechender Einwirkung eines Überdrucks in die Baustoffporen hinein gedrückt werden kann und dabei mit zunehmendem Druck zunächst die groben und danach die feinen Poren ausfüllt, kommt es infolge der Kapillarwirkung des Wasser zuerst zu einem Befüllen der feinen und erst anschließend der groben Poren. Für die Herleitung des allgemeinen Feuchtepotentials ist daher die entsprechend umgeformte, inverse Summenporenvolumenkurve heranzuziehen (Einzelheiten hierzu siehe Abbildung 6.3 bzw. Gleichung (6.2) in Abschnitt 6.1.3).

Das allgemeine Feuchtepotential nach Kießl entspricht somit im hygroskopischen Feuchtebereich der relativen Luftfeuchte und im überhygroskopischen Feuchtebereich dem Radius derjenigen Porenklasse, deren Querschnittsflächen sich bei einem definierten Befeuchtungsvorgang gerade mit Wasser füllen. Der Zusammenhang zwischen dem allgemeinen Feuchtepotential nach Kießl und dem Feuchtegehalt des porösen Baustoffs muss für jeden Baustoff aus der Sorptionsisotherme und der inversen Summenporenvolumenkurve abgeleitet werden. Dazu müssen beide Funktionsverläufe miteinander verknüpft bzw. überlagert werden. In der Abbildung 6.5 ist die Überlagerung von Sorptionsisotherme und der inversen Hg-Summenporenvolumenkurve dargestellt.

In der schematischen Darstellung der Abbildung 6.5 lässt sich der Feuchtebereich grundsätzlich in die Bereiche A, B und C unterteilen. Dabei entsprechen die Bereiche A bzw. C dem hygroskopischen bzw. dem überhygroskopischen Feuchtebereich gemäß Tabelle 3.1 (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.1). Der Bereich B ist der Übergangsbereich zwischen hygroskopischem und überhygroskopischem Feuchteverhalten von Baustoffen. Das Feuchteverhalten eines Baustoffs wird in diesem Bereich sowohl durch die Sorptionsisotherme als durch die Summenporenvolumenkurve beschrieben. Daher müssen die Kurven beider Diagramme innerhalb dieses Bereiches C aneinander angeglichen bzw. verknüpft werden (siehe Abbildung 6.5).

Dabei werden beide Kurven in ihrem Verlauf so angepasst, dass sich aus den in der Abbildung 6.5 markierten Punkten 1' und 2' auf der Sorptionsisotherme sowie den Punkten 1'' und 2'' der Summenporenvolumenkurven die Punkte 1 und 2 der Feuchtepotentialkurve ergeben.

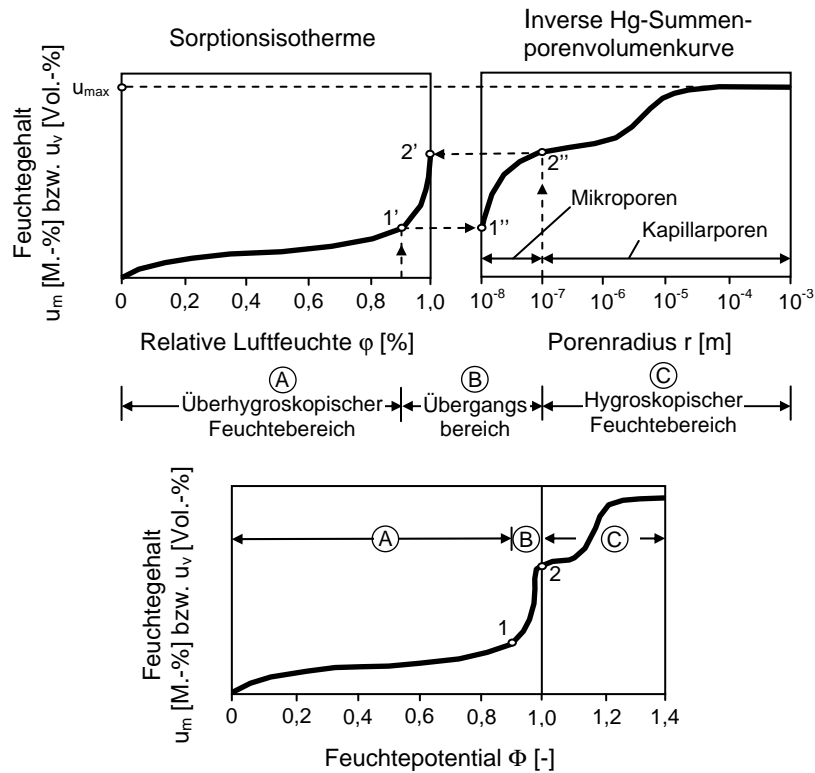


Abbildung 6.5: Überlagerung der Sorptionsisotherme und der inversen Hg-Summenporen-volumenkurve (in Anlehnung an [3.14])

Der Wert des Feuchtepotentials entspricht im hygroskopischen Feuchtebereich ($0 < \Phi < 0,9$) dem Parameter der relativen Luftfeuchte (vgl. dazu Abbildung 6.5). Diese Werteskala wird darüber hinaus auch auf den Übergangsbereich und den überhygroskopischen Feuchtebereich ausgeweitet. Dazu wird die Werteskala des Porenradius r durch das Feuchtepotential Φ ersetzt. Zur Berechnung des Feuchtepotentialwertes für den überhygroskopischen Bereich gibt Kießl folgende Beziehung an [3.14]:

$$\text{Feuchtepotential:} \quad \Phi = 1,7 + 0,1 \cdot \log r \quad (6.1)$$

Darin ist r der Porenradius in [m]. Die angegebene Form der Gleichung (6.1) ergab sich aus der Zielsetzung, die Feuchtepotentialskala für den überhygroskopischen Feuchtebereich so an die Skala des Porenradius anzupassen, dass der Wert des Feuchtepotentials ab dem Übergangswert von $\Phi = 1,0$ – dieser Wert entspricht einer theoretischen relativen Luftfeuchte von 100 % – jeweils um den Betrag von 0,1 ansteigen soll, wenn der Porenradius um eine Zehnerpotenz zunimmt. Aus Gleichung (6.1) ergibt sich für einen Porenradius von $r = 10^{-3}$ m ein Feuchtepotentialwert von $\Phi = 1,4$. Da in Baustoffporen mit Radien größer als

10^{-3} m kapillare Feuchtetransportvorgänge kaum noch ablaufen können, gibt dieser Feuchtepotentialwert von $\Phi = 1,4$ näherungsweise die Obergrenze für das Abfließen von kapillaren Feuchtetransportprozessen an (vgl. dazu auch Abbildung 6.9).

6.1.3 Herleitung der Feuchtepotentialfunktionen

Im folgenden Abschnitt wird die Herleitung der Feuchtepotentialfunktionen anhand von 3 verschiedenen Sandsteinvarietäten in exemplarischer Form beschrieben. Bei diesen Sandsteinen handelt es sich um Gesteinsmaterialien, auf die in Kapitel 7 ("Exemplarische Umsetzung am Beispiel des Kuppelmauerwerks der Frauenkirche Dresden") noch besonders eingegangen wird. Ausgangsbasis für die Herleitung der Feuchtepotentialfunktionen bilden die Sorptionsisothermen sowie die Hg-Summenporenvolumenkurven dieser Natursteine, die in den Abbildungen 6.7 bzw. 6.8 dargestellt sind. Die Kurven basieren auf eigenen Messungen, die in Kapitel 7 (Abschnitt 7.1) ausführlich erläutert werden.

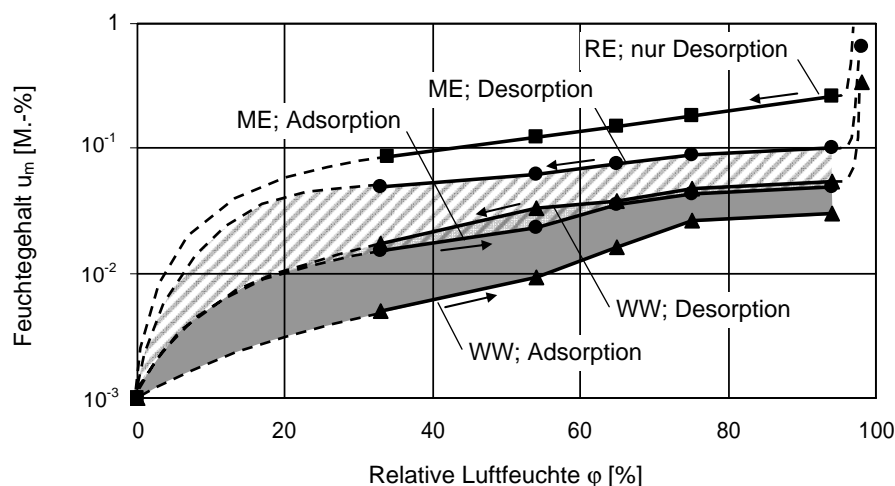


Abbildung 6.6: Adsorptions- und Desorptionsisothermen (Mittelwerte aus jeweils 10 Einzelwerten, Temperatur $\vartheta = 20$ °C) für Sandsteine der Varietäten Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardttsdorf (RE)

Bei den Sorptionsisothermen in Abbildung 6.7 handelt es sich um Mittelwerte aus jeweils 10 Adsorptions- und 10 Desorptionseinzelmessungen. Aufgrund der geringen Unterschiede im Verlauf der Adsorptions- und Desorptionskurven wurde in der Abbildung 6.7 aus Gründen der Übersichtlichkeit auf eine getrennte Darstellung jeweils beider Kurven verzichtet. Der exakte Verlauf der Adsorptions- und der Desorptionskurven kann der Abbildung 6.6 entnommen werden.

Die in den Abbildungen 6.6 und 6.7 dargestellten Kurven geben den charakteristischen S-förmigen Verlauf der Adsorptions- bzw. Desorptionsisothermen für eine Temperatur von $\vartheta = 20\text{ °C}$ wieder.

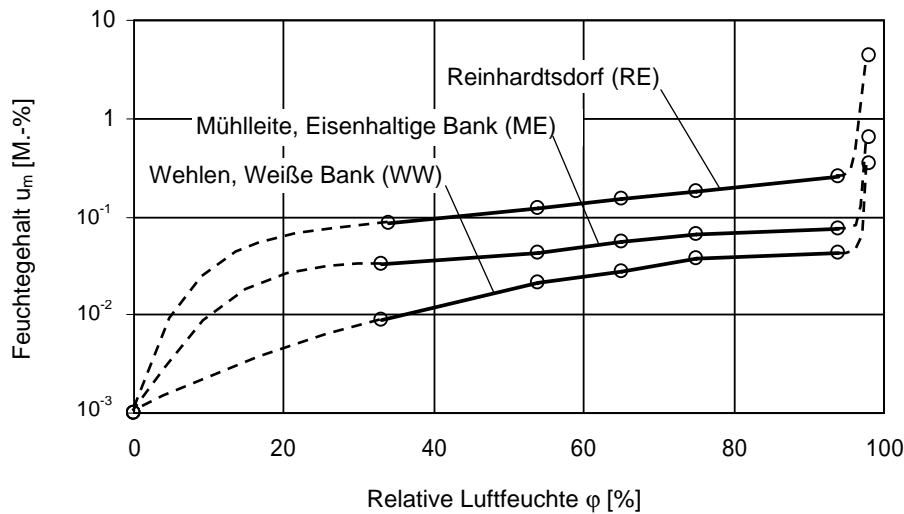


Abbildung 6.7: Sorptionsisothermen (Mittelwerte aus Adsorptions- und Desorptionsversuchen, Temperatur $\vartheta = 20\text{ °C}$) der Sandsteine Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE)

Erwartungsgemäß nimmt die in den Sandsteinen gespeicherte Feuchtemenge mit der relativen Luftfeuchte stetig und monoton zu. In den ermittelten Kurvenverläufen der Abbildung 6.6 zeigen sich deutliche Hystereseeffekte (siehe dazu auch Abschnitt 3.1.1 sowie Abschnitt 6.1.5). Dabei liegt die Desorptionskurve stets oberhalb der Kurve des Adsorptionsvorganges.

Aufgrund von unvermeidbaren messtechnisch bedingten Ungenauigkeiten bei der Bestimmung ausgesprochen geringer Feuchtemassen in porösen Baustoffen, wie dies für Ausgleichsfeuchtegehalte im Bereich niedriger relativer Luftfeuchten ($\varphi < 30\%$) zutrifft, kann der Verlauf der Sorptionsisotherme für diesen Feuchtebereich nur näherungsweise angegeben werden (vgl. dazu Abbildung 6.7).

Zudem werden auch im Bereich hoher relativer Luftfeuchten ($\varphi > 94\%$) häufig ausgesprochen starke Streueffekte in den Messergebnissen des Feuchtegehaltes festgestellt, die sich nur mit unverhältnismäßig großem versuchstechnischem Aufwand vermeiden lassen. Da derartige Effekte auch bei Messungen an den Sandsteinen Mühlleite, Wehlen und Reinhardtsdorf auftraten, können die in der Abbildung 6.7 dargestellten Kurven das Sorptionsverhalten der 3 Sandsteine für den Feuchtebereich von $\varphi > 94\%$ nur qualitativ wiedergeben. Zuverlässigere Angaben zum Feuchtespeichervermögen für hohe Feuchtegehalte können hingegen aus der Hg-Summenporenvolumenkurven gewonnen werden, die für die 3 Gesteinsvarietäten in der Abbildung 6.8 zusammengestellt sind.

Die in der Abbildung 6.8 dargestellten Kurven geben den Füllvorgang des Gesteinsporenraums mit flüssigem Quecksilber wieder (rechts beginnend). Darin ist jeweils an der Ordinate ablesbar, welches Porenraumvolumen von der eingedrungenen Flüssigkeit ausgefüllt wird. Das flüssige Quecksilber (nichtbenetzende Flüssigkeit) dringt dabei unter stetig zunehmender Druckeinwirkung zunächst in die großen Gesteinsporen (rechte Seite der Porenradienskala). Im weiteren Verlauf des Versuches füllt das Quecksilber auch zunehmend die kleinen Poren der Sandsteine aus (linke Seite der Porenradienskala). Daher steigt die Hg-Summenporenvolumenkurve in der Darstellung von Abbildung 6.8 von rechts nach links an. Das Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers bei Erreichen des maximalen Einpressdruckes $v_{\Sigma, \text{Hg}, \text{max}}$ kann jeweils anhand der Ordinate für den Porenradius von $r = 1 \cdot 10^{-8}$ m abgelesen werden.

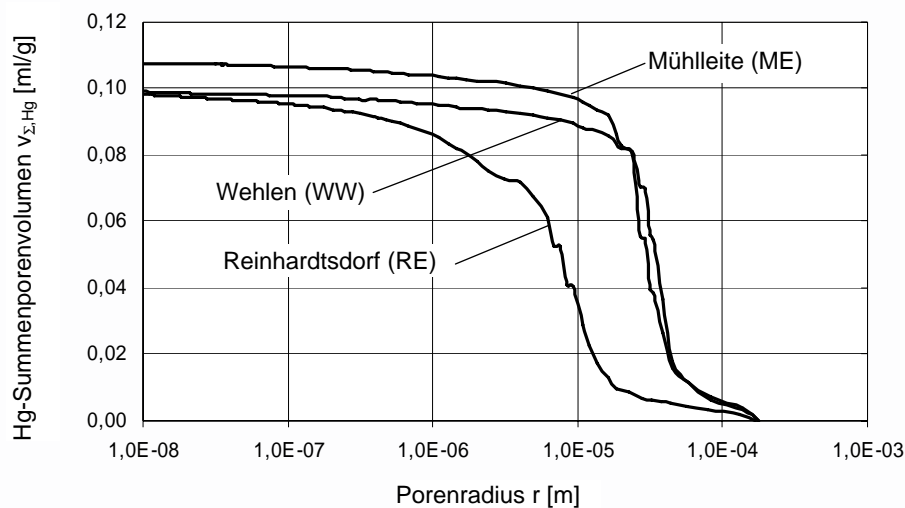


Abbildung 6.8: Hg-Summenporenvolumenkurven für die Sandsteine der Varietäten Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE)

Zur Charakterisierung des Eindringverhaltens von flüssigem Wasser (benetzende Flüssigkeit) müssen die Hg-Summenporenvolumenkurven der Sandsteine jeweils in die entsprechenden inversen Summenporenvolumenkurven umgeformt werden (siehe dazu auch Abschnitt 6.1.2 bzw. Abbildung 6.3). Zudem ist für die angestrebte Verknüpfung von Sorptionsisotherme und inverser Summenporenvolumenkurve eine Umrechnung des eingedrungenen Quecksilbervolumens in einen entsprechenden Feuchtegehalt erforderlich. Der Feuchtegehalt kann dabei sowohl masse- als auch volumenbezogen angegeben werden. Gleichung (6.2) gibt die Umrechnung von eingedrungenem Quecksilbervolumen in den entsprechenden massebezogenen Feuchtegehalt an:

In der Abbildung 6.9 sind die inversen Summenporenvolumenkurven der 3 Sandsteine dargestellt. Neben dem inversen Summenporenvolumen v_{Σ} [ml/g] kann dem Diagramm in dieser Abbildung jeweils auch der entsprechende Feuch-

tegehalt [M.-%] entnommen werden, der auf der Grundlage von Gleichung (6.2) ermittelt worden ist.

Feuchteaufnahmeverhalten:

$$u_m(r_i) = u_{m, \max} \frac{V_{\Sigma, \text{Hg}, \max} - V_{\Sigma, \text{Hg}}(r_i)}{V_{\Sigma, \text{Hg}, \max}} \quad (6.2)$$

Darin bedeutet	$u_m(r_i)$	Gesamtfeuchtegehalt im Material in Abhängigkeit vom Radius r_i [M.-%]
	r_i	Größter Radius der Poren, deren Volumen vollständig mit Wasser gefüllt ist [m]
	$u_{m, \max}$	Maximaler Feuchtegehalt [M.-%]
	$V_{\Sigma, \text{Hg}, \max}$	Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers bei Erreichen des maximalen Einpressdrucks [ml]
	$V_{\Sigma, \text{Hg}}(r_i)$	Gesamtvolumen des eingedrungenen Quecksilbers in Abhängigkeit vom Radius r_i [ml]

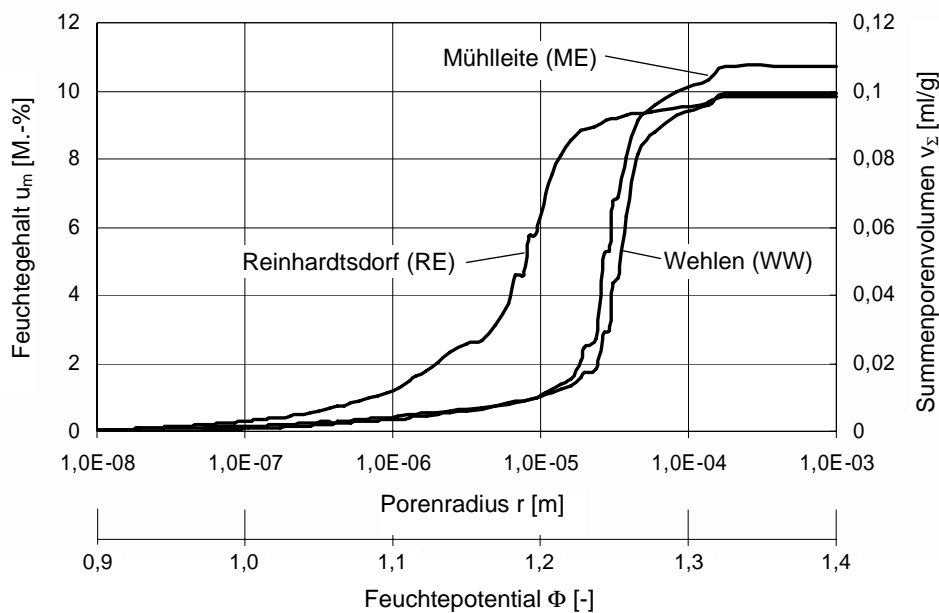


Abbildung 6.9: Inverse Summenporenvolumenkurven der Sandsteine Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE)

Anhand von Gleichung (6.1) lässt sich der Porenradius r in einen äquivalenten Feuchtepotentialwert umrechnen. Auf diese Weise kann die Skala des Porenradius in eine entsprechende Feuchtepotentialskala transformiert werden (vgl. Abbildung 6.9). Damit sind die Voraussetzungen geschaffen, um die angestrebte Verknüpfung von Sorptionsisotherme und inverser Summenporenvolumenkurve durchzuführen (siehe dazu Abbildung 6.10). Als Ergebnis liefert die Verknüpfung der Sorptionsisotherme und der inversen Summenporenvolumenkurve eine

Feuchtespeicherfunktion, die den gesamten (hygroskopischen und überhygroskopischen) Feuchtebereich umfasst.

Abbildung 6.10 zeigt die Überlagerung der Sorptionsisothermen gemäß Abbildung 6.7 und der inversen Summenporenvolumenkurven gemäß Abbildung 6.9 der 3 Sandsteine Wehlen, Mühlleite und Reinhardtsdorf in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ .

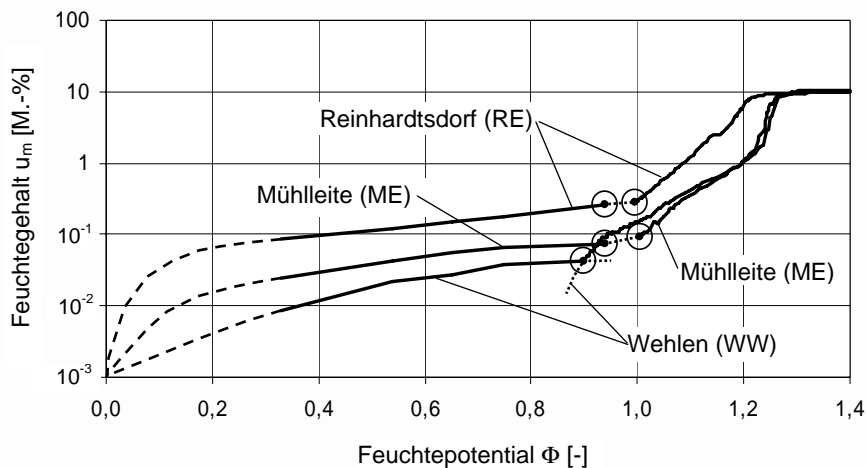


Abbildung 6.10: Überlagerte Feuchtespeicherfunktionen der Sandsteine Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE)

Im Übergangsbereich (siehe dazu Tabelle 3.1 bzw. Abbildung 6.5) müssen die Sorptionsisotherme und inverse Summenporenvolumenkurve an den markierte Stellen miteinander verknüpft werden. Hierzu war es im Falle der Sandsteinvarietäten RE und ME jeweils erforderlich, die Sorptionsisotherme durch Einfügen eines kurzen Zwischenstückes mit der Summenporenvolumenkurve zu verbinden. Im Gegensatz dazu bildeten die Sorptions- und die Summenporenvolumenkurve der Varietät WW einen Schnittpunkt (siehe Abbildung 6.10). Im Zuge der Verknüpfung wurden die jeweils überstehenden Kurvenabschnitte bis zum Schnittpunkt gestutzt.

Anhand der Kurven in den Abbildungen 6.9 und 6.10 ist die sprunghafte Zunahme des Feuchtegehalts, die sich mit Überschreiten eines Feuchtepotentialwertes von $\Phi = 1,0$ infolge einsetzender Kapillartransportprozesse in den Sandsteinen einstellt, deutlich zu erkennen (siehe hierzu auch Abschnitt 3.1.1). Aus dem Vergleich der in Abbildung 6.10 dargestellten überlagerten Feuchtespeicherfunktionen für die Sandsteine Wehlen, Mühlleite und Reinhardtsdorf geht hervor, dass die Varietät RE im Feuchtebereich $\Phi < 1,25$ deutlich höhere Feuchtegehalte aufnehmen kann als die beiden übrigen Sandsteine. Im Feuchtebereich $\Phi > 1,25$ zeigt hingegen die Varietät ME geringfügig höheres Feuchtespeichervermögen (siehe dazu Abbildung 6.9). Grundsätzlich weisen ME und WW große Ähnlichkeiten in ihren Adsorptions- bzw. Desorptionseigenschaften sowie

insbesondere in ihren Summenporenvolumenkurven auf. Diese Eigenschaften, ihre Ursachen und die sich daraus ergebenden Konsequenzen werden in Kapitel 7 ausführlich analysiert und diskutiert.

6.1.4 Herleitung der Feuchtetransportkenngrößen

Das Feuchteverhalten poröser Baustoffe wird unter baupraktischen Bedingungen maßgeblich durch die Diffusions- und Kapillartransporteigenschaften dieser Materialien beeinflusst. Die theoretischen Hintergründe der daran beteiligten Mechanismen sowie entsprechende Ansätze zur mathematischen Beschreibung dieser Transportvorgänge werden in den Abschnitten 3.1.2.1 und 3.1.2.3 vorgestellt und erläutert. In diesen rechnerischen Ansätzen findet das Feuchteverhalten der jeweiligen Werkstoffe in Form entsprechender Transportkenngrößen Eingang. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um den Diffusionskoeffizient und die kapillare Flüssigkeitsleitfähigkeit. Beide Kenngrößen sind in sehr ausgeprägtem Maße vom Feuchtegehalt im Material abhängig. In den vorstehenden Abschnitten 6.1.2 und 6.1.3 wurde im Hinblick auf die rechnerische Analyse hygroskopischer Vorgänge in mehrschichtigen Bauteilen die Notwendigkeit aufgezeigt, die Hilfsgröße des allgemeinen Feuchtepotentials einführen zu müssen. In Bezug auf die Feuchtetransportkenngrößen ergibt sich daraus, dass zur Einbindung der beschriebenen Berechnungsansätze im Rahmen des unter Abschnitt 5.4 dargestellten Konzepts u. a. auch die genannten hygroskopischen Kennwerte noch entsprechend aufzubereiten sind. Die Herleitung bzw. die Aufbereitung der Kennwerte zur Beschreibung des Diffusions- und des Kapillartransports in Abhängigkeit des allgemeinen Feuchtepotentials ist daher Gegenstand der folgenden Abschnitte 6.1.4.1 und 6.1.4.2. Dabei wird hier bewusst auf die Beschreibung der experimentellen Bestimmung dieser Kennwerte verzichtet und auf die entsprechenden Abschnitte in Kapitel 7 verwiesen.

6.1.4.1 Diffusionstransport

Die Vorgänge während der Befeuchtung bzw. Austrocknung poröser Baustoffe wurden in den Abschnitten 3.1.4.1 bzw. 3.1.4.2 ausführlich erläutert. Diesen Ausführungen ist zu entnehmen, dass das Feuchteverhalten dieser Materialien im hygroskopischen Feuchtebereich maßgeblich durch die Diffusionseigenschaften kontrolliert wird. Aus dem geschilderten Sachverhalt geht zudem hervor, dass zwischen der Diffusionstransportintensität und dem Feuchtegehalt des Materials eine besonders deutlich ausgeprägte Abhängigkeit besteht. Zwar geht die reine Diffusionstransportintensität mit zunehmendem Feuchtegehalt aufgrund der Ausbildung von Wasserinseln im Porenraum des Materials zurück, jedoch steigt die Feuchtetransportleistung des Materials im Konzentrationsgefälle ins-

gesamt betrachtet infolge der beschleunigenden Effekte über die Wasserinseln deutlich an (siehe dazu auch Abbildung 3.6).

Gegenüber dem in Abschnitt 3.1.2.1 behandelten Diffusionstransport von Wasserdampf in Luft geht von den Wänden der Baustoffporen eine Durchlasswiderstandswirkung aus. Dieser Einfluss geht über die im Zusammenhang mit der Effusion erläuterten Wandeffekte hinaus. Der Einfluss derartiger Materialeinflüsse wird durch die Diffusionswiderstandszahl μ beschrieben. Sie gibt an, um welchen Faktor der Diffusionsdurchlasswiderstand des porösen Stoffes größer als der entsprechende Wert einer ruhenden Luftschicht ist [3.15].

Zur Charakterisierung der Wasserdampfdiffusionseigenschaften eines porösen Materials in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte φ wird der Wasserdampfdiffusionskoeffizient $D_{\varphi v}$ herangezogen, der sich wie folgt berechnen lässt:

Wasserdampfdiffusionskoeffizient:

$$D_{\varphi v} = \frac{\bar{D}_{\varphi v}}{\mu} \quad (6.3)$$

Darin bedeutet

$D_{\varphi v}$ Diffusionskoeffizient des Materials für Wasserdampf [m^2/h]

$\bar{D}_{\varphi v}$ Diffusionskoeffizient für Wasserdampf in Luft [m^2/h]

μ Diffusionswiderstandszahl des Materials [-]

Der Diffusionskoeffizient $D_{\varphi v}$ wird in Anlehnung an DIN 52615 [6.2] ermittelt (siehe dazu Abschnitt 7.2.1). Bei der experimentellen Bestimmung des Wasserdampfdiffusionskoeffizienten werden die in Abschnitt 3.1.2.2 behandelten Anteile aus reinem Diffusions- und Effusionstransport implizit miterfasst. Die auf der Grundlage der o. g. Norm bestimmten Diffusionskoeffizienten der drei Sandsteine Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte sind in der Abbildung 6.11 graphisch dargestellt. Zusätzlich enthält die Abbildung 6.11 auch Angaben zur Orientierung der Gesteinsschichtung.

Zudem ist in der Abbildung 6.11 für jede Sandsteinvarietät bzw. Schichtorientierung im dargestellten Feuchtebereich $65 \% < \varphi < 90 \%$ eine entsprechende Ausgleichskurve skizziert. Aus dem Verlauf dieser Ausgleichskurven ist erkennbar, dass der Diffusionskoeffizient der untersuchten Sandsteinvarietäten erwartungsgemäß mit zunehmendem Feuchtegehalt ansteigt. Während die Kurvensteigung im Bereich hoher relativer Luftfeuchten mit ansteigender Luftfeuchte exponentiell zunimmt, stellt sich unterhalb eines Feuchtegehalts von $\varphi = 70 \%$ relativer Luftfeuchte ein konstanter Diffusionskoeffizient ein. In diesem Feuchtebereich

ist der Diffusionskoeffizient vom Feuchtegehalt im Material unabhängig (vgl. dazu auch [3.10]). Diese Feststellung lässt sich physikalisch dadurch erklären, dass die Querschnitte der Porenkanäle des Sandsteins im Bereich geringer Feuchte nur in sehr geringem Maße durch die adsorbierten Wassermoleküle eingengt werden. Ein Diffusions- bzw. Effusionstransport durch die Poren des Materials kann unter diesen Bedingungen weitgehend unabhängig von der Dicke der Sorbatschicht ablaufen. Die Diffusionseigenschaften der Sandsteine bei einer relativen Luftfeuchte von $\varphi = 65\%$ lassen sich daher mit hinreichender Genauigkeit mittels linearer Extrapolation der gemessenen Werte auch auf Luftfeuchtegehalte kleiner als 65% übertragen. Je nach Bedarf kann der Verlauf der Ausgleichskurve auf der Grundlage entsprechender Diffusionsmesswerte auch im Bereich hoher relativer Luftfeuchten ($90 < \varphi < 100\%$) konstruiert werden. Damit lässt sich der Diffusionskoeffizient für den gesamten Feuchtebereich $0\% < \varphi < 100\%$ als geschlossene Funktion beschreiben.

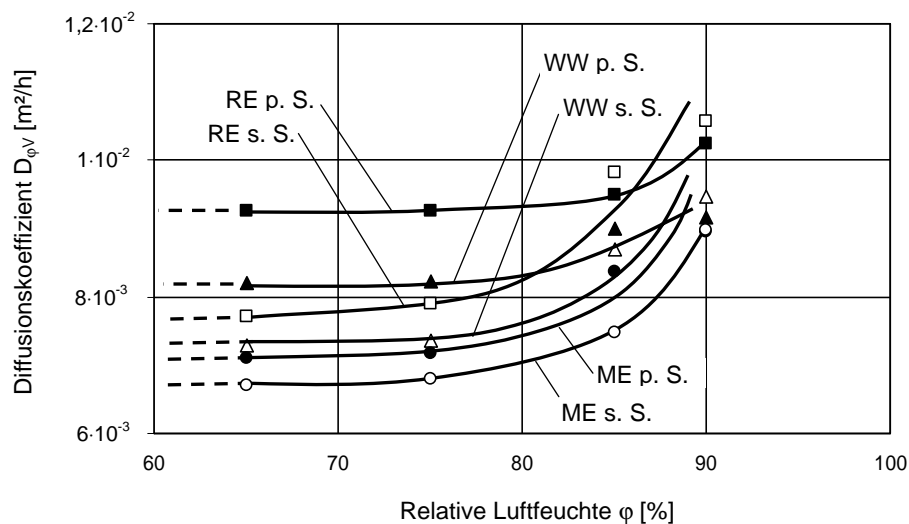


Abbildung 6.11: Gemessene Diffusionskoeffizienten $D_{\varphi V}$ (Mittelwerte aus je 3 Einzelmessungen) der Sandsteine Mühleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE) in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte bzw. von der Schichtorientierung (s. S. = senkrecht zur Schichtung, p. S. = parallel zur Schichtung)

Der experimentell ermittelte Wasserdampfdiffusionskoeffizient $D_{\varphi V}$ des Gesteinsmaterials wird bei konstanten Versuchstemperaturen in Abhängigkeit vom Wasserdampfgehalt der Luft bestimmt. Der Diffusionsmassentransport infolge eines Gradienten in der relativen Luftfeuchte lässt sich somit anhand von Gleichung (6.4) beschreiben.

$$\text{Diffusionsmassenstrom: } \dot{M}_D = A \cdot D_{\varphi V} \cdot c_s \frac{d\varphi}{dx} \quad (6.4)$$

Darin bedeutet	A	Querschnittsfläche [m ²]
	D _{φv}	Wasserdampfdiffusionskoeffizient des Materials, ermittelt in Anlehnung an DIN 52615 [6.2] bzw. Gleichung (6.3) [m ² /h]
	c _s	Sättigungsfeuchtegehalt der Luft [kg/m ³]
	φ	Relative Luftfeuchte [%]
	x	Ortskoordinate [m]

Wird der Zähler und der Nenner von Gleichung (6.4) jeweils mit der massebezogenen Materialfeuchte u_m bzw. mit deren Änderung du_m multipliziert, so ergibt sich folgende Beziehung:

$$\dot{M}_D = A \cdot D_{\phi v} \cdot c_s \frac{d\phi}{du_m} \frac{du_m}{dx} \quad (6.5)$$

In Analogie zu Gleichung (6.4) lässt sich der Diffusionsmassenstrom infolge eines Feuchtegradienten im Baustoff nach Gleichung (6.6) berechnen.

$$\dot{M}_D = A \cdot D_{u,m v} \cdot \rho_w \frac{du_m}{dx} \quad (6.6)$$

mit	D _{u,m v}	Wasserdampfdiffusionskoeffizient für den Diffusionstransport infolge eines Feuchtegradienten, massebezogen [m ² /h]
	ρ _w	Dichte des Wassers [kg/m ³]

Aus den Gleichungen (6.5) und (6.6) kann folgende Beziehung für D_{u,m v} abgeleitet werden:

$$D_{u,m v} = D_{\phi v} \cdot \frac{c_s}{\rho_w} \cdot \frac{1}{\frac{du_m}{d\phi}} \quad (6.7)$$

Darin bedeutet	$\frac{du_m}{d\phi}$	Steigung der Tangente an die Sorptionsisotherme (siehe Abbildung 6.6)
----------------	----------------------	---

In der Abbildung 6.12 sind die experimentell ermittelten und auf der Grundlage von Gleichung (6.7) entsprechend umgerechneten Diffusionskoeffizienten der untersuchten Sandsteine graphisch dargestellt.

Die massebezogenen Diffusionskoeffizienten D_{u,m v} können im Weiteren in entsprechende Transportkennwerte umgerechnet werden, die den Diffusionstransport in Abhängigkeit von der volumenbezogenen Stofffeuchte beschreiben (D_{u,v}). Dazu ist der Koeffizient D_{u,m v} jeweils mit dem Quotienten (ρ_w/ρ_{Roh}) zu mul-

tiplizieren. Auf eine ähnliche Weise wird verfahren, um die Diffusionstransportkennwerte in Abhängigkeit vom Feuchtepotential zu ermitteln. Auf eine nähere Erläuterung dieser Umrechnung wird hier jedoch verzichtet und stattdessen auf den Abschnitt 6.1.4.3 (siehe Abbildung 6.19) verwiesen.

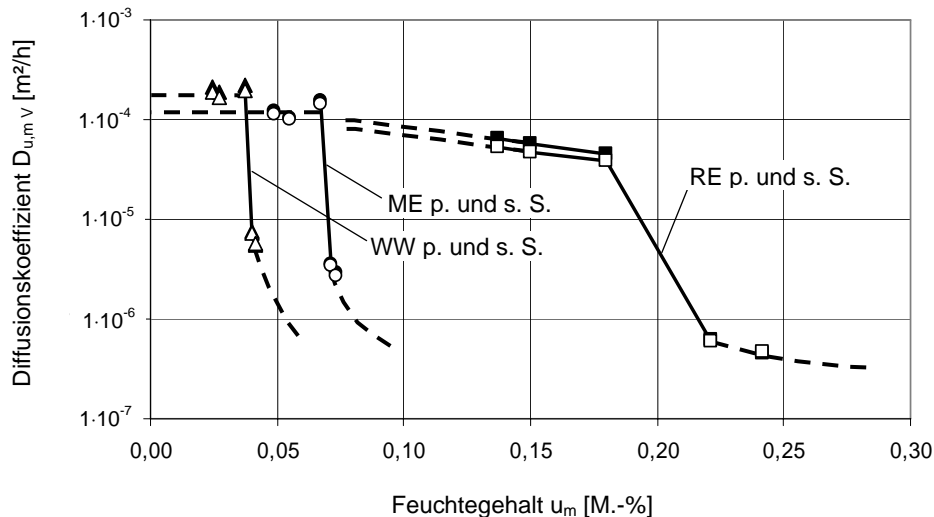


Abbildung 6.12: Wasserdampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,m} v$ der Sandsteine Mühlleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE) in Abhängigkeit vom massebezogenen Materialfeuchtegehalt u_m (s. S. = senkrecht zur Schichtung, p. S. = parallel zur Schichtung)

6.1.4.2 Kapillartransport

Zur Beschreibung der Kapillartransporteigenschaften poröser Baustoffe werden häufig der Wasseraufnahme- und der Wassereindringkoeffizient herangezogen. Der Wasseraufnahmekoeffizient W gibt die Masse des durch Kapillartransport aufgenommenen Wasser an, die von der Baustoffprobe über eine benetzte Oberfläche mit den Abmessungen von 1 m^2 in 1 Stunde aufgenommen wird (Zeit t im \sqrt{t} -Maßstab, siehe unten). Der Wassereindringkoeffizient gibt den in einem Zeitintervall zurückgelegten Weg an.

Grundlage für die Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten W ist der Saugversuch, bei dem ein an den Mantelflächen versiegelter Probekörper (Prisma oder Zylinder) mit einer definierten freien Grundfläche wenige Millimeter tief in Wasser getaucht wird. Unmittelbar mit dem Eintauchen der Materialoberfläche setzt ein kapillarer Feuchtetransport in das Innere der Probe ein. Die während des Versuchs aufgenommenen Feuchtemassen werden in regelmäßigen Zeitintervallen durch Wägung erfasst. Einzelheiten in Bezug auf die Versuchsdurchführung und Auswertung sind in der DIN 52617 [6.3] geregelt (siehe dazu auch Abschnitt 7.2.2.1).

In der Abbildung 6.13 (links) sind die in Anlehnung an DIN 52617 ermittelten Saugkurven für die Sandsteine ME, WW und RE in Abhängigkeit von der Schichtorientierung graphisch dargestellt. Aufgrund der gewählten Abszissen-skalierung – die Zeitachse ist im \sqrt{t} -Maßstab aufgetragen – ergibt sich ein linearer Anstieg im Kurvenverlauf der kapillaren Wasseraufnahme. Der Wasseraufnahmekoeffizient W kann – wie in der Abbildung 6.13 (rechts) dargestellt – anhand der Steigung des anfänglich linearen Kurvenabschnittes abgelesen bzw. berechnet werden.

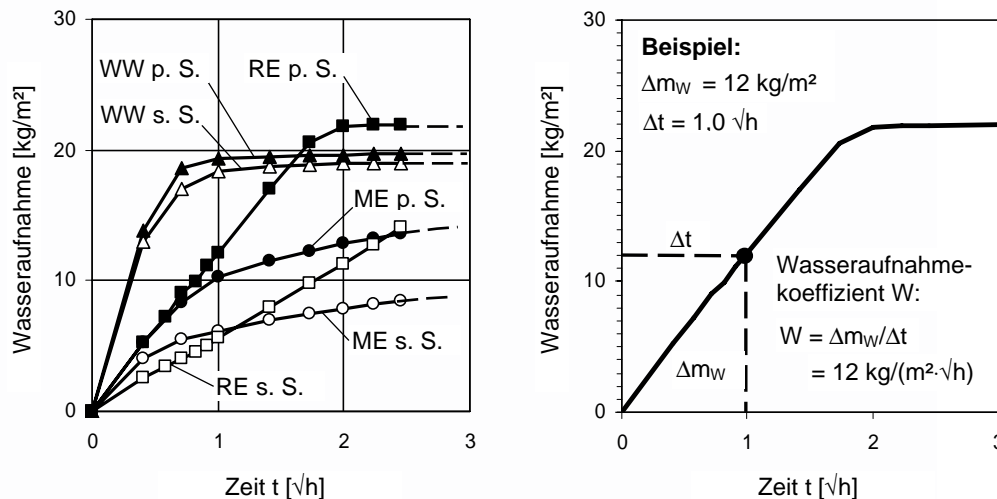


Abbildung 6.13: Kapillare Wasseraufnahme in Anlehnung an DIN 52617 [6.3]: links: Mittelwerte aus je 10 Einzelmessungen der Sandsteine Mühleite (ME), Wehlen (WW) und Reinhardtsdorf (RE) in Abhängigkeit von der Schichtorientierung (s. S. = senkrecht zur Schichtung, p. S. = parallel zur Schichtung); rechts: Berechnung des Wasseraufnahmekoeffizienten (Beispiel)

Die entsprechenden Wasseraufnahmekoeffizienten, die auf der Grundlage der in Abbildung 6.13 (links) dargestellten Saugkurven berechnet wurden, sind in der Tabelle A6 in Anlage 6 zusammengestellt. Auf eine weitergehende Erläuterung und Diskussion der Saugkurven wird im Rahmen dieses Abschnittes verzichtet und statt dessen auf die Abschnitte 7.2.3.1 bzw. 7.2.4 verwiesen.

Grundsätzlich eignet sich der Wasseraufnahmekoeffizient durchaus als Vergleichs- und Bewertungskriterium der Feuchttransporteigenschaften poröser Baustoffe. Zur Herleitung des Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L}$, der als Eingangsparameter für Simulationsberechnungen von Feuchttransportvorgängen erforderlich ist, lässt sich dieser Materialkennwert jedoch nur bedingt heranziehen. Im Rahmen des vorgestellten Untersuchungsprogramms wurde versucht, den Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L}$ sowohl anhand experimentell ermittelter Daten

als auch auf der Grundlage theoretischer Überlegungen abzuleiten. Beide Ansätze werden im Folgenden vorgestellt und erläutert.

Ermittlung des Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ exp}}$ anhand experimenteller Untersuchungen:

Als Voraussetzung für die Ermittlung des Feuchteleitkoeffizienten anhand experimenteller Untersuchungen müssen Messergebnisse vorliegen, die die Zusammenhänge zwischen der Feuchtetransportintensität und dem jeweiligen Feuchtegehalt in der Baustoffprobe sowie der Zeit in exakt nachvollziehbarer bzw. reproduzierbarer Form wiedergeben. Als geeignete Messmethode kommt u. a. die NMR-Spektroskopie in Betracht, deren Messprinzip in Abschnitt 7.2.1 erläutert wird. Die NMR-Spektroskopie liefert Messergebnisse, aus denen Feuchtegehaltsverteilungen zu verschiedenen Zeitpunkten in zylindrischen Baustoffproben erstellt werden können. Daher ist diese Messmethode gerade auch zur Analyse von kapillaren Feuchtetransportvorgängen in Sandsteinen geeignet ([3.10], [6.4]).

In Abbildung 6.14 sind entsprechende Messergebnisse zur kapillaren Wasseraufnahme in einer Sandsteinprobe der Varietät Wehlen, die auf der Grundlage der NMR-Spektroskopie ermittelt wurden, graphisch dargestellt.

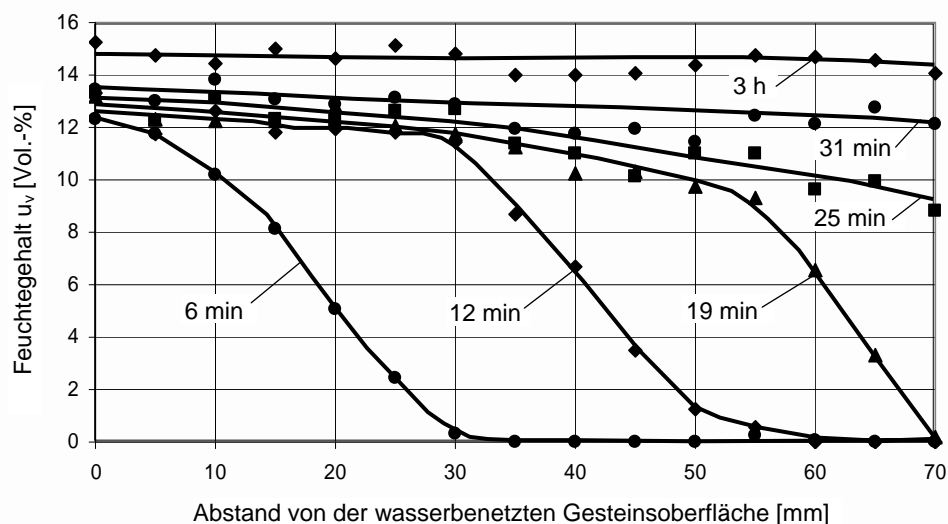


Abbildung 6.14: Gemessene Feuchtegehaltsverteilungen während der kapillaren Wasseraufnahme (NMR-Spektroskopie) senkrecht zur Orientierung der Gesteinsschichten infolge einer Wasserbenetzung an der Oberfläche (Sandstein der Varietät WW)

Der Versuchsaufbau sowie die Durchführung dieser Versuche ist in Abschnitt 7.2.1 erläutert (siehe dazu auch Abbildung 6.15). Der Versuch bzw. die Feuchtemessung beginnt, sobald eine der beiden kreisförmigen Stirnflächen der zuvor

getrockneten zylindrischen Sandsteinprobe (\varnothing 20 mm) mit flüssigem Wasser benetzt wird. Das poröse Gesteinsmaterial kann während des Versuchs fortlaufend Wasser aus einem Reservoir ansaugen. Die Abbildung 6.13 gibt das Eindringen der Feuchtigkeit in die Sandsteinprobe anhand der Feuchteverteilungskurven für die Zeitpunkte 6 min, 12 min, 19 min, 25 min sowie 31 min und 3 h wieder. Die Feuchtefront bewegt sich dabei von links nach rechts in das Innere der Sandsteinprobe hinein. 19 Minuten nach Beginn der Wasserbenetzung ist das Gestein bereits bis in eine Tiefe von ca. 70 mm befeuchtet. 3 Stunden nach Einsetzen des kapillaren Saugvorganges weist der Sandstein einen Feuchtegehalt von etwa 15 Vol.-% auf.

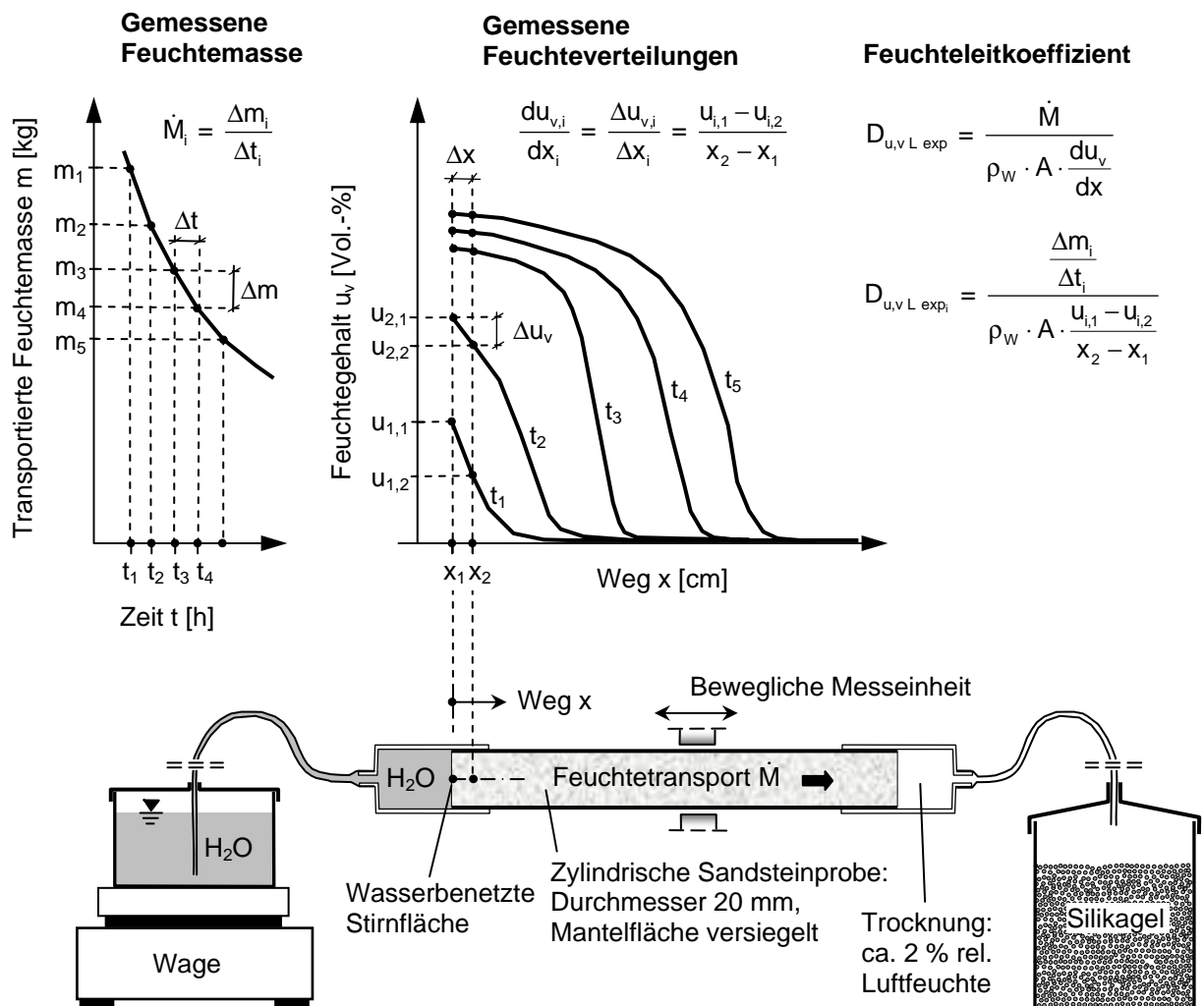


Abbildung 6.15: Bestimmung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ exp}}$ auf der Grundlage der NMR-Spektroskopie (schematische Darstellung)

Da während der geschilderten Versuche mittels NMR-Spektroskopie neben dem jeweiligen Feuchtegehalt auch die von der Sandsteinprobe aufgenommene Wassermenge erfasst wird, kann aus den aufgezeichneten Messergebnissen der Feuchteleitkoeffizient $D_{u,v L \text{ exp}}$ rechnerisch ermittelt werden.

Das Vorgehen bei der Berechnung dieses Transportkennwertes anhand der mittels NMR-Spektroskopie gemessenen Daten ist in der Abbildung 6.15 schematisch dargestellt. Grundlage für die Berechnung von $D_{u,v L \text{ exp}}$ ist die unten angegebene Gleichung (6.8). Diese Beziehung beschreibt den Kapillartransport in Analogie zu der in Abschnitt 6.1.4.1 vorgestellten Gleichung (6.6) zum Diffusionstransport (siehe dazu auch Abschnitt 3.2.1.3). Die in Abbildung 6.15 vorgestellten Formeln zur Berechnung von $D_{u,v L \text{ exp}}$ lassen sich durch einfaches Umformen aus Gleichung (6.8) herleiten. Im Unterschied zu Gleichung (6.6) bezieht sich Gleichung (6.8) jedoch auf einen Gradienten im Feuchtegehalt u_v/dx in der Einheit [Vol.-%].

$$\text{Kapillartransportstrom} \quad \dot{M}_D = A \cdot D_{u,v L \text{ exp}} \cdot \rho_w \frac{du_v}{dx} \quad (6.8)$$

Darin bedeutet	A	Querschnittsfläche [m ²]
	x	Ortskoordinate [m]
	ρ_w	Dichte des Wassers [kg/m ³]

In der Abbildung 6.17 sind exemplarische Ergebnisse dieser Bestimmungsmethode für den Sandstein der Varietät WW graphisch dargestellt.

Theoretische Herleitung des Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ ber}}$:

Für die theoretische Herleitung des Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ ber}}$ wird das Kapillarporenmodell nach Krischer [3.15] herangezogen, das Abbildung 6.16 dargestellt ist. Dieses Modell gibt das Porensystem des Sandsteins in stark idealisierter Form als Bündel zylindrischer Kapillaren mit beliebiger Neigung wieder. Die Kapillaren dieses Modells sind in Querrichtung widerstandslos miteinander verbunden. Damit ist der Feuchte transport zwischen den Kapillaren nicht beeinträchtigt. In der linken Darstellung von Abbildung 6.16 sind die Modellkapillaren in der Reihenfolge zunehmenden Durchmessers geordnet. Die rechte Darstellung in Abbildung 6.16 zeigt die für die theoretische Herleitung der Feuchte transportkennwerte zugrunde gelegte Summenhäufigkeitsverteilung der unterschiedlichen Kapillaren des Modells.

Wird das Zylinderkapillarenmodell, wie oben abgebildet, mit flüssigem Wasser in Kontakt gebracht, steigen in den Kapillaren unterschiedlichen Durchmessers Flüssigkeitsmenisken bis in Höhen z auf, die vom jeweiligen Kapillarporenradius r abhängen. Für eine beliebige Höhe z lässt sich der volumenbezogene Feuchtegehalt der flüssigen Phase aus den Volumina derjenigen Kapillaren errechnen, die bis zur Höhe z gefüllt sind. Dieser Sachverhalt wird durch Gleichung (6.9) beschrieben.

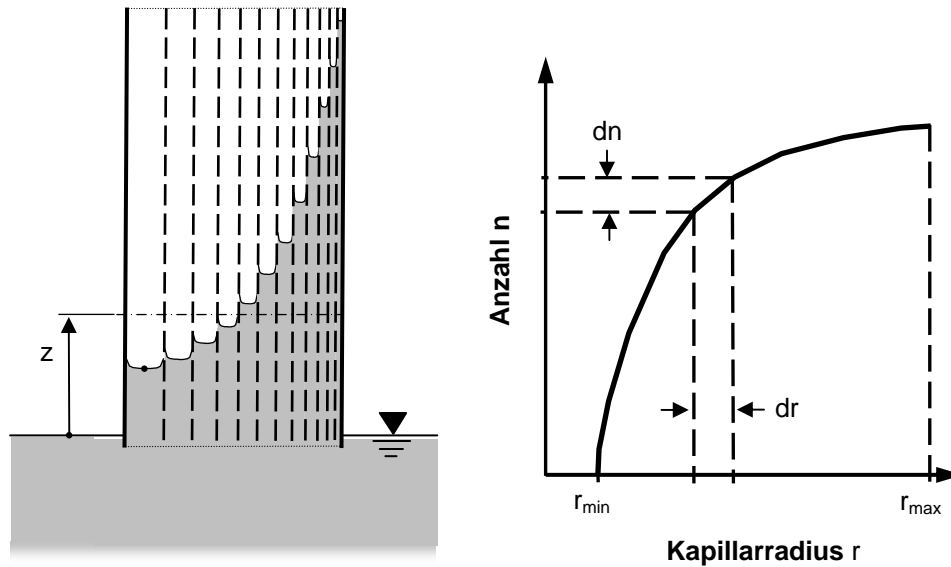


Abbildung 6.16: Idealisiertes Kapillarporenmodell nach Krischer [3.15] zur Herleitung der kapillaren Flüssigkeitsleitfähigkeit κ : links: Modellkörper aus miteinander widerstandslos verbundenen Kapillaren unterschiedlichen Durchmessers; rechts: Angenommene Kapillarverteilungskurve des idealisierten Modellkörpers (Summenhäufigkeitskurve)

Feuchtegehalt
$$u_v = \int_{r_{\min}}^{r_z} \pi \cdot r^2 \frac{dn}{dr} dr \quad (6.9)$$

mit

- u_v Volumenbezogener Feuchtegehalt der flüssigen Phase [Vol.-%]
- n Anzahl der Kapillaren einer jeweiligen Größe [-]
- r_z Radius der größten Kapillare, die in der Höhe z vollständig gefüllt ist [m]
- r_{\min} Radius der kleinsten Kapillare des Modells

Durch Trennung der Variablen und entsprechende Umformung kann Gleichung (6.9) in die Beziehungen (6.10) bzw. (6.11) überführt werden.

$$\frac{u_v}{dr} = \pi \cdot r^2 \frac{dn}{dr} \quad (6.10)$$

$$\Rightarrow \frac{dn}{dr} = \frac{1}{\pi \cdot r^2} \frac{du_v}{dr} \quad (6.11)$$

Krischer [3.15] gibt zur Berechnung seiner kapillaren Flüssigkeitsleitfähigkeit κ folgende Beziehung an:

Kapillare Flüssigkeitsleitfähigkeit

$$\kappa = \frac{\frac{2 \cdot \sigma_w \cdot \cos \delta}{r_z^2} \frac{dr_z}{dz} + g \cdot \rho_w}{8 \cdot \eta_w \frac{dr_z}{dz} \cdot r_z^2 \frac{dn}{dr} \Big|_{r_z}} \int_{r_{\min}}^{r_z} r^4 \frac{dn}{dr} dr \quad (6.13)$$

Darin bedeutet

g	Erdbeschleunigung [kg·m/s ²]
ρ_w	Dichte des Wasser [kg/m ³]
η_w	Dynamische Viskosität des Wassers [mPa·s]
σ_w	Grenzflächenspannung (Wasser gegen Luft) [N/m]
δ	Randwinkel (Wasser gegen Luft) [°]

Für den Sonderfall des horizontalen Feuchtetransports lässt sich Gleichung (6.13) wie unten dargestellt vereinfachen:

$$\kappa = \frac{\sigma_w}{4 \cdot \eta_w} \frac{\int_{r_{\min}}^{r_z} r^4 \frac{dn}{dr} dr}{\left(r^4 \frac{dn}{dr} \right) \Big|_{r_z}} \quad (6.14)$$

Damit lässt sich die Flüssigkeitsleitfähigkeit κ in eine Beziehung überführen, die ausschließlich von der Kapillarverteilungskurve $n = f(r)$ sowie dem jeweiligen Feuchtegehalt $u_v = f(r_z)$ abhängig ist. Durch Einsetzen der Beziehungen (6.9) und (6.10) in Gleichung (6.14) und weiteres Umformen erhält man:

$$\kappa = \frac{\sigma_w}{4 \cdot \eta_w} \frac{\int_{r_{\min}}^{r_z} r^4 \frac{dn}{dr} dr}{\left(r^4 \cdot \frac{1}{\pi \cdot r^2} \frac{du_v}{dr} \right) \Big|_{r_z}} \quad (6.15)$$

$$\Rightarrow \kappa = \frac{\sigma_w}{4 \cdot \eta_w} \frac{\frac{1}{\pi} \int_{r_{\min}}^{r_z} \left(\pi \cdot r^2 \cdot r^2 \frac{dn}{dr} dr \right)}{\left(r^2 \cdot \frac{1}{\pi} \frac{du_v}{dr} \right) \Big|_{r_z}} \quad (6.16)$$

$$\Rightarrow \kappa = \frac{\sigma_w}{4 \cdot \eta_w} \frac{\left[\frac{1}{\pi} \int_{r_{\min}}^{r_z} r^2 dr \cdot \int_{r_{\min}}^{r_z} \pi \cdot r^2 \frac{dn}{dr} dr \right]}{\frac{1}{\pi} \left(r^2 \frac{du_v}{dr} \right) \Big|_{r_z}} \quad (6.17)$$

$$\Rightarrow \kappa = \frac{\sigma_w}{4 \cdot \eta_w} \frac{\left[\left(\frac{1}{3} \cdot r^3 \right) \Big|_{r_{\min}}^{r_z} \cdot u_v \right]}{\left(r^2 \frac{du_v}{dr} \right) \Big|_{r_z}} \quad (6.18)$$

Um die vorstehend hergeleitete Flüssigkeitsleitfähigkeit κ auf die Porositätsverhältnisse realer Baustoffe zu übertragen, führt Krischer einen Widerstandsfaktor ($1/\mu_1$) ein (siehe dazu Abschnitt 6.1.5.3). Dieser Faktor soll der Tatsache Rechnung tragen, dass die Porenkanäle realer Baustoffe nicht – wie in der theoretischen Herleitung zugrunde gelegt wurde – gleichgerichtet und widerstandslos miteinander verbunden sind. Verschiedene Literaturquellen geben als Verhältnis zwischen dem effektiv am Feuchtetransport beteiligten Porenvolumen und dem Gesamtporenvolumen einen Faktor von 0,333 an ([3.15], [3.16], [3.21]). Damit lässt sich der auf theoretischem Wege hergeleitete kapillare Feuchteleitkoeffizient $D_{u,v L ber}$ wie folgt berechnen:

$$\Rightarrow D_{u,v L ber} = \frac{1}{\mu_1} \cdot \kappa \quad (6.19)$$

Im Rahmen des Untersuchungsprogramms wurde $D_{u,v L ber}$ für die 3 Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE berechnet. Grundlage hierfür bilden jeweils die inversen Summenporenvolumenkurven, die in der Abbildung 6.9 dargestellt sind. Um die Berechnungen gemäß Gleichung (6.18) durchführen zu können, mussten die mittels Hg-Druckporosimetrie ermittelten Messwerte so aufbereitet werden, dass die Daten des Porenvolumens der Kurven in Abbildung 6.9 für äquidistante Porenradialwerte im nicht logarithmischen Maßstab vorliegen. Diese Umrechnung war erforderlich, um die Steigung (du_v/dr), die im Nenner dieser Gleichung

chung steht, korrekt berechnen zu können. Die Berechnung der Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L ber}$ erfolgte auf der Basis der Arbeitshypothese, nach der die volumenbezogene Feuchtekonzentration der flüssigen Phase θ_v [m³/m³] nach Kriecher (vgl. Tabelle A2 in Anlage 2) in hinreichender Näherung dem Gesamtfeuchtegehalt u_v [Vol.-%] entspricht.

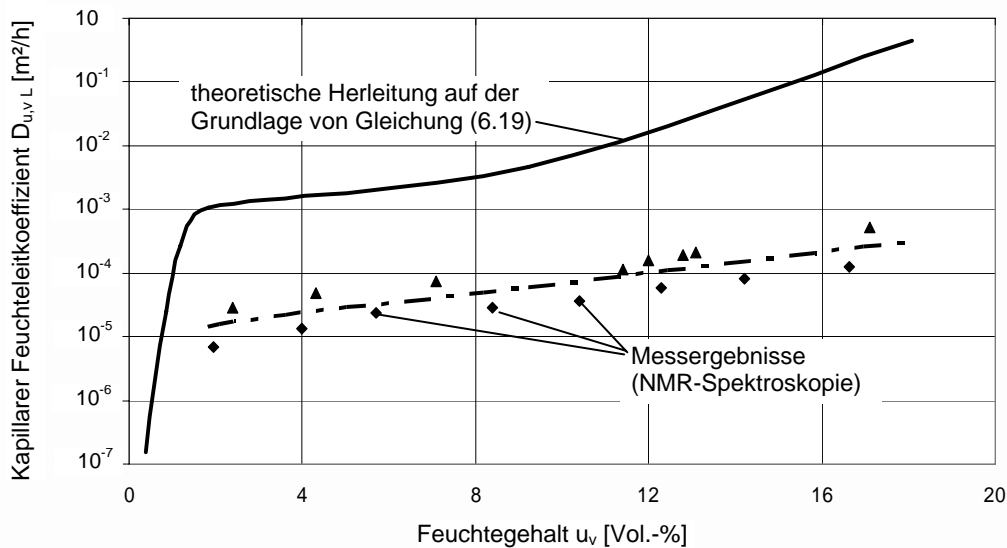


Abbildung 6.17: Gegenüberstellung der mittels NMR-Spektroskopie gemessenen und der auf theoretischem Wege hergeleiteten kapillaren Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L exp}$ bzw. $D_{u,v L ber}$ für den Sandstein der Varietät Wehlen (WW)

In der Abbildung 6.17 ist $D_{u,v L ber}$ für den Sandstein WW den entsprechenden experimentell ermittelten Werten von $D_{u,v L exp}$ exemplarisch gegenübergestellt. In erster Näherung wurde hier zunächst von einem Widerstandsfaktor von $(1/\mu_1) = 0,333$ ausgegangen. Dabei ergaben sich jedoch erhebliche Abweichungen zwischen theoretisch hergeleiteten und gemessenen Werten, wie aus Abbildung 6.17 hervorgeht. Die Kurve von $D_{u,v L ber}$ liegt in dieser Darstellung deutlich über den experimentell bestimmten Werten von $D_{u,v L exp}$. Diese Tendenz zeigte sich auch in den Ergebnissen der Sandsteinvarietät ME und RE.

Kalibrierung des Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L kali}$:

Die NMR-Messungen zur Untersuchung der kapillaren Feuchtetransportvorgänge in den zylindrischen Sandsteinproben geben erst ab Feuchtegehalten von $u_v > 2$ Vol.-% Aufschluss über die Größenordnung des Feuchteleitkoeffizienten des Probenmaterials (vgl. Abbildung 6.17). Für geringere Feuchtegehalte konnten im Rahmen der durchgeführten Experimente an den Sandsteinen keine geeigneten Messdaten gewonnen werden. Um für die weiteren Untersuchungen an den drei Sandsteinen ME, WW und RE dennoch jeweils einen geschlossenen Kurvenverlauf für den Feuchteleitkoeffizienten angeben zu können, musste die-

ser Kennwert auch über den Bereich gemessener Werte hinaus, d. h. im Bereich sehr niedriger und sehr hoher Feuchtegehalte, auf der Grundlage vorhandener Angaben hergeleitet werden. Im Bereich niedriger Feuchtegehalte sollte der Feuchteleitkoeffizient durch eine geeignete Näherung beschrieben werden. Um diese Näherung zu finden, waren zunächst entsprechende Annahmen zu treffen, die im Rahmen der numerischer Untersuchungen verifiziert werden mussten. Im Weiteren wurden die angenommenen Kurven des Feuchteleitkoeffizienten in umfangreichen Parameterstudien solange variiert bzw. optimiert, bis die Ergebnisse der numerischen Simulation die im Rahmen experimenteller Untersuchungen an den Sandsteinen beobachteten Feuchtetransportvorgänge exakt wiedergaben (siehe dazu Abschnitt 7.3.5.1). Als Beurteilungsgrundlage für die Güte der angenommenen Funktion des Feuchteleitkoeffizienten diente u. a. ein Vergleich der gemessenen und der numerisch berechneten Feuchteverteilungen in einer Sandsteinprobe. Einzelheiten hierzu finden sich in Abschnitt 7.3.

Bei der Herleitung einer geeigneten Näherung für den Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L}$ muss dieser Transportkennwert über den Feuchtebereich, für den eine hinreichende Anzahl gemessener Werte vorliegen, hinausgehend extrapoliert werden. Als erste Näherung wurde der entsprechend an die Messergebnisse angepasste (kalibrierte) Feuchteleitkoeffizient $D_{u,v L \text{ kali}}$ herangezogen. Die Anpassung umfasste dabei im Wesentlichen zwei Optimierungsschritte:

In einem ersten Schritt wurden die Werte von $D_{u,v L \text{ kali}}$ im Bereich niedriger Feuchtegehalte ($2 < u_v \leq 8$ Vol.-%) durch Auswahl geeigneter Abminderungsfaktoren an die Mittelwertkurven der Messdaten von $D_{u,v L \text{ exp}}$ angenähert. Die entsprechenden Kurven verschieben sich dadurch um den jeweiligen Wert nach unten. Der Abminderungsfaktor wurde dabei solange variiert, bis sich bei Kurven in diesem Feuchtebereich deckten. Die so erhaltenen Abminderungsfaktoren sind in der Tabelle 6.2 zusammengestellt.

Tabelle 6.2: Abminderungsfaktoren zur Kalibrierung des Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ kali}}$ an den mittels NMR-Spektroskopie gemessenen Werten für den Feuchtebereich $2 < u_v \leq 8$ Vol.-%

Sandsteinvarietät	Abminderungsfaktor
Mühlleite (ME)	$1,7 \cdot 10^{-2}$
Wehlen (WW)	$1,0 \cdot 10^{-2}$
Reinhardtsdorf (RE)	$1,0 \cdot 10^{-1}$ bis $8,5 \cdot 10^{-1}$

Während für die Sandsteine der Varietäten ME und WW ein paralleles Verschieben der berechneten Kurven im Feuchtebereich von $2 < u_v \leq 8$ Vol.-% bereits zu einer hinreichenden Annäherung an die Messwertkurven führte (jeweils

konstanter Abminderungsfaktor in Tabelle 6.2), musste für den Sandstein der Varietät RE auf Abminderungsfaktoren zwischen $1,0 \cdot 10^{-1}$ bis $8,5 \cdot 10^{-1}$ zurückgegriffen werden, um im o. g. Feuchtebereich eine akzeptable Anpassung an die Messwerte zu erzielen (vgl. dazu auch Abbildung 6.18).

Der zweite Optimierungsschritt bestand in einer entsprechenden Anpassung der Kurve von $D_{u,v L \text{ kali}}$ an die Mittelwertkurve der Messdaten im Bereich höherer Feuchtegehalte von $u_v > 8$ Vol.-%. Für alle drei Sandsteinvarietäten musste der kapillare Feuchteleitkoeffizient im Rahmen dieses Optimierungsschrittes zusätzlich abgemindert werden. Die Endergebnisse dieser zwei Optimierungsschritte sind in der Abbildung 6.18 dargestellt. Sie gibt Aufschluss sowohl über die auf theoretischem Wege hergeleiteten als auch über die anhand der NMR-Messwerte kalibrierten Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ ber}}$ bzw. $D_{u,v L \text{ kali}}$ der Sandsteine ME, WW und RE.

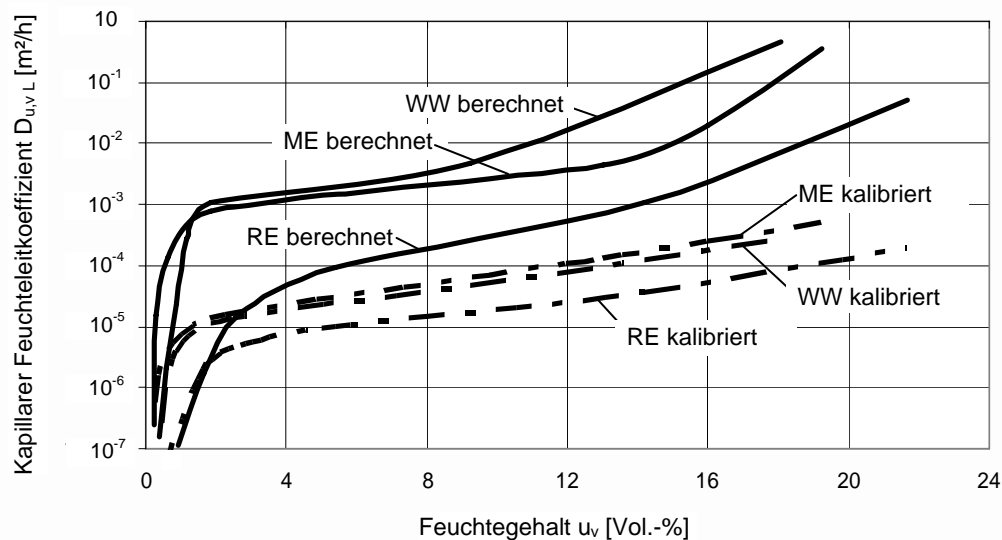


Abbildung 6.18: Gegenüberstellung der (anhand von NMR-Messergebnissen) kalibrierten und der auf theoretischem Wege hergeleiteten (berechneten) Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L \text{ ber}}$ bzw. $D_{u,v L \text{ kali}}$ für die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE

Die in Abbildung 6.18 dargestellten Kurven des kalibrierten Feuchteleitkoeffizienten für den kapillaren Feuchtetransport $D_{u,v L \text{ kali}}$ stellen einen wesentlichen Bestandteil des so genannten überlagerten Feuchtetransportkoeffizienten dar, dessen Herleitung im nachfolgenden Abschnitt erläutert wird.

6.1.4.3 Überlagerter Feuchtetransport unter isothermen Bedingungen

Die in Tabelle A2 angegebene Feuchtemassenbilanzgleichung nach De Vries [3.12] lässt sich für isotherme Verhältnisse und für den Sonderfall einer eindimensionalen Strömung wie folgt angeben:

$$\left[(\psi - \theta_v) \cdot \rho_v \cdot \frac{\bar{M}_{\text{Mol}} \cdot g}{R \cdot T} \cdot \frac{\partial \Theta}{\partial \theta} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} - \rho_v \right] + \frac{\partial \theta}{\partial t} = \quad (6.20)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} (D_{cv} \frac{\partial c_v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial x} (D_{\theta L} \frac{\partial \theta}{\partial x}) + \rho_w \frac{\partial}{\partial x} \left(K \cdot \frac{\partial p_{\text{hyd}}}{\partial x} \right)$$

Vereinfachend kann für Gleichung (6.20) auch folgende Beziehung angegeben werden:

$$\frac{\partial c_v}{\partial t} + \frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (D_{cv} \frac{\partial c_v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial x} (D_{\theta L} \frac{\partial \theta}{\partial x}) + \rho_w \frac{\partial}{\partial x} \left(K \cdot \frac{\partial p_{\text{hyd}}}{\partial x} \right) \quad (6.21)$$

Durch Einführung des Gesamtfeuchtegehalts u_v [Vol.-%] anstelle der Konzentrationen von Dampfphase c_v [kg/m³] und flüssiger Phase θ [kg/m³] kann Gleichung (6.21) in die Beziehungen (6.22) bzw. (6.23) überführt werden. Es gilt dann:

$$\frac{\partial u_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (D_{u,vV} \frac{\partial u_v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial x} (D_{u,vL} \frac{\partial u_v}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial x} \left(K \cdot \frac{\partial p_{\text{hyd}}}{\partial x} \right) \quad (6.22)$$

$$\Rightarrow \frac{\partial u_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} (D_{u,vV} + D_{u,vL}) \frac{\partial u_v}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(K \cdot \frac{\partial p_{\text{hyd}}}{\partial x} \right) \quad (6.23)$$

Gleichung (6.23) liefert eine Beziehung, in der sowohl der Dampftransport als auch der kapillare Feuchtetransport infolge eines Gradienten im Feuchtegehalt u_v beschrieben wird. Die Feuchtetransportkoeffizienten der gasförmigen Phase $D_{u,vV}$ und der flüssigen Phase $D_{u,vL}$ aus Gleichung (6.23) sind in der Abbildung 6.19 für die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE graphisch dargestellt.

Bei den abgebildeten Feuchtetransportkoeffizienten der Gasphase $D_{u,vV}$ handelt es sich um die entsprechend umgerechneten Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,mV}$ gemäß Abbildung 6.12 (siehe dazu Abschnitt 6.1.4.1). Das kapillare Feuchtetransportverhalten der 3 Sandsteine wird in der Abbildung 6.19 jeweils durch die Werte von $D_{u,vL \text{ kali}}$ charakterisiert. Da in den weiterführenden Untersuchungen dem Feuchtetransport parallel zur Schichtorientierung eine besondere Be-

deutung zukommt und experimentelle Untersuchungen ergaben, dass die 3 Sandsteine eine nur schwach ausgeprägte Anisotropie hinsichtlich der Feuchtetransporteigenschaften aufweisen, wird der Feuchtetransport senkrecht zur Schichtorientierung hier nicht weiter berücksichtigt.

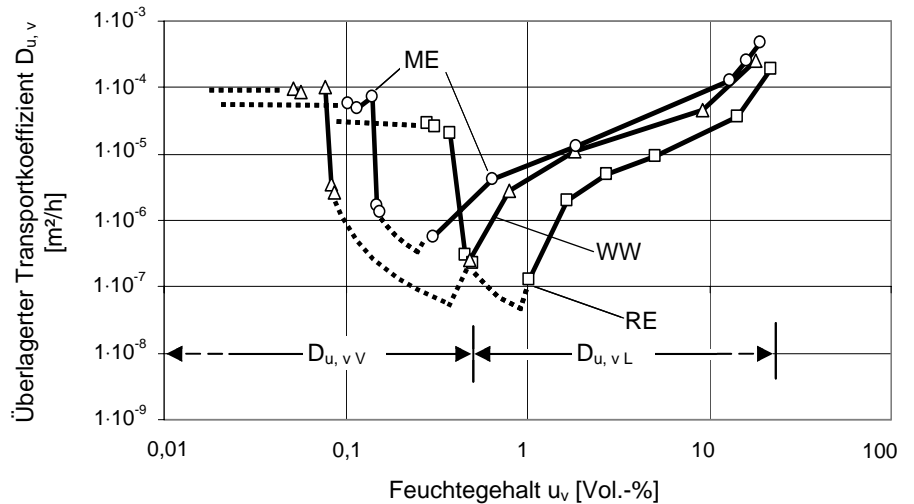


Abbildung 6.19: Feuchtetransportkoeffizienten der gasförmigen Phase $D_{u,v V}$ und der flüssigen Phase $D_{u,v L}$ für die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE (parallel zur Schichtorientierung)

Aus der Überlagerung der Transportkoeffizienten für den Diffusionstransport und die kapillare Feuchteleitung im Diagramm der Abbildung 6.19 ergeben sich jeweils deutlich erkennbare Sprungstellen bzw. Lücken beim Übergang vom hygroskopischen zum überhygroskopischen Feuchtegehalt (siehe dazu auch Abschnitt 6.1.5.4). Um die vorhandenen Lücken zu schließen, werden entsprechende Ausgleichskurven herangezogen. Diese Ausgleichskurven sind in der Abbildung 6.19 gestrichelt dargestellt. Dadurch lassen sich die Koeffizienten des Diffusions- und des Kapillartransports infolge eines Gradienten im Feuchtegehalt u_v miteinander verknüpfen. Das gewählte Vorgehen ähnelt damit der Überlagerung von sorptiver Feuchtespeicherung und kapillarer Wasseraufnahme bei der Herleitung der Feuchtespeicherfunktion gemäß Abbildung 6.10 in Abschnitt 6.1.3. Werden die Transportkoeffizienten $D_{u,v V}$ und $D_{u,v L}$ durch einen entsprechenden überlagerten Feuchtetransportkoeffizienten $D_{u,v}$ ersetzt, der sowohl im hygroskopischen als auch im überhygroskopischen Feuchtebereich gültig ist, dann lässt sich Gleichung (6.23) wie folgt angeben:

$$\frac{\partial u_v}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} D_{u,v} \frac{\partial u_v}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left(K \cdot \frac{\partial p_{\text{hyd}}}{\partial x} \right) \quad (6.24)$$

Mit dieser Überlagerung ergibt sich für den allgemeinen Fall einer mehrdimensionalen Strömung unter isothermen Verhältnissen aus der Feuchtebilanzgleichung

chung nach De Vries (vgl. Tabelle A2 bzw. Gleichung 6.20) folgende Beziehung:

$$\frac{\partial u_v}{\partial t} = \nabla(D_{u,v} \nabla u_v) + \nabla(K \nabla p_{\text{hyd}}) \quad (6.25)$$

Für den Spezialfall, dass der Schwerkräfteinfluss vernachlässigbare Größenordnungen annimmt, wie z. B. beim horizontalen Feuchtetransport, geht die Differentialgleichung (6.25) in eine Beziehung über, die der Wärmebilanzgleichung entspricht.

<u>Wärmebilanz:</u>	<u>Feuchtebilanz:</u>	
$C \frac{\partial \vartheta}{\partial t} = \nabla(\lambda \nabla \vartheta)$	$\frac{\partial u_v}{\partial t} = \nabla(D_{u,v} \nabla u_v)$	(6.26a/b)

Darin bedeutet

<p>λ Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]</p> <p>ϑ Temperatur [°C]</p> <p>C Wärmekapazität [J/K]</p>	<p>$D_{u,v}$ Überlagerter Feuchteleitkoeffizient [m²/h]</p> <p>u_v Feuchtegehalt [Vol.-%]</p> <p>t Zeit [h]</p>
---	---

Auf der Grundlage der Gleichungen (6.26a/b) lassen sich Probleme des isothermen Feuchtetransports unter Vernachlässigung von Schwerkräfteinflüssen auf der Grundlage von Differentialgleichungssystemen berechnen, die mit üblichen FE-Programmen gelöst werden können.

6.1.4.4 Transportkenngrößen als Funktion des Feuchtepotentials

Für die Transformation der Feuchtetransportkenngrößen als Funktion des Feuchtepotentials Φ wird auf die in den vorstehenden Abschnitten 6.1.3 und 6.1.4.3 behandelten Grundlagen zurückgegriffen. Den Kern der Transformation bildet die Umrechnung der feuchtegehaltsabhängigen Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,v}$ und des zugehörigen kapillaren Feuchtetransportkoeffizienten $D_{u,vL}$ in die entsprechenden potentialabhängigen Parameter $D_{\Phi V}$ und $D_{\Phi L}$. Diese Transformation wird im Folgenden getrennt nach Transportmechanismen vorgestellt.

Wasserdampfdiffusion:

Die Transformation des Dampfdiffusionskoeffizienten in Abhängigkeit des Feuchtepotentials Φ lässt sich prinzipiell in Analogie zur entsprechenden Vorgehensweise in Abschnitt 6.1.4.1 durchführen, die dort auf der Grundlage von

Gleichung (6.4) vorgenommen wurde. Für den Dampfdiffusionstransport infolge eines Gradienten im Feuchtegehalt u_v (volumenbezogen) gilt:

$$\dot{M}_D = A \cdot D_{u,v} \cdot \rho_w \frac{du_v}{dx} \quad (6.27)$$

Die Umrechnung von $D_{u,v}$ in $D_{\Phi V}$ erfolgt durch Multiplikation des Zählers und des Nenners von Gleichung (27) mit $d\Phi$.

$$\dot{M}_D = A \cdot D_{u,v} \cdot \rho_w \frac{du_v}{d\Phi} \frac{d\Phi}{dx} \quad (6.28)$$

$$\Rightarrow D_{\Phi V} = D_{u,v} \cdot \frac{du_v}{d\Phi} \quad (6.29)$$

Als Ergebnis liefert Gleichung (6.29) den Feuchtetransportkoeffizienten für die Dampfphase infolge eines Gradienten in der Feuchtepotentialverteilung. Darin entspricht der Quotient $du_v/d\Phi$ der Steigung der Feuchtepotentialkurve gemäß Abbildung 6.20 (linkes Diagramm). Die dort abgebildeten Kurven geben im Prinzip die Feuchtespeicherfunktionen der Abbildung 6.10 wieder, jedoch ist hier der Feuchtegehalt als volumenbezogener Kennwert u_v angegeben.

Kapillarer Feuchtetransport:

Die Transformation des kapillaren Feuchtetransportkoeffizienten $D_{u,v L}$ lässt sich auf die gleiche Weise wie beim Dampfdiffusionskoeffizienten durchführen. Daher gilt zur Berechnung des kapillaren Feuchtetransportkoeffizienten $D_{\Phi L}$ folgende Beziehung:

$$\Rightarrow D_{\Phi L} = D_{u,v L} \cdot \frac{du_v}{d\Phi} \quad (6.30)$$

Wie in Gleichung (6.29) berechnet sich der kapillare Feuchtetransportkoeffizient für den Gradienten in der Feuchtepotentialverteilung aus der Multiplikation des entsprechenden Koeffizienten für den Gradienten im Feuchtegehalt mit der jeweiligen Steigung der Feuchtespeicherfunktion $du_v/d\Phi$ gemäß Abbildung 6.20 (links).

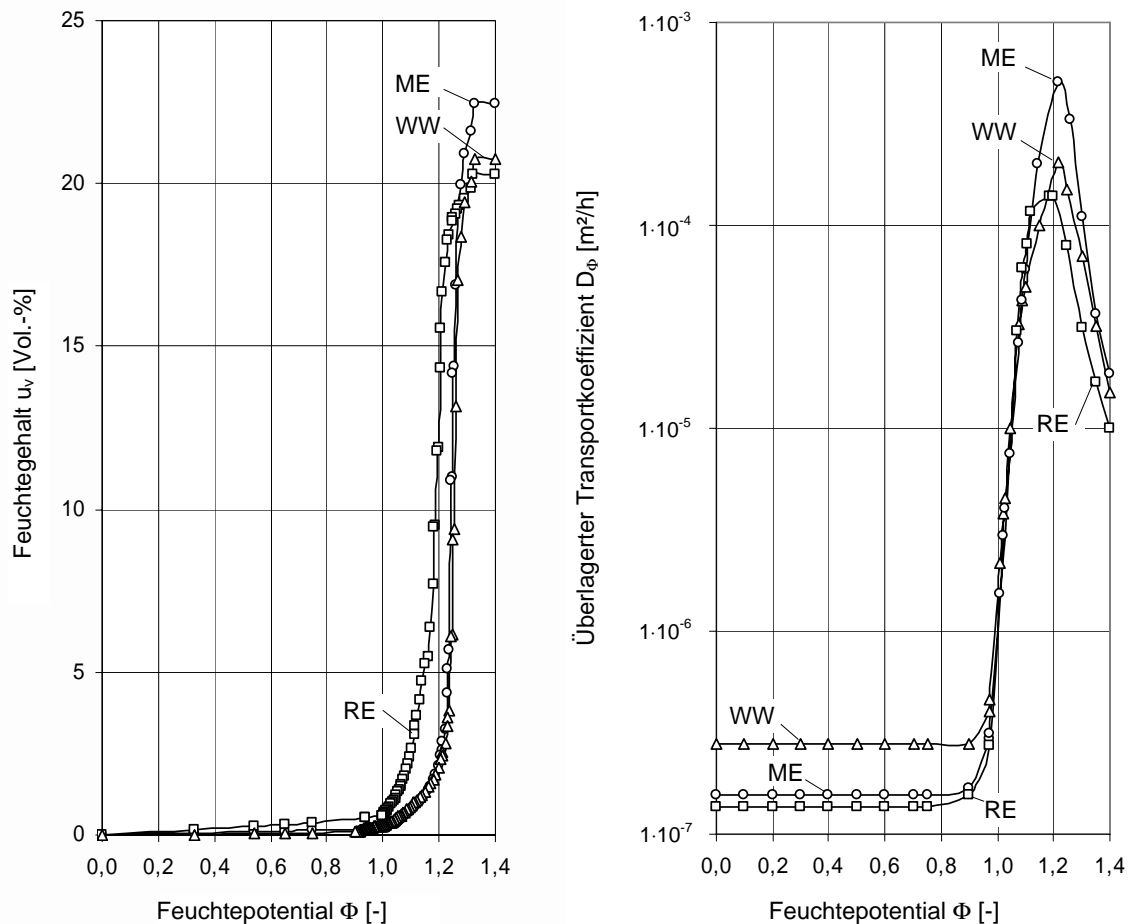


Abbildung 6.20 links: Feuchtespeicherfunktionen in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ für die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE;
rechts: Überlagerte Feuchttransportkoeffizienten D_Φ in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ für die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE (parallel zur Schichtorientierung)

Überlagerter Feuchttransport in Abhängigkeit des Feuchtepotentials:

Für den überlagerten Feuchttransport infolge eines Gradienten in der Feuchtepotentialverteilung gelten sinngemäß die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie für den überlagerten Feuchttransport in Abhängigkeit eines Gradienten im Feuchtegehalt. Daher lässt sich in Analogie zu Gleichung (6.25) folgende Feuchtebilanzgleichung für isotherme Verhältnisse aufstellen:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = \nabla(D_\Phi \nabla \Phi) + \nabla(K \nabla p_{\text{hyd}}) \quad (6.31)$$

Entsprechend der in Abschnitt 6.1.4.3 geschilderte Verfahrensweise ergibt sich der überlagerte Feuchtetransportkoeffizient D_{Φ} , der für die 3 untersuchten Sandsteine ME, WW und RE in der Abbildung 6.20 graphisch dargestellt ist, aus der Verknüpfung des Feuchtetransportkoeffizienten für die Dampfphase $D_{\Phi V}$ (Gleichung 6.29) mit dem kapillaren Feuchtetransportkoeffizienten $D_{\Phi L}$ (Gleichung 6.30). Somit liegen die Transportkennwerte der Dampfdiffusion und des Kapillartransportes der 3 Sandsteine jeweils als geschlossene Funktionen in Abhängigkeit einer gemeinsamen Potentialgröße – dem allgemeinen Feuchtepotential Φ nach Kießl – vor. Die so aufbereiteten Feuchtetransportkennwerte können nunmehr für weitergehende numerische Untersuchungen herangezogen werden.

6.1.5 Vergleich und Diskussion

6.1.5.1 Sorptive Feuchtespeicherung

Wie in Abschnitt (6.1.3) hervorgehoben wurde, zeigen sich in den ermittelten Kurvenverläufen der Abbildung 6.6 deutliche Hystereseeffekte. Diese Hystereseeffekte werden u. a. auf den Einfluss der Flaschenhalsporen zurückgeführt (vgl. dazu auch Abschnitt 3.1.1). Dieser Effekt beruht darauf, dass die Poren größeren Durchmessers, die jedoch nur über kleinere Poren zugänglich sind, bei der Desorption ihren Gehalt an Feuchtigkeit erst dann abgeben können, wenn die kleineren Zugangsporen ("Flaschenhälse") bereits hinreichend trocken sind. Je ausgeprägter die Abweichung zwischen beiden Kurven ausfällt, umso größer muss das Volumen der im Material existierenden Flaschenhalsporen sein.

In Bezug auf die Hystereseeffekte im Verlauf der Adsorptions- bzw. Desorptionsisothermen in der Abbildung 6.6 ist anzumerken, dass diese nur aufgrund der logarithmischen Ordinatenskala des Diagramms in der beschriebenen Deutlichkeit erkennbar sind. Insgesamt ist das Ausmaß der Hystereseeffekte für die Varietäten ME und WW als ausgesprochen gering zu bewerten (vgl. dazu auch [3.10]). Diese Feststellung legt den Schluss nahe, dass der Einfluss der Flaschenhalsporen im Gefüge der Sandsteine ME und WW nur von untergeordneter Bedeutung ist.

Im Vergleich zu Sorptionsisothermen anderer feinporigen Baustoffe zeichnen sich die in der Abbildung 6.6 dargestellten Sorptionsisothermen der Sandsteinvarietäten Mühlleite, Wehlen und Reinhardtsdorf durch einen geringen Gradienten im Feuchtebereich von $\varphi < 95$ % relative Luftfeuchte aus. Erst im Bereich hoher relativer Luftfeuchten ($\varphi > 95$ %) steigen die Sorptionsisothermen deutlich an. Aus dem Verlauf der Sorptionsisothermen in Abbildung 6.6 geht hervor, dass die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE vergleichsweise geringe Feuchtemengen adsorbieren (vgl. dazu Abbildung 3.1). Dabei ist das Auftreten von Kapillarkondensationsvorgängen im Gefüge, das in der Regel etwa ab Feuchtegehalten von $\varphi > 60$ % relativer Luftfeuchte zu einem Ansteigen

der Sorptionsisothermen führt, aus dem Verlauf der in Abbildung 6.6 dargestellten Kurven nicht erkennbar. Daraus lässt sich folgern, dass die 3 untersuchten Sandsteine einen derart hohen Anteil ausgesprochen großer Poren aufweisen müssen, dass die Masse sorptiv angelagerter Feuchte auch bei hohen Gehalten relativer Luftfeuchte nur sehr gering ausfällt bzw. Kapillarkondensationsvorgänge kaum stattfinden können.

6.1.5.2 Wasserdampfdiffusion

In der Abbildung 6.11 sind die Diffusionskoeffizienten $D_{\phi v}$ der untersuchten Sandsteinvarietäten graphisch dargestellt. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Diffusionskoeffizienten der drei Sandsteine in Größenordnungen zwischen $6,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{h}$ und $1,1 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2/\text{h}$ angesiedelt sind und damit sehr dicht beieinander liegen. Dabei handelt es sich um vergleichsweise hohe Werte, d. h. die untersuchten Natursteine bringen dem Diffusions- bzw. Effusionstransport nur einen geringen Widerstand entgegen (vgl. hierzu z. B. [2.13]). Zudem zeichnen sich die ermittelten Kurven durch einen relativ schwach ausgeprägten Anstieg im Feuchtebereich zwischen 60 % und 90 % relativer Luftfeuchte aus.

In der Regel setzen mineralische Baustoffe dem Diffusionstransport in allen Raumrichtungen denselben Widerstand entgegen. Jedoch zeichnen sich einige Baustoffe, wie z. B. Natursteine, häufig durch ein Hohlraumgefüge aus, das aufgrund der Vorgänge während der Sedimentation bzw. während der Diagenese eine bevorzugte Porenorientierung aufweist. Derartige Anisotropien im Hohlraumgefüge zeigen sich unter anderem auch in den Feuchtetransporteigenschaften der Gesteine. Da die Intensität einer Feuchtebewegung in einem Porensystem maßgeblich durch die Anzahl und die Dimensionen der in Transportrichtung orientierten Porenräumen kontrolliert wird, muss eine ausgeprägte Anisotropie im Hohlraumgefüge zwangsläufig mit einer entsprechenden Anisotropie im Feuchtetransportverhalten dieses Materials einhergehen.

Derartige Tendenzen wurden auch anhand der untersuchten Sandsteine der Varietäten Mühlleite, Wehlen und Reinhardtsdorf festgestellt. Wie aus der Abbildung 6.11 hervorgeht, sind die Diffusionskoeffizienten, die den Feuchtetransport senkrecht zur Gesteinsschichtung beschreiben, erwartungsgemäß niedriger als die Diffusionskoeffizienten für den Dampftransport parallel zur Schichtung.

Die massebezogenen Wasserdampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,m v}$ der drei Sandsteine ME, WW und RE, sind in der Abbildung 6.12 in Abhängigkeit des Feuchtegehaltes u_m graphisch dargestellt. Neben den gemessenen bzw. berechneten Werten enthält diese Darstellung auch entsprechende Kurven, die die Tendenzen innerhalb der Messwerte aufzeigen. Zusätzlich wurden diese Kurven über den

durch Messwerte belegten Bereich hinaus extrapoliert. Die extrapolierten Kurvenabschnitte sind durch unterbrochene Linierung gekennzeichnet.

Die abgebildeten Kurven zeichnen sich im Bereich sehr niedriger Feuchtegehalte (bis etwa 70 % relativer Luftfeuchte) jeweils durch einen annähernd konstanten Verlauf aus. Im Bereich höherer Luftfeuchten nimmt die Feuchtetransportleistung des Sandsteins aufgrund des ansteigenden Materialfeuchtegehalts und der damit einhergehenden Kapillarkondensation deutlich zu. Dieser Effekt, der sich auch im Kurvenverlauf der Abbildung 6.11 widerspiegelt, ist auf den Einfluss der Wasserinseln zurückzuführen, die zu einem Anstieg der Feuchtetransportintensität in den Sandsteinporen beitragen (siehe dazu auch Abschnitte 3.1.1 bzw. 3.1.4.1). Da in die Berechnung des massebezogenen Diffusionskoeffizienten $D_{u,m v}$ nach Gleichung (6.7) jeweils auch die Tangentensteigung an die Sorptionsisotherme mit einfließt, die im Bereich hoher relativer Luftfeuchten ($\varphi > 90\%$) erheblich ansteigt, kommt es mit zunehmendem Feuchtegehalt zu einem charakteristischen Abfall des massebezogenen Wasserdampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,m v}$. Der Abfall erklärt sich dabei aus der Tatsache, dass die Tangentensteigung stärker zunimmt als der experimentell ermittelte Diffusionskoeffizient $D_{\varphi v}$ und die Tangentensteigung in der Gleichung (6.7) im Nenner Eingang findet. Dieser Abfall des Diffusionskoeffizienten $D_{u,m v}$ geht aus dem Kurvenverlauf in der Abbildung 6.12 deutlich hervor. Von ähnlichen Tendenzen in gemessenen bzw. berechneten Ergebnissen zum Diffusionsverhalten von porösen Baustoffen wird auch in der Literatur berichtet [3.10].

6.1.5.3 Kapillarer Feuchtetransport

Während der Versuche zur Bestimmung der Wasseraufnahmekoeffizienten wurden insbesondere bei der Varietät ME erhebliche Streuungen der Messergebnisse festgestellt. Ursache dafür waren die bei einigen Probekörpern in sehr ausgeprägtem Maße und bei anderen überhaupt nicht vorhandenen braunen Eisenbänderungen, die den kapillaren Feuchtetransport erheblich verzögerten. Es konnte festgestellt werden, dass in der Regel der Wasseraufnahmekoeffizient für die einzelnen Proben um so kleiner ausfiel, je ausgeprägter Eisenbänderungen im Probekörper vorhanden waren. Damit ist erklärbar, warum die Kurven der kapillaren Wasseraufnahme in Abbildung 6.13 (linkes Bild) zum Teil sehr steil, zum Teil extrem flach ansteigen.

Es konnte zudem festgestellt werden, dass nicht jede Eisenbänderung den kapillaren Feuchtetransport in gleichem Maße beeinflusst. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass besonders dunkle Bänder die Feuchteleitfähigkeit dieser Bereiche des Sandsteins zumindest leicht abmindern. Im Vergleich zu entsprechenden Literaturwerten [2.13] sind die Kennwerte der kapillaren Was-

seraufnahme der Varietäten ME und WW als äußerst hoch einzustufen (siehe dazu auch Abschnitte 7.2.3.1 bzw. 7.2.4).

Die Probekörper zur Untersuchung der kapillaren Wasseraufnahme der Varietät WW wiesen erheblich weniger Eisenbänderungen als jenen der Varietät ME auf. Zudem wurden für die Varietät WW noch erheblich größere Wasseraufnahmekoeffizienten ermittelt, als für die Varietät ME. Auffällig ist bei den Messergebnissen der Varietät WW, dass sich in der Abbildung 6.13 (links) die Wasseraufnahmekoeffizienten für die Saugrichtungen senkrecht und parallel zur Schichtung nicht signifikant voneinander unterscheiden.

Beim Reinhardtsdorfer Sandstein (RE) wurden während der Versuchsdurchführung kaum Streuungen der Messergebnisse festgestellt. Die Messungen ergaben jedoch bedingt durch die orthotrope Porositätsstruktur dieses Sedimentgesteins für die Saugrichtung parallel zur Schichtung einen deutlich höheren Wasseraufnahmekoeffizienten als senkrecht zur Schichtung (siehe Abbildung 6.13, linkes Bild). Insgesamt sind die Wasseraufnahmekoeffizienten des Reinhardtsdorfer Sandsteins zwar deutlich niedriger als die entsprechenden Mittelwerte der Varietät WW und kleiner als die Extremwerte der Varietät ME (siehe Abschnitt 7.2.4), im Vergleich zu entsprechenden Literaturwerten [2.13] sind die Kennwerte der kapillaren Wasseraufnahme der Varietät Reinhardtsdorf jedoch trotzdem als vergleichsweise hoch einzustufen.

Abbildung 6.14 gibt das mittels NMR-Spektroskopie gemessene Eindringen der Feuchtefront in einer Sandsteinprobe der Varietät WW in exemplarischer Form wieder. Aus dieser Darstellung geht hervor, dass die Feuchtefront bereits nach ca. 19 Minuten Saugdauer eine Eindringtiefe von 70 cm erreicht hat. Diese Messergebnisse bestätigen damit die Annahme, dass das untersuchte Gesteinsmaterial der Varietät WW ausgesprochen intensive kapillare Saugeigenschaften aufweist. Derartige Saugeigenschaften wurden in ähnlicher Intensität auch bei den Sandsteinen der Varietät ME beobachtet. Jedoch führten hier die bereits erwähnten Eisenbänderungen sehr häufig zu einer Beeinflussung der Feuchtettransportleistung. Die beobachteten extremen Feuchtettransporteigenschaften lassen sich aus der vergleichsweise grobporigen Struktur der 3 Sandsteine erklären (siehe dazu auch Abschnitt 7.2.3.1 bzw. 7.2.4). Da grobe Poren dem hindurchströmenden Wasser weniger Widerstand entgegensetzen als kleine Poren, nimmt der Füllvorgang entsprechend weniger Zeit in Anspruch.

Einlagerungen und Inhomogenitäten können bei der Messung von Feuchtettransportvorgängen in Natursteinen grundsätzlich zu unterschiedlichsten Versuchsergebnissen führen, die eine korrekte Bewertung und Interpretation erheblich erschweren bzw. Fehleinschätzungen verursachen. Um dennoch hinreichend abgesicherte Aussagen in Bezug auf die Feuchtettransporteigenschaften des Natursteins auf der Grundlage der NMR-Spektroskopie ableiten zu können, muss

daher prinzipiell eine ausreichend große Anzahl von geeignetem Probenmaterial verfügbar sein. Messwerte, die anhand von Probenmaterial mit offensichtlich vorhandenen Inhomogenitäten, wie z. B. Eisenbänderungen, gemessen wurden, dürfen in die Auswertung nicht mit einfließen, da sie das Ergebnis verfälschen würden. Im Rahmen der mittels NMR-Spektroskopie durchgeführten Experimente erwies sich gerade dieser Aspekt als ausgesprochen problematisch, da kaum geeignetes Probenmaterial – also ohne Eisenbänderungen oder Risse – gewonnen werden konnte. Von jeweils 20 untersuchten Proben pro Gesteinsvarietät eigneten sich zum Teil lediglich 3 für eine entsprechende Auswertung und Berechnung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten. Trotzdem konnten für alle 3 Sandsteinvarietäten hinreichend gesicherte Aussagen aus den durchgeführten Messungen abgeleitet werden.

Aufgrund der ausgesprochen raschen Durchfeuchtung der untersuchten Sandsteinproben während der kapillaren Wasseraufnahme war die messtechnische Erfassung der Befeuchtungsvorgänge bei niedrigen Feuchtegehalten ausgesprochen schwierig. Pro Versuch konnte daher jeweils maximal ein entsprechender Messwert gewonnen werden, der in der Regel jedoch einem Feuchtegehalt von $u_v > 2$ Vol.-% oder größer entsprach. Daher liegen für niedrige Feuchtegehalte keine Messwerte für den kapillaren Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v} L_{exp}$ vor (siehe dazu Abbildung 6.17).

Um kapillaren Feuchteleitkoeffizienten auch im Bereich niedriger Baustofffeuchtegehalte angeben zu können, wurde nach geeigneten Näherungsverfahren gesucht. Grundlage dieser Näherung bildet die auf theoretischem Wege hergeleitete kapillare Flüssigkeitsleitfähigkeit nach Krischer, die sich nach Gleichung (6.13) bzw. (6.18) berechnen lässt.

Maßgebend für den Verlauf und die absolute Größe der Feuchteleitkoeffizienten, wie sie für die 3 Sandsteine in der Abbildung 6.18 für die gemessenen und die berechneten Werte graphisch dargestellt sind, ist die Beschaffenheit des Gesteinsporensystems. Grundsätzlich muss der Feuchteleitkoeffizient mit der Porenanzahl und dem Porendurchmesser zunehmen. Daher verlaufen sowohl die gemessenen wie auch die berechneten Kurven des Feuchteleitkoeffizienten für den Reinhardtsdorfer Sandsteins stets unterhalb der entsprechenden Kurven der beiden Postaer Sandsteine WW und ME. Zudem nimmt der Feuchteleitkoeffizient, wie der Abbildung 6.18 zu entnehmen ist, mit ansteigendem Materialfeuchtegehalt sehr stark zu, während er umgekehrt mit abnehmender Feuchte gegen Null strebt. Dieser Zusammenhang ergibt sich aus der Abhängigkeit des Feuchteleitkoeffizienten vom Widerstand, der der nachströmenden Feuchtigkeit entgegengebracht wird und aus der Abhängigkeit der Kapillarkraft vom Feuchtegehalt. Hervorzuheben ist dabei, dass die dargestellten Tendenzen in den Kurvenverläufen sowohl für die berechneten als auch für die gemessenen Feuchteleitkoeffizienten feststellbar sind.

Aus der Gegenüberstellung der berechneten mit den gemessenen Feuchteleitkoeffizienten in Abbildung 6.18 ist ersichtlich, dass die berechneten Feuchteleitkoeffizienten deutlich größere Werte als die gemessenen kapillaren Transportkennwerte annehmen. Für Materialfeuchtegehalte kleiner als $u_v = 8$ Vol.-% wurden dabei maximale Abweichungen um einem Faktor 100 festgestellt (im Mittel Faktor 30). Im Bereich höherer Feuchtegehalte ist die Abweichung sogar noch größer. Dort ist die Übereinstimmung zwischen Messwerten und theoretischer Herleitung ungenügend. Die auf theoretischem Wege hergeleiteten Feuchteleitkoeffizienten nach Gleichung (6.19) nehmen für Feuchtegehalte größer als $u_v = 16$ Vol.-% unrealistisch hohe Werte an, die sich experimentell nicht belegen lassen, da κ nach Gleichung (6.13) keinem Grenzwert entgegenstrebt ($\kappa \rightarrow \infty$).

Als Ursache hierfür sind u. a. die stark vereinfachenden Annahmen zu nennen, die diesem Berechnungsansatz zugrunde liegen. Ohne derartige Vereinfachungen wäre eine rechnerische Bestimmung kapillaren Feuchtetransportkenngrößen jedoch unmöglich (siehe dazu Abbildung 6.16). Sollen die auf theoretischen Wege hergeleiteten Beziehungen zur Berechnung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten nach Gleichung (6.13) dennoch auf die Bewegungsvorgänge in realen porösen Baustoffen übertragen werden, müssen Umwege ("Zickzackverlauf"), Verengungen und Erweiterungen sowie unterschiedliche Formen der Poren berücksichtigt werden. Dabei ist zu bedenken, dass in gewundenen Porenräumen veränderlichen Querschnitts infolge der Umwege und Verengungen und Erweiterungen größere Strömungswiderstände auftreten, als in geraden Kapillaren mit vergleichbaren, aber konstanten Radien. Derartigen Einflüssen versuchen Krischer [3.15] und Sommer [3.38] durch Einführung eines entsprechenden Widerstandsfaktors Rechnung zu tragen (siehe dazu auch Abschnitt 6.1.4.2 bzw. Gleichung 6.19). Experimentelle Untersuchungen ergaben dabei Widerstandsfaktoren von 25 für Gasbeton, 50 für Ziegel und 150 für Kalksandstein. Damit liegen diese Widerstandsfaktoren in ähnlichen Größenordnungen wie die oben vorgestellten Abweichungen der eigenen Untersuchungen.

Grundsätzlich geben die auf theoretischem Wege hergeleiteten Beziehungen zur Berechnung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten den qualitativen Kurvenverlauf des gemessenen Feuchteleitkoeffizienten insgesamt jedoch recht gut wieder (siehe dazu auch Sommer [3.38]). Daraus lässt sich folgern, dass die beim kapillaren Feuchtetransport maßgebenden Mechanismen auch anhand des stark vereinfachten Porenmodells zutreffend beschrieben werden können und damit grundsätzlich rechnerisch erfassbar sind. Vor diesem Hintergrund wurde die Wahl der kapillaren Feuchteleitzahl κ nach Krischer – gemäß Gleichung (6.13) – in Kombination mit den in Abschnitt 6.1.4.2 beschriebenen Anpassungen (Kalibrierung) an die gemessenen Werte als Näherungsfunktion zur Beschreibung der kapillaren Feuchteleitzahl $D_{u,v L} = D_{u,v L \text{ kali}}$ herangezogen.

6.1.5.4 Überlagerter Feuchtetransport unter isothermen Bedingungen

In der Abbildung 6.19 sind die Kurven der Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,v\ v}$ und der Feuchteleitkoeffizienten der flüssigen Phase $D_{u,v\ L}$ für die 3 untersuchten Sandsteine ME, WW und RE in einem gemeinsamen Diagramm zusammengestellt. Aus den Verläufen dieser Kurven, die sich auf entsprechende Messwerte stützen, ergibt sich im Feuchtebereich zwischen 0,1 Vol.-% und 1,0 Vol.-% jeweils eine Lücke. In diesem Feuchtebereich lassen sich die Kurvenverläufe aus versuchstechnischen Gründen nicht exakt ermitteln bzw. angeben. Aus den vorliegenden Messungen können jedoch Tendenzen für den Kurvenverlauf der Feuchtetransportkennwerte für diesen Feuchtebereich abgelesen werden, die die Ableitung geeigneter Näherungskurven erleichtern.

Als Ursachen für den unstetigen Kurvenverlauf kommen verschiedene Aspekte in Betracht. So sind die Messwerte bei der experimentellen Bestimmung der Sorptionsisotherme im Bereich hoher relativer Luftfeuchten ($\varphi > 95\%$) zwangsläufig mit gewissen Ungenauigkeiten behaftet, so dass die Transportkoeffizienten in diesem Feuchtebereich nicht mit der gewünschten Genauigkeit angegeben werden können. Zudem sei an dieser Stelle auch auf die Probleme bei der Bestimmung von geeigneten Messwerten für den kapillaren Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v\ L}$ im Bereich niedriger Feuchtegehalte verwiesen (siehe dazu auch Abschnitte 6.1.4.2 bzw. 6.1.5.3).

Entsprechende Näherungskurven (Übergangskurven) sind in der Abbildung 6.19 für die Transportkennwerte der 3 Sandsteine im Übergangsbereich zwischen hygrokopischem und überhygrokopischem Feuchtegehalt eingezeichnet. Maßgebend für den Verlauf dieser Übergangskurven sind u. a. die Tendenzen im Kurvenverlauf der Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,m\ v}$, die sich auch in der Abbildung 6.12 abzeichnen und unter Abschnitt 6.1.5.2 erläutert wurden. Mit zunehmendem Feuchtegehalt setzen die in der Abbildung 6.19 eingezeichneten Übergangsbeziehungen jeweils die Kurven der Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,m\ v}$ fort. Alle 3 Übergangskurven zeichnen sich in diesem 1. Teilabschnitt durch leicht fallende Tendenz aus. Der 2. Teil der Übergangsbeziehung wird aus den nach unten extrapolierten Kurven der entsprechenden kapillaren Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v\ L}$ konstruiert, die mit dem 1. Teil einen Schnittpunkt bildet. Somit lässt sich auf der Grundlage beider Teilkurven dieser Näherung eine geschlossene Übergangsbeziehung zwischen den Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{u,v\ v}$ und den Feuchteleitkoeffizienten der flüssigen Phase $D_{u,v\ L}$ angeben.

Durch die Transformation der Transportkennwerte der Dampfdiffusion und des Kapillartransportes in Abhängigkeit des Feuchtepotentials Φ und einer entsprechenden Überlagerung ergeben sich für D_Φ die in der Abbildung 6.20 (rechts) dargestellten Kurven. Die Darstellung zeigt, dass der Kurvenverlauf dieses Transportkoeffizienten im Bereich des Feuchtepotentials für $\Phi < 0,9$ qualitativ

dem Verlauf des Dampfdiffusionskoeffizienten $D_{\phi v}$ (vgl. dazu Abbildung 6.11 in Abschnitt 6.1.4.1) entspricht. Mit zunehmendem Feuchtegehalt bzw. Feuchtepotential steigen die Transportkennwerte der 3 Sandsteine ME, WW und RE erheblich an und erreichen bei einem Feuchtepotential von $\Phi \approx 1,2$ jeweils ihr Maximum. Bei weiter zunehmendem Feuchtegehalt (Feuchtepotential) fallen die Werte der Transportkoeffizienten wieder ab. Dieser Effekt ist darauf zurückzuführen, dass die Feuchtespeicherfunktionen der 3 Sandsteine, die in der Abbildung 6.20 auf der linken Seite abgebildet sind, bei einem Feuchtepotential von $\Phi \approx 1,2$ maximale Steigungswerte aufweisen. Nimmt das Feuchtepotential darüber hinaus weiter zu, verlaufen die Kurven wieder flacher und nähern sich für $\Phi \rightarrow 1,4$ der Horizontalen an (d. h. $du_v/d\Phi \rightarrow 0$).

6.2 Ansätze zur Herleitung der hygrischen Dehnfunktion

In Kapitel 4 wurde die Bedeutung der hygrischen Längenänderungen von Sandsteinen und Mörteln in Bezug auf das Verwitterungsverhalten von Sandsteinmauerwerk hervorgehoben. Das hygrische Verformungsverhalten dieser Materialien kann durch die hygrische Dehnfunktion $\varepsilon_H(u)$ in Abhängigkeit vom jeweiligen Feuchtegehalt des Baustoffs beschrieben werden. Sie lässt sich aus entsprechenden Versuchsergebnissen ableiten. Zur Messung der hygrischen Längenänderungen poröser Baustoffe wie Sandstein und Mörtel eignen sich grundsätzlich verschiedene Messverfahren, auf die hier jedoch nicht im Einzelnen eingegangen werden kann (Einzelheiten hierzu siehe Abschnitt 7.2). Gegenstand dieses Abschnittes ist statt dessen die Vorgehensweise bei der Herleitung der hygrischen Dehnfunktion $\varepsilon_H(u)$ auf der Grundlage der experimentell bestimmten hygrischen Längenänderungen $\Delta\varepsilon_H$ sowie die Transformation dieser Verformungskennwerte in Abhängigkeit des allgemeinen Feuchtepotentials Φ . Dabei ist grundsätzlich zwischen Längenänderungen im hygroskopischen und im überhygroskopischen Feuchtebereich zu unterscheiden. Beide Arten der hygrischen Längenänderungen werden im Folgenden näher erläutert.

6.2.1 Hygrische Längenänderungen

Längenänderungen im hygroskopischen Feuchtebereich

Unter den Längenänderungen im hygroskopischen Feuchtebereich sind diejenigen Verformungen zu verstehen, die mit einer sorptiven Feuchtaufnahme bzw. mit einer entsprechenden desorptiven Feuchteabgabe einhergehen. Im hygroskopischen Feuchtebereich ist das Verformungsverhalten poröser Baustoffe daher im Wesentlichen von der relativen Luftfeuchte ϕ abhängig. Zur Bestimmung dieser Verformungseigenschaften in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte wurden spezielle Proben der 3 Sandsteinvarietäten ME, WW und RE in Klima-

boxen unter exakt definierten Temperatur- und Feuchtebedingungen gelagert und die sich dabei einstellenden Massen- und Volumenveränderungen durch regelmäßige Messung erfasst. Diese Versuche werden Sorptionsversuche genannt. Die Proben durchliefen während der Versuchsserien nacheinander unterschiedliche Lagerungsbedingungen, so dass die Längenänderungen jeweils an denselben Proben gemessen werden konnten. Die Temperatur wurde dabei stets konstant auf 20 °C gehalten. Um die Verformungsmesswerte einem eindeutig definierten Feuchtegehalt in der Sandsteinprobe zuordnen zu können, musste mit den jeweiligen Messungen stets so lange gewartet werden, bis sich in den Proben ein zumindest annähernd ausgeglichener Feuchtezustand eingestellt hatte. Um diesen Ausgleichsprozess möglichst kurz zu halten, kamen Sandsteinproben mit vergleichsweise kleinen Querschnittsabmessungen zum Einsatz. Voruntersuchungen ergaben, dass nach einer Lagerungsdauer von 3 Monaten in der Klimabox mit hinreichender Genauigkeit vom Erreichen des Ausgleichzustandes ausgegangen werden kann. Einzelheiten bezüglich des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung sind in Abschnitt 7.2.1 zusammengestellt.

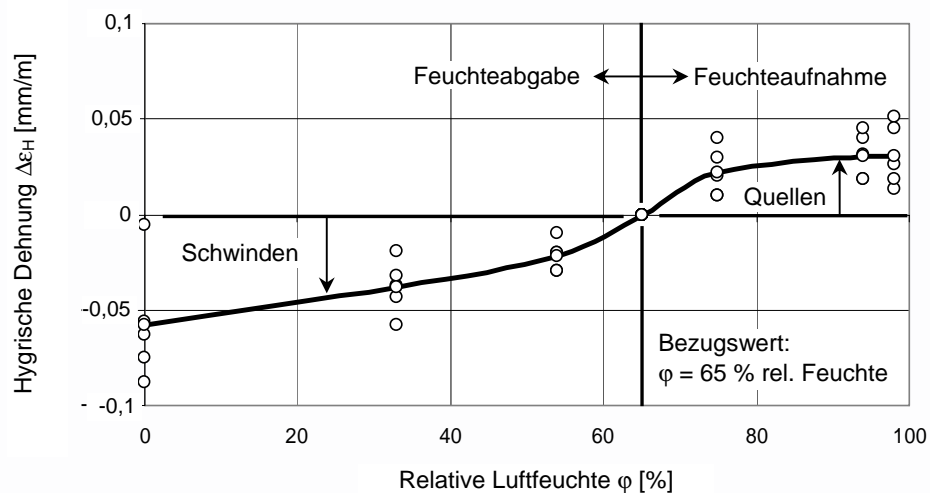


Abbildung 6.21: Hygrische Dehnungen $\Delta \epsilon_H$ in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte ϕ für den Sandstein der Varietät ME (Messwert der Sorptionsversuche für die Verformungen senkrecht zur Schichtung, bezogen auf den Ausgangszustand bei $\phi = 65\%$)

Während die in diesen Experimenten ermittelten Massenänderungen die Grundlage zur Bestimmung der Sorptionsisothermen gemäß den Abbildungen 6.6 und 6.7 bilden, geht die hygrische Dehnfunktion im hygroscopischen Feuchtebereich auf die entsprechenden Längemessungen zurück. Aus der Zusammenstellung der einzelnen Längemessungen, die jeweils unter verschiedenen Luftfeuchtigkeitsverhältnissen ermittelt worden sind, ergeben sich Dehnungsbeziehungen in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchtigkeit ϕ , wie sie in der Abbildung 6.21 dargestellt sind. Das abgebildete Diagramm gibt die gemessenen Einzelwerte sowie eine entsprechende Ausgleichskurve der Mittelwerte für das hygrische

sche Dehnverhalten des Sandsteins ME senkrecht zur Schichtorientierung wieder.

Die Messwerte in Abbildung 6.21 beziehen sich auf einen Referenzfeuchtegehalt, wie er sich bei einer Lagerung in einer relativen Luftfeuchte von 65 % einstellt. Das Diagramm in Abbildung 6.2.1 gibt daher Aufschluss über die Größenordnung des Quellens infolge einer Feuchteaufnahme des Sandsteins bei ansteigender relativer Luftfeuchte ($\varphi > 65 \%$) bzw. über die Schwindverformungen bei abnehmendem Feuchtegehalt (Lagerung bei $\varphi < 65 \%$).

Längenänderungen im überhygroskopischen Feuchtebereich

Stehen trockene poröse Baustoffe mit flüssigem Wasser in Kontakt, setzt in den Poren ein kapillarer Feuchtetransport ein, der mit einer erheblichen Volumenvergrößerung des Materials einhergehen kann. Die Größenordnung dieser Volumenvergrößerung im überhygroskopischen Feuchtebereich ist dabei in der Regel deutlich über der im hygroskopischen Feuchtebereich angesiedelt. Um das Verhalten der 3 Sandsteine im überhygroskopischen Feuchtebereich zu analysieren, wurden entsprechende Proben der Varietäten ME, WW und RE bei einer konstanten Temperatur von 20 °C unter Wasser gelagert und die sich dabei einstellenden Verformungen – ähnlich wie in den Versuchen zum hygroskopischen Verhalten – durch regelmäßige Messungen der Probenmasse und der Probenlänge erfasst. Nähere Angaben zum Versuchsablauf und zur Versuchsdurchführung sowie zur Probenvorbehandlung finden sich Abschnitt 7.2.1.

In der Abbildung 6.22 sind einige exemplarische Messergebnisse dieser Versuche – die im Folgenden als Quellversuche bezeichnet werden – dargestellt. In dieser Abbildung gibt das obere Diagramm das hygrische Dehnverhalten des Sandsteins der Varietät ME senkrecht zur Schichtorientierung während der Unterwasserlagerung wieder. Die Dehnungsmesswerte beziehen sich dabei auf den Ausgangszustand der Proben (Vorlagerung im Klimaraum) bei einer relativen Luftfeuchte von 65 %. Die von den Sandsteinproben zeitgleich aufgenommenen Feuchtemengen können der unteren Darstellung entnommen werden.

Erwartungsgemäß nehmen die Sandsteinproben zunächst sehr schnell Feuchtigkeit auf. Dieser Effekt zeigt sich in dem sprunghaften Anstieg der Kurve im unteren Diagramm von Abbildung 6.22 unmittelbar nach Versuchsbeginn. Mit der Zeit verläuft die Kurve jedoch zunehmend flacher und nähert sich einem Feuchtegehalt von etwa 8 M.-% an.

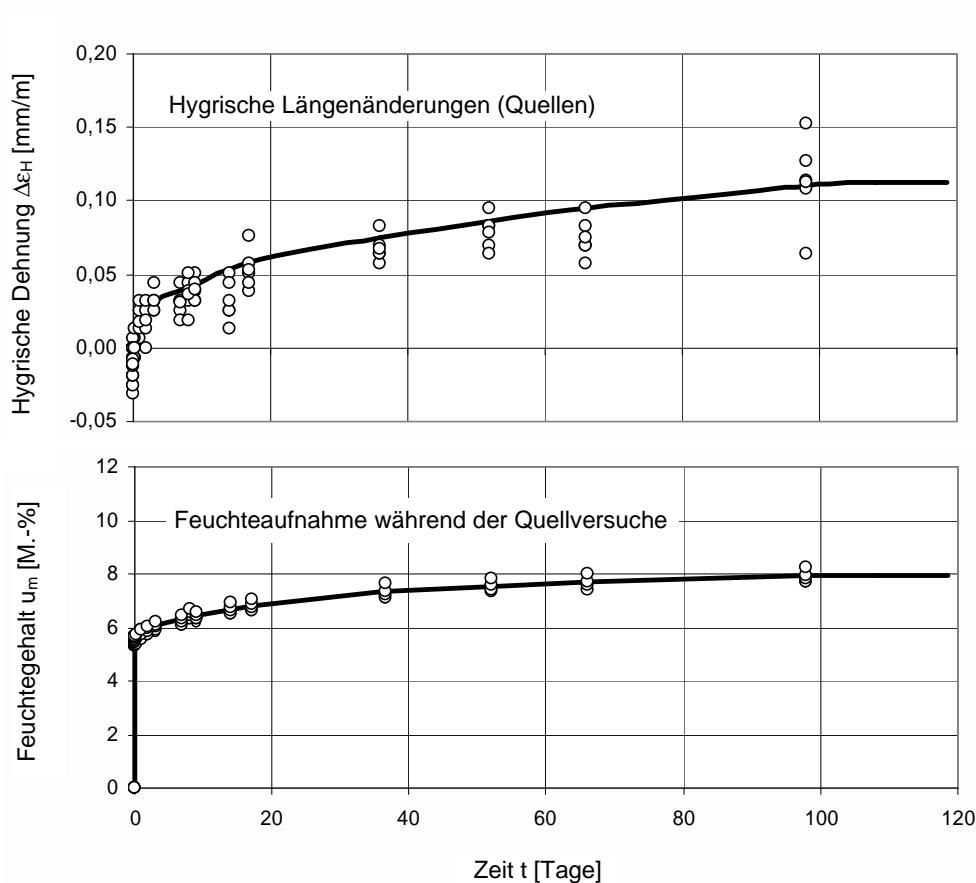


Abbildung 6.22: Quellversuche am Sandstein der Varietät ME (Unterwasserlagerung);
 oben: Hygrische Dehnungen $\Delta\varepsilon_H$ (Messwerte für die Verformungen senkrecht zur Schichtung, bezogen auf den Ausgangszustand bei $\varphi = 65\%$);
 unten: Feuchtegehalt u_m während der Unterwasserlagerung

Die hygrischen Dehnungen stellen sich nicht proportional mit den aufgenommenen Feuchtemassen ein, sondern bilden sich erst mit geringer zeitlicher Verzögerung aus. Daher zeigt sich im oberen Diagramm der Abbildung 6.22 zu Versuchsbeginn kein derartig sprunghafter Kurvenanstieg wie im unteren Diagramm. Diese Beobachtung lässt sich durch Eigenspannungseffekte erklären, die im Probenquerschnitt unmittelbar mit dem Eindringen der Feuchtigkeit an den wasserbenetzten Oberflächen bzw. mit dem behinderten Quellen der äußeren Querschnittsbereiche auftreten. Erst wenn sich im Weiteren die Feuchteverteilung über den Probenquerschnitt etwas ausgeglichen hat, bauen sich die Eigenspannungen allmählich ab und die Quellverformungen nehmen zu. Wie aus dem oberen Diagramm der Abbildung 6.22 hervorgeht, stellt sich an den Sandsteinproben der Varietät ME nach etwa 100 Tagen ein Endwert der hygrischen Dehnung von 0,11 mm/m ein.

6.2.2 Überlagerte hygrische Dehnfunktion

Ähnlich wie die Feuchtetransportkennwerte müssen auch die Materialparameter zum Verformungsverhalten der Sandsteine im hygroskopischen und überhygroskopischen Feuchtebereich überlagert und in eine feuchtepotentialabhängige Form transformiert werden. Das prinzipielle Vorgehen bei der Überlagerung bzw. bei der Transformation ist in der Abbildung 6.23 graphisch dargestellt.

Die überlagerte hygrische Dehnfunktion basiert auf den Messwerten der Sorptions- und der Quellversuche, die im vorstehenden Abschnitt 6.2.1 behandelt werden (siehe dazu auch Abbildungen 6.21 und 6.22). Im Folgenden wird auf diese Messwerte zurückgegriffen, um daran exemplarisch das Vorgehen bei der Herleitung der überlagerten hygrischen Dehnfunktion zu erläutern. Daher finden sich die entsprechenden Kurven in der Abbildung 6.23 wieder.

Die feuchtepotentialabhängige überlagerte hygrische Dehnfunktion ist in der Abbildung 6.23 rechts unten abgebildet. Darin entspricht die Kurve dieser Funktion für den Feuchtepotentialbereich $0 \leq \Phi < 1,0$ exakt der experimentell bestimmten hygrischen Dehnfunktion für den hygroskopischen Feuchtebereich, also für $0 \% \leq \varphi < 100 \%$ (Sorptionsversuche). Da sich der Wert des Feuchtepotentials im hygroskopischen Feuchtebereich direkt aus der relativen Luftfeuchte ableiten lässt, kann die hygrische Dehnfunktion gemäß Abbildung 6.21 für diesen Teilbereich übernommen werden.

Aus den Messergebnissen der Quellversuchen, die in der Abbildung 6.23 unten links dargestellt sind, kann zudem der Endwert der hygrischen Dehnungen in die überlagerte hygrische Dehnfunktion übertragen werden. Da dieser Verformungswert erst gegen Ende des Quellvorganges erreicht wird, muss er einem Feuchtepotentialwert in der Größenordnung von 1,4 zugeordnet werden. Das Kurvenmaximum der überlagerten hygrischen Dehnfunktion ist damit stets am rechten Ende der Abszissen zu finden.

Prinzipiell dürfen von den Messergebnissen der Quellversuche (mit Ausnahme der Endwerte) keine weiteren Werte in die überlagerte hygrische Dehnfunktion übertragen werden, da für diese zusätzlichen Werte eine wesentliche Voraussetzung für die Verwertbarkeit derartiger Verformungsmesswerte nicht mit hinreichender Sicherheit gegeben ist (siehe dazu Abschnitt 6.2.3). Um die vorhandene Lücke im Verlauf dieser Kurve im Feuchtepotentialbereich $1,0 < \Phi \leq 1,4$ dennoch zu schließen, müssen geeignete Annahmen getroffen werden. Die Festlegung eines entsprechenden Kurvenverlaufs, der das hygrische Dehnverhalten der Sandsteine physikalisch korrekt wiedergibt, erweist sich in der Regel als nicht unproblematisch. Trotz der oben genannten Verwertbarkeitseinschränkungen lassen sich als Anhaltswerte für entsprechende Kurvenpunkte, die den tatsächlichen Verlauf in diesem Bereich zumindest andeutungsweise erkennen las-

sen, weitere Messwerte der Quellversuche heranziehen. Eine Begründung für diese Vorgehensweise sowie nähere Angaben in Bezug auf die Hintergründe sind in Abschnitt 6.2.3 dargelegt. In der Abbildung 6.23 (rechts unten) ist der angenommene Kurvenverlauf gestrichelt dargestellt.

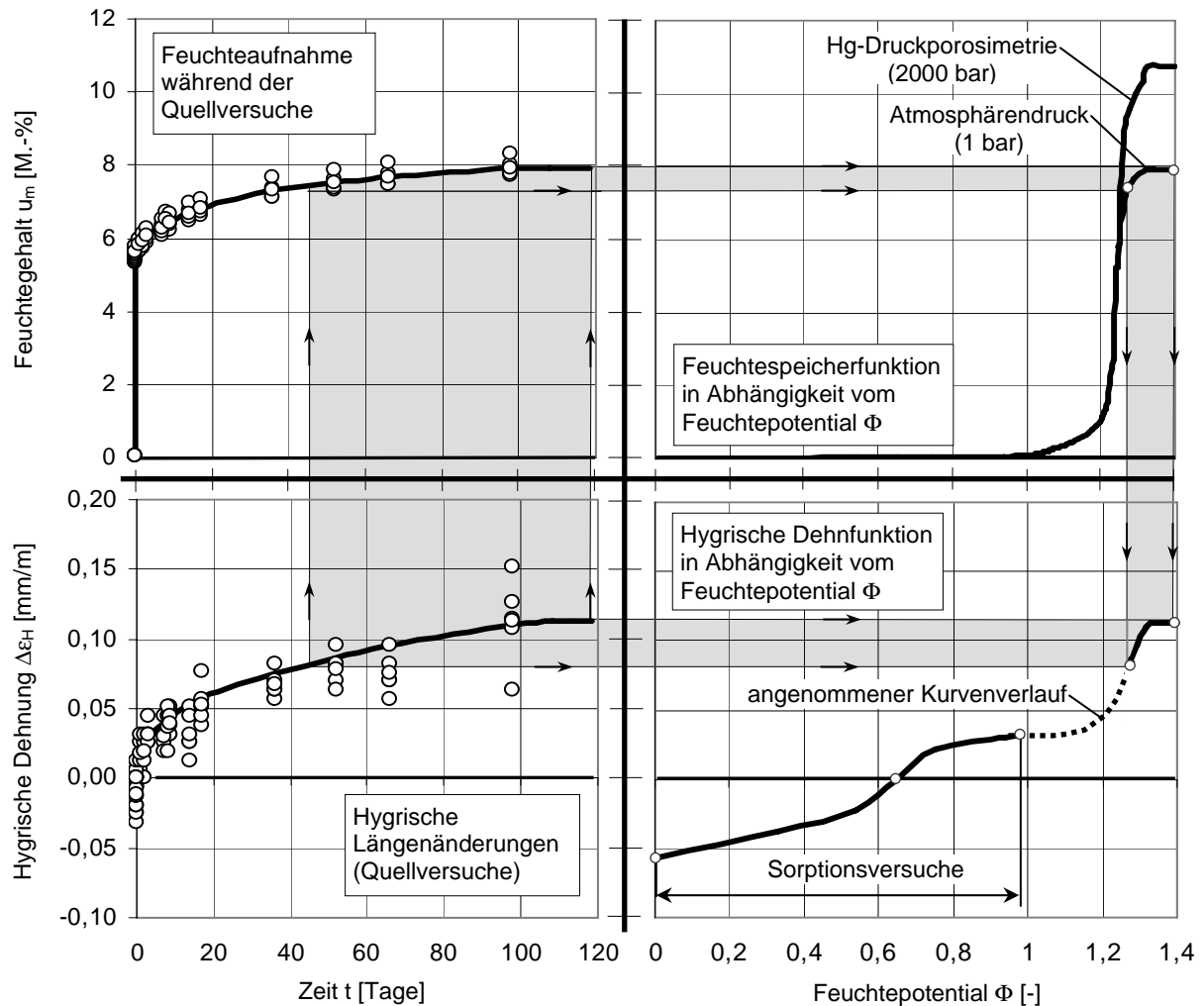


Abbildung 6.23: Vorgehensweise bei der Herleitung der hygrischen Dehnfunktion in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ :
 links unten: Messwerte der hygrischen Dehnung (Quellversuche);
 links oben: Messwerte des Feuchtegehalts während der Quellversuche;
 rechts oben: Feuchtespeicherfunktionen (2000 bar bzw. 1 bar);
 rechts unten: Überlagerte hygrische Dehnfunktion auf der Grundlage von Quell- und Sorptionsmessungen

Bei den zusätzlich in die überlagerte hygrische Dehnfunktion übertragenen Verformungsmesswerten für den überhygroskopischen Feuchtebereich handelt es sich ausschließlich um solche Messwerte, die das Verformungsverhalten im fortgeschrittenen Versuchstadium wiedergeben (d. h. $t > 40$ Tage, vgl. dazu Abbildung 6.23 links unten). Um diesen zeitabhängigen Verformungsmesswerten je-

weils ein entsprechendes Feuchtepotential zuordnen zu können, muss auf die Kurven der während der Quellversuche aufgenommenen Feuchtemenge sowie auf die Feuchtespeicherfunktion zurückgegriffen werden (siehe dazu Abbildung 6.23 links oben bzw. rechts oben). Das Vorgehen bei der Umrechnung dieser Messwerte ist in der Abbildung 6.23 gekennzeichnet. Durch die skizzierte Umrechnung können für die überlagerte hygrische Dehnfunktion im Feuchtepotentialbereich $\Phi > 1,2$ weitere Orientierungswerte aufbereitet werden, die die Festlegung eines angenommenen Kurvenverlaufs erheblich erleichtern.

Wie aus Abbildung 6.23 (rechts oben) hervorgeht, fließt in die Umrechnung der ursprünglich zeitabhängigen Verformungswerte in entsprechende feuchtepotentialabhängige Werte die Feuchtespeicherfunktion ein, die in Abschnitt 6.1.3 vorgestellt wird. Jedoch muss diese Feuchtespeicherfunktion, die auf der Grundlage der Hg-Druckporosimetrie ermittelt wird und daher das Feuchtespeichervermögen des Sandsteins unter einem Druck von etwa 2000 bar wiedergibt, auf die Feuchtespeichereigenschaften des Sandsteins bei Atmosphärendruck (1 bar) angepasst werden. Der Vergleich der Feuchtespeicherfunktion (ermittelt unter einem Druck von 2000 bar) mit der graphischen Darstellung der Feuchteaufnahme während der Unterwasserlagerung (Abbildung 6.23 links oben) gibt Aufschluss darüber, wie die Feuchtespeicherfunktion für Atmosphärendruckverhältnisse aus der gemessenen Speicherfunktion abgeleitet werden kann.

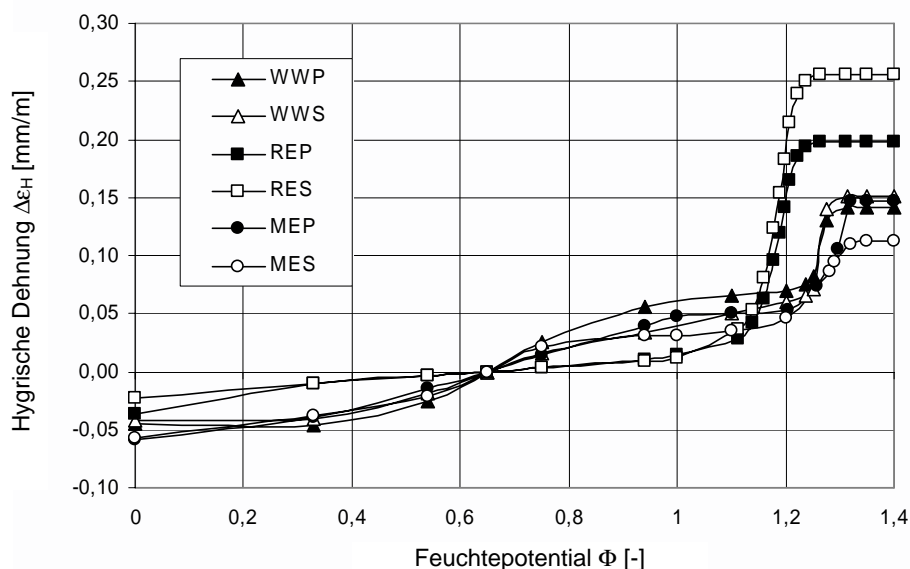


Abbildung 6.24: Überlagerte hygrische Dehnfunktionen $\Delta\varepsilon_H$ für die Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE in Abhängigkeit von der Schichtorientierung und vom Feuchtepotential Φ (bezogen auf einen Referenzwert von $\Phi = 0,65$; P = parallel zur Schichtung; S = senkrecht zur Schichtung)

Die in der Abbildung 6.23 skizzierte Vorgehensweise bei der Herleitung der überlagerten hygrischen Dehnfunktionen in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ lässt sich unter entsprechenden Voraussetzungen auch auf andere Sandsteine, ggf. sogar auf andere poröse Materialien übertragen (siehe dazu auch Abschnitt 6.2.3).

In der Abbildung 6.24 sind die feuchtepotentialabhängigen überlagerten hygrischen Dehnfunktionen für die 3 Gesteinsvarietäten ME, WW und RE dargestellt. Die Kurven, die sich auf einen Referenzwert von $\Phi = 0,65$ (entspricht 65 % rel. Luftfeuchte) beziehen, zeigen tendenziell einen einheitlichen Verlauf. Erwartungsgemäß führt eine Veränderung des Feuchtepotentials innerhalb des hygroskopischen Feuchtebereichs von $0 < \Phi \leq 1,0$ nur zu vergleichsweise geringen hygrischen Dehnungen. Demgegenüber stellen sich im überhygroskopischen Feuchtebereich $1,0 < \Phi \leq 1,4$ deutlich größere Dehnungen ein.

Mit den abgebildeten Beziehungen stehen nunmehr neben den hygrischen Transportkennwerte auch entsprechende hygrische Dehnfunktionen sowohl für den hygroskopischen als auch den überhygroskopischen Feuchtebereich bereit, die für die numerischen Analysen der hygrischen Beanspruchungen in zusammengesetzten Bauteilen aus unterschiedlichen Sandsteinen benötigt werden.

6.2.3 Diskussion

Um die gemessenen hygrischen Dehnungen in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt in der Baustoffprobe angeben zu können, muss in der gesamten Probe ein mit ihrer Umgebung ausgeglichener Feuchtezustand vorliegen. Bevor eine Messung der hygrischen Verformung durchgeführt werden kann, muss zunächst so lange abgewartet werden, bis sich im gesamten Querschnitt der Probe der Ausgleichsfeuchtegehalt eingestellt hat.

In Bezug auf die Versuche zum hygrischen Verformungsverhalten bei Unterwasserlagerung bedeutet dies, dass prinzipiell nur der Endwert der hygrischen Dehnung bzw. der Endwert der aufgenommenen Feuchtemasse für eine entsprechende Herleitung der hygrischen Dehnfunktion herangezogen werden darf. Verformungsmesswerte, die vor Erreichen eines ausgeglichenen Feuchtezustandes im Probenquerschnitt gemessen werden, geben Deformationsverhältnisse der Probe wieder, die aufgrund von Eigenspannungseffekten kein unbehindertes Verformungsverhalten repräsentieren. Diese Eigenspannungseffekte bauen sich mit zunehmender Dauer der Unterwasserlagerung allerdings allmählich ab. Es ist davon auszugehen, dass diese Eigenspannungseffekte schon vor Erreichen des Endwertes der Porensättigung bzw. der hygrischen Dehnung vernachlässigbar gering sind. In diesem Zustand nimmt die Probe nur noch langsam Feuchtigkeit auf und dementsprechend ist der Dehnungszuwachs sehr gering. Bei

grobporösen Materialien, wie den untersuchten Sandsteinen, wird ein spannungsfreier, ausgeglichener Zustand eher erreicht, als bei dichteren Materialien. Vor diesem Hintergrund erscheint es durchaus gerechtfertigt, neben dem Endwert der hygrischen Dehnung bzw. der aufgenommenen Feuchte auch noch bestimmte zusätzliche Messwerte für die Herleitung der hygrischen Dehnfunktion in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ (gemäß Abbildung 6.23 in Abschnitt 6.2.2) heranzuziehen, zumal hierfür nur solche Messwerte in Betracht kommen, die während der Endphase der Versuche ermittelt worden sind ($t > 40$ Tage). In diesem Versuchstadium liegen in den Proben ausgeglichene Feuchteverteilungen vor und die anfänglich vorhandenen Eigenspannungen haben sich bereits vollständig abgebaut.

Bemerkenswert ist im Fall der 3 Sandsteine ME, WW und RE, dass mit einer Zunahme der Dehnungen nicht schon ab einem Feuchtepotential von $\Phi = 1,0$ zu rechnen ist, wie dies beispielsweise bei Beton oder anderen Sandsteinen festgestellt werden kann, sondern erst ab einem Feuchtepotential von $\Phi = 1,1$ bzw. 1,2 (siehe dazu Abbildung 6.24). Diese Tendenz im Verformungsverhalten lässt sich anhand der außergewöhnlichen Porenstruktur dieser 3 Sandsteine erklären (siehe dazu auch Abschnitt 7.1). Die Poren besitzen in der überwiegenden Mehrzahl einen einheitlichen, vergleichsweise großen Radius. Der Porenanteil mit größeren oder kleineren Durchmessern ist eher gering. Die Sandsteine nehmen also nur dann größere Feuchtemengen in ihren Poren auf, wenn sich gerade diejenige Porenradienklasse mit Wasser füllt, die besonders stark am Gesamtporenvolumen beteiligt ist. Wie aus der Darstellung in Abbildung 6.9 hervorgeht, lässt sich dieser Radius einem Feuchtepotential von $\Phi = 1,1$ bzw. 1,2 zuordnen. Signifikante hygrische Dehnungen können sich in den Sandsteinen der Varietäten ME, WW und RE daher erst ab einem Feuchtepotential von $\Phi > 1,1$ ausbilden. Dieses Verhalten spiegeln die Kurven in Abbildung 6.24 wieder.

6.3 Numerische Umsetzung

6.3.1 Modellbildung und Berechnungsansätze

In den folgenden Abschnitten soll das Vorgehen bei der Analyse des hygrischen Verhaltens eines aus verschiedenen Materialkomponenten zusammengesetzten Mauerwerksbauteiles auf der Grundlage der vorgestellten Stoffgesetze gezeigt werden. Im Mittelpunkt stehen dabei numerische Untersuchungen des Befeuchtungs- und Austrocknungsverhaltens einer vertikalen Mauerwerkswand sowie der Beanspruchungen, die mit den hygrischen Transportvorgängen in dieser Wand einhergehen. Für die Durchführung dieser Untersuchungen wurde die Finite Element-Methode herangezogen. Um das Feuchteverhalten des Mauerwerks in der Simulation wirklichkeitsnah erfassen zu können, musste auf das FE-Programm ADINA-T [6.5] zurückgegriffen werden. Zur Berechnung der Span-

nungen bzw. der Verformungen kam das FE-Programm ADINA [6.6] zum Einsatz.

Das mit der Aufnahme und Abgabe von Feuchte im Mauerstein und Mörtel verbundene Formänderungsverhalten führt zu Spannungen, deren Höhe u. a. von den Lagerungsbedingungen abhängt. Um das Spektrum der entstehenden Spannungen zu erfassen, werden den numerischen Analysen die extremen Lagerungsbedingungen einer vollständigen Verformungsbehinderung an den Rändern des Modells (Zwängung) und die freie Verformbarkeit der Ränder (Eigenspannungen) zugrunde gelegt (Untersuchung jeweils in separaten Berechnungen).

6.3.1.1 Wahl des FE-Modells

Um die witterungsbedingte Beanspruchung des Mauerwerks numerisch nachzeichnen zu können, wurde die in der linken Darstellung von Abbildung 6.25 schraffiert dargestellte Ebene eines Mauerwerkskörpers als repräsentativer Ausschnitt des Verbundsystems von Fugemörtel und Mauerstein ausgewählt und entsprechend der rechten Darstellung in Abbildung 6.25 diskretisiert.

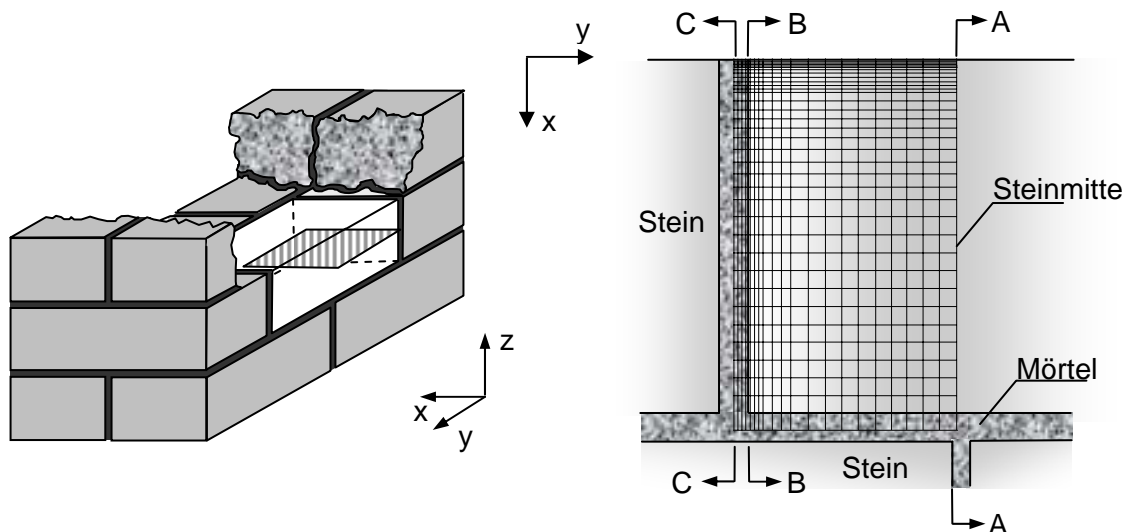


Abbildung 6.25: Betrachteter Mauerwerksbereich und diskretisiertes System

Beim dem dargestellten Bereich handelt es sich um einen oberflächennahen Ausschnitt einer horizontalen Ebene durch die Mauerwerkswand. Aufbau und Abmessungen dieses FE-Modells können der Abbildung 6.26 entnommen werden.

Das Modell des Sandsteins und der Mörtelfuge besteht zusammen aus 660 2D-Elementen á 4 Knoten. Zur Verminderung der Elementanzahl bzw. des Rechenaufwandes wurde unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften nur der halbe Stein bzw. die halbe Fuge nachgebildet (vgl. Abbildung 6.25). Bei entsprechend

festgelegten Randbedingungen eignet sich das oben dargestellte FE-Modell sowohl zur Analyse des Eigenspannungszustandes als auch zur Untersuchung der Auswirkungen einer völligen Verformungsbehinderung der beidseitig parallel verlaufenden, vertikalen Ränder (siehe Abbildung 6.26).

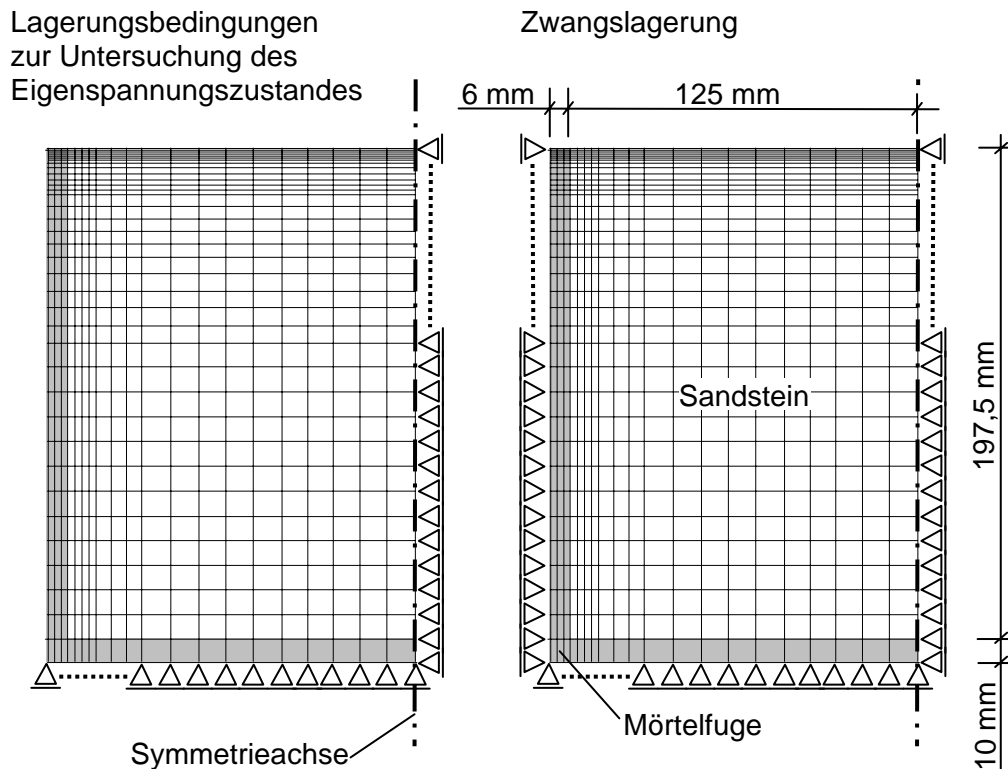


Abbildung 6.26: FE-Modelle des Mauerwerksbereichs
links: Lagerungsbedingungen zur Untersuchung des Eigenspannungszustandes;
rechts: Zwangslagerung

6.3.1.2 Berechnungsansätze für den Feuchttransport

Das Ziel der numerischen Analyse bestand in der Untersuchung horizontaler Feuchttransportvorgänge und der damit einhergehenden mechanischen Beanspruchungen im Querschnitt des diskretisierten Mauerwerksmodells gemäß Abbildung 6.25. In Abschnitt 6.1.4.3 wurde gezeigt, dass der Feuchtehaushalt poröser Baustoffe unter isothermen Verhältnissen auf der Grundlage von Gleichung (6.25) beschrieben werden kann. Durch Einführung feuchtepotentialabhängiger Transportparameter lässt sich dieses Stoffgesetz auch zur Beschreibung des Feuchtehaushalts von Bauteilen heranziehen, die sich aus verschiedenen Materialien zusammensetzen (siehe dazu Abschnitt 6.1.4.4). Wird in der Gleichung (6.31) der Schwerkrafteinfluss vernachlässigt – was hier in Anbetracht der o. g. Zielsetzung gerechtfertigt ist –, dann geht die Differentialgleichung für den Feuchttransport in die Form über, wie sie der Wärmebilanzgleichung entspricht

(vgl. dazu auch Gleichungen 6.16a/b). Gleichung (6.31) lässt sich dann wie folgt vereinfachen:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = \nabla(D_{\Phi} \nabla \Phi) \quad (6.32)$$

In ausführlicher Schreibweise ergibt sich aus Gleichung (6.32) für isotrope Feuchtetransporteigenschaften des Materials folgende Formulierung:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = D_{\Phi} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + D_{\Phi} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + D_{\Phi} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} \quad (6.33)$$

Diese partielle Differentialgleichung 2. Ordnung kann mit Hilfe numerischer Verfahren, wie z. B. dem Differenzenverfahren oder der Methode der finiten Elemente (FEM), gelöst werden. Sie bildet die Grundlage für die numerischen Berechnungen zum Feuchtetransport in Sandsteinmauerwerk, die im Rahmen dieser Arbeit vorgestellt und diskutiert werden.

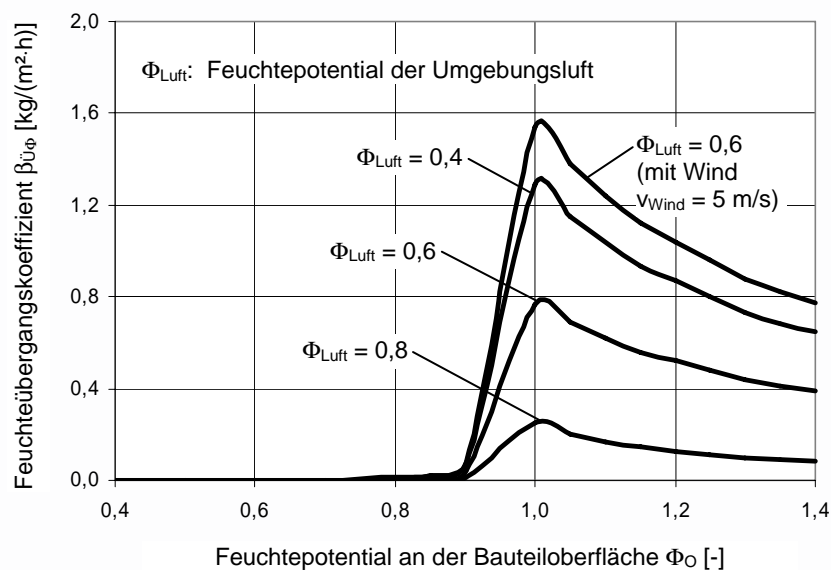


Abbildung 6.27: Feuchteübergangskoeffizient β_{Φ} in Abhängigkeit vom Feuchtepotential der Umgebungsluft Φ_{Luft} und der Bauteiloberfläche Φ_0 (in Anlehnung an [3.10])

Neben der oben dargestellten Feuchtetransportgleichung ist die Berücksichtigung des Feuchtemassenübergangs zwischen der Umgebungsluft und der Mauerwerksoberfläche erforderlich. Um auch die Feuchteübergangsparameter in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ angeben zu können, wurden entsprechende Werte aus der Literatur herangezogen [3.10]. In der Abbildung 6.27 sind die den Berechnungen zugrunde gelegten Feuchteübergangskoeffizienten β_{Φ} für

zwei verschiedene Trocknungsbedingungen in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ graphisch dargestellt.

Während die dargestellten Feuchteübergangskoeffizienten für ein Feuchtepotential der Umgebungsluft von $\Phi_{\text{Luft}} = 0,4$ bzw. $\Phi_{\text{Luft}} = 0,6$ (mit Wind; Geschwindigkeit $v_{\text{Wind}} = 5 \text{ m/s}$) sehr intensive Austrocknungsverhältnisse repräsentieren, geben die anderen Kurven für $\Phi_{\text{Luft}} = 0,8$ bzw. $\Phi_{\text{Luft}} = 0,6$ eher gemäßigte Trocknungsverhältnisse wieder. Mit diesen Koeffizienten für den Feuchtepotentialbereich von $0 < \Phi_O \leq 1,4$ können sowohl die hygroskopischen als auch die überhygroskopischen Umgebungsverhältnisse des Mauerwerks erfasst werden. Entlang einer Mauerwerksoberfläche lässt sich der Feuchtemassenübergang anhand folgender Gleichung in Abhängigkeit vom Feuchtepotential der Trocknungsoberfläche berechnen:

$$\text{Feuchtemassenübergang: } \dot{m}_{\text{Ü}\Phi} = \beta_{\text{Ü}\Phi} (\Phi_O - \Phi_{\text{Luft}}) \quad (6.34)$$

Darin bedeutet

$\beta_{\text{Ü}\Phi}$	Feuchteübergangskoeffizient [$\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$]
Φ_{Luft}	Feuchtepotential der Umgebungsluft [-]
Φ_O	Feuchtepotential der Bauteiloberfläche [-]

Bei der Berechnung des Feuchtehaushalts in Bauteilen auf der Grundlage der Gleichungen (6.33) und (6.34) handelt es sich um eine entkoppelte Analyse, da die Abhängigkeit des Feuchte transports vom Einfluss der Temperatur hierbei keine Berücksichtigung findet (siehe dazu auch Kapitel 3).

In den Kurven von Abbildung 6.27 ist mit zunehmendem Feuchtepotential erwartungsgemäß ein deutlicher Anstieg des Feuchteübergangskoeffizienten $\beta_{\text{Ü}\Phi}$ im Feuchtepotentialbereich von $0,9 \leq \Phi_O < 1,0$ zu erkennen. Mit weiter zunehmendem Feuchtepotential fällt der Feuchteübergangskoeffizient jedoch wieder ab. Dieser Effekt trägt der Tatsache Rechnung, dass der Feuchteübergang ursächlich vom Gradienten in der Wasserdampfkonzentration zwischen Umgebungsluft und Bauteiloberfläche abhängt und nicht vom Gradienten des gesamten Feuchtegehalts in der Bauteiloberfläche. Die Wasserdampfkonzentration unmittelbar an der Bauteiloberfläche entspricht im Feuchtepotentialbereich von $1,0 \leq \Phi_O < 1,4$ stets der Sättigungskonzentration. Daher ist der Feuchteübergang an realen Bauteiloberflächen in diesem Feuchtepotentialbereich konstant. Mit ansteigendem Feuchtepotential im Potentialbereich von $1,0 \leq \Phi_O < 1,4$ nimmt an der Oberfläche jedoch die Differenz $(\Phi_O - \Phi_{\text{Luft}})$ (siehe Gleichung 6.34) zu. Damit der Feuchtemassenübergang trotzdem konstant bleibt, nimmt der Übergangskoeffizient $\beta_{\text{Ü}\Phi}$ in diesem Potentialbereich entsprechend ab.

6.3.1.3 Berechnung der hygrischen Beanspruchungen

Die durch die Änderung des Feuchtegehalts ausgelösten Schwind- und Quellverformungen im Sandstein und im Mörtel $\Delta\varepsilon_H$ wurden auf der Grundlage von Gleichung (4.1) berechnet (siehe dazu auch Abschnitt 4.1.1). Durch Einführung des allgemeinen Feuchtepotentials lässt sich Gleichung (4.1) in folgender Form angeben:

$$\text{Hygrische Dehnung:} \quad \Delta\varepsilon_H = \alpha_{H\Phi} \cdot \Delta\Phi \quad (6.35)$$

Darin bedeutet $\alpha_{H\Phi}$ Hygrischer Dehnkoeffizient in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ [mm/m]

In den numerischen Analysen wurde in einer ersten Näherung ein linear-elastisches Spannungs-Dehnungsverhalten für den Mauerstein und den Mörtel angesetzt. Im Falle einer Behinderung der hygrischen Dehnungen entstehen Spannungsänderungen $\Delta\sigma_H$, die sich anhand von Gleichung (4.14) in Abschnitt 4.2.3 berechnen lassen. Es gilt dann:

$$\text{Spannungsänderung:} \quad \Delta\sigma_H = -\Delta\varepsilon_H \cdot E \quad (6.36)$$

Gerade im Falle hygrischer Beanspruchungen sind unter Umständen Kriecheffekte im Mörtel und im Sandstein zu berücksichtigen, damit die rechnerischen Spannungen nicht unrealistisch hoch ausfallen [4.6]. Daher kann für die Berechnungen nach Gleichung (6.36) bei Bedarf der so genannte "effektive E-Modul" E_{eff} (anstelle des statischen E-Moduls) herangezogen werden, der für praktische Probleme nachweislich gute Ergebnisse liefert (siehe dazu auch Abschnitt 8.4):

$$\text{Effektiver E-Modul:} \quad E_{\text{eff}} = \frac{E}{1 + 0,8 \cdot \varphi_{\text{cr}}(t)} \quad (6.37)$$

mit E Statischer E-Modul [N/mm²]
 $\varphi_{\text{cr}}(t)$ Kriechzahl [-]
 t Alter [Tage]

An dieser Stelle ist hervorzuheben, dass der E-Modul des Mörtels in ausgeprägtem Maße vom Alter des Materials abhängig ist. Daher gilt $E_{\text{Mörtel}} = E(t)$. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen dieses exemplarischen Beispiels wird zwar auf eine Berücksichtigung von Kriecheffekten nach Gleichung (6.37) verzichtet, in weitergehenden Analysen muss jedoch darauf zurückgegriffen werden (siehe Abschnitt 8.4).

Die Anwendung des Hooke'schen Gesetzes (Gleichung 6.36) hat zur Konsequenz, dass bei großen Änderungen des Feuchtegehalts und großen hygrischen

Deformationen u. U. unrealistisch hohe, die Festigkeit von Sandstein und Mörtel deutlich überschreitende Spannungen ermittelt werden. Dies ist jedoch zugunsten des geringeren Rechenaufwandes in sofern hinnehmbar, als hinsichtlich der Beantwortung der jeweils zentralen Frage, ob und unter welchen Bedingungen Risse überhaupt entstehen können bzw. welche Wahrscheinlichkeit ihr Auftreten beim Vergleich unterschiedlicher Ursachen besitzt, keine nennenswerten Einschränkungen gegeben sind.

6.3.1.4 Materialkennwerte

Den Berechnungen zur Simulation der hygrischen Transportvorgänge im Sandsteinmauerwerk wurden Materialkennwerte eines Kalkmörtels und eines tonhaltigen Sandsteins zugrunde gelegt. Zudem fanden Materialkennwerte Eingang in die Berechnungen, die das Verhalten eines vergleichsweise steifen Instandsetzungsmörtels (Kalkzementmörtel als "Füllmörtel") wiedergeben. Die dabei berücksichtigten hygrischen und mechanischen Materialkennwerte können der Tabelle 6.3 entnommen werden.

Tabelle 6.3: Zusammenstellung der verwendeten Materialkennwerte

Material	Kennwert		Quelle
Kalkmörtel	Rohdichte ρ	1900 [kg/m ³]	[3.10]
	E-Modul E	3500 [N/mm ²]	[6.7]
	Querdehnzahl ν	0,2 [-]	[4.14]
	Feuchttransportkoeffizient $D_\Phi(\Phi)$	siehe Abbildung 6.28 (links)	[3.10]
	Hygrische Dehnfunktion $\epsilon_H(\Phi)$	siehe Abbildung 6.28 (rechts)	[4.10]
Kalkzementmörtel	Rohdichte ρ	2033 [kg/m ³]	[3.10]
	E-Modul E	15000 [N/mm ²]	[6.7]
	Querdehnzahl ν	0,2 [-]	[4.14]
	Feuchttransportkoeffizient D_Φ	siehe Abbildung 6.28 (links)	[3.10]
	Hygrische Dehnfunktion $\epsilon_H(\Phi)$	siehe Abbildung 6.28 (rechts)	[4.10]
Sandstein	Rohdichte ρ	2100 [kg/m ³]	[3.10]
	E-Modul E	5000 [N/mm ²]	[4.19]
	Querdehnzahl ν	0,2 [-]	[4.14]
	Feuchttransportkoeffizient D_Φ	siehe Abbildung 6.28 (links)	[3.10]
	Hygrische Dehnfunktion $\epsilon_H(\Phi)$	siehe Abbildung 6.28 (rechts)	[2.13], [4.19]

Die Kurven der überlagerten Feuchttransportkoeffizienten D_Φ und der hygrischen Dehnfunktionen $\epsilon_H(\Phi)$ der Mauerwerksmaterialien sind in der Abbildung 6.28 dargestellt. Die Materialkennwerte, auf die hierbei zurückgegriffen wurde, gehen im Wesentlichen auf Literaturangaben (siehe dazu [2.13], [3.10], [4.10]; [4.14] und [4.19]) bzw. auf Messwerte aus [6.7] und [7.15] zurück.

Wie aus der linken Darstellung in der Abbildung 6.28 hervorgeht, handelt es sich bei dem Instandsetzungsmörtel (Füllmörtel) um einen eher dichteren Fugenfüllstoff, der sich durch einen Feuchttransportkoeffizienten auszeichnet,

dessen Kurve stets unterhalb der des Mauermörtels (Kalkmörtels) verläuft. Neben den Feuchtetransportkoeffizienten der Mörtel gibt das linke Diagramm der Abbildung 6.28 auch den Feuchtetransportkoeffizienten des Sandsteins wieder.

Im Rahmen der numerischen Analysen zum vorgestellten Berechnungsbeispiel wurden vereinfachend die Unterschiede im hygri-schen Verformungsverhalten zwischen dem Kalk- und dem Kalkzementmörtel vernachlässigt (vgl. Abbildung 6.28, rechtes Diagramm).

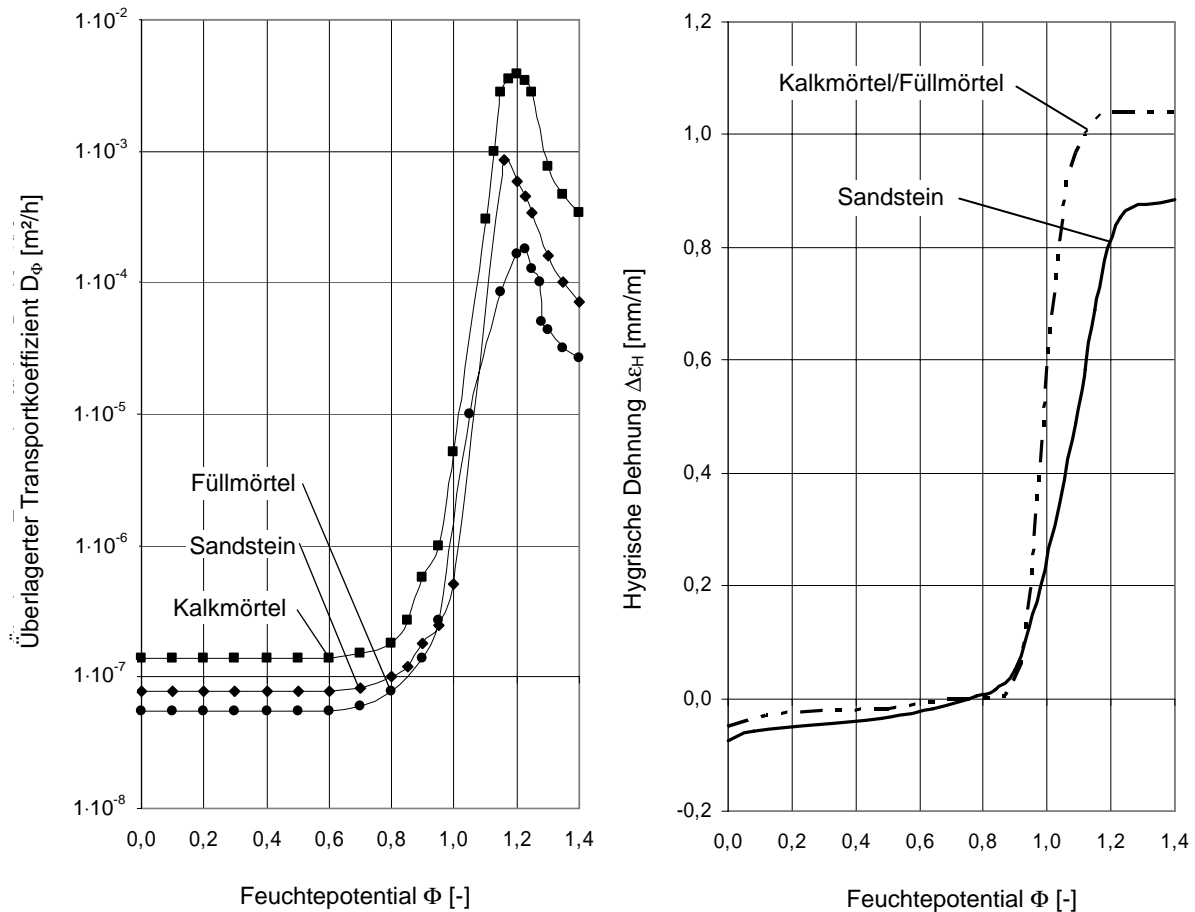


Abbildung 6.28: Hygrische Materialkennwerte der Mauerwerksmaterialien in Abhängigkeit vom Feuchtepotential Φ ;
links: Überlagerter Feuchtetransportkoeffizient D_Φ ;
rechts: Überlagerte hygri-sche Dehnfunktion $\epsilon_H(\Phi)$

Der Verlauf dieser beiden hygri-schen Dehnkurven lässt erkennen, dass sich insbesondere im Feuchtebereich $0,8 \leq \Phi_0 < 1,2$ die größten Dehnungsänderungen einstellen. Der Verlauf dieser Kurven entspricht damit tendenziell denen in der Abbildung 6.24 für die Sandsteine der Postaer bzw. Reinhardtsdorfer Sandsteine. Für die numerischen Analysen des vorgestellten Beispiels wurden jedoch gerade solche Materialien ausgewählt, die sich durch ein ausgeprägtes hygri-schen Verformungsverhalten auszeichnen. Daher liegen die hygri-schen Dehnungen des Sandsteins und des Mörtels gemäß Abbildung 6.28 (rechts) erheblich über denen der 3 untersuchten Sandsteine der Varietäten ME, WW und RE.

6.3.1.5 Beanspruchungen

Im Rahmen des hier vorgestellten Beispiels werden exemplarisch die hygrischen Vorgänge in dem gemäß Abbildung 6.25 diskretisierten Mauerwerksmodell betrachtet, die sich als Folge einer 3-stündigen Beregnung und einer anschließenden 21-stündigen Austrocknung einstellen. Daraus ergibt sich eine Abfolge hygrischer Randbedingungen, wie sie in der Abbildung 6.29 graphisch dargestellt ist.

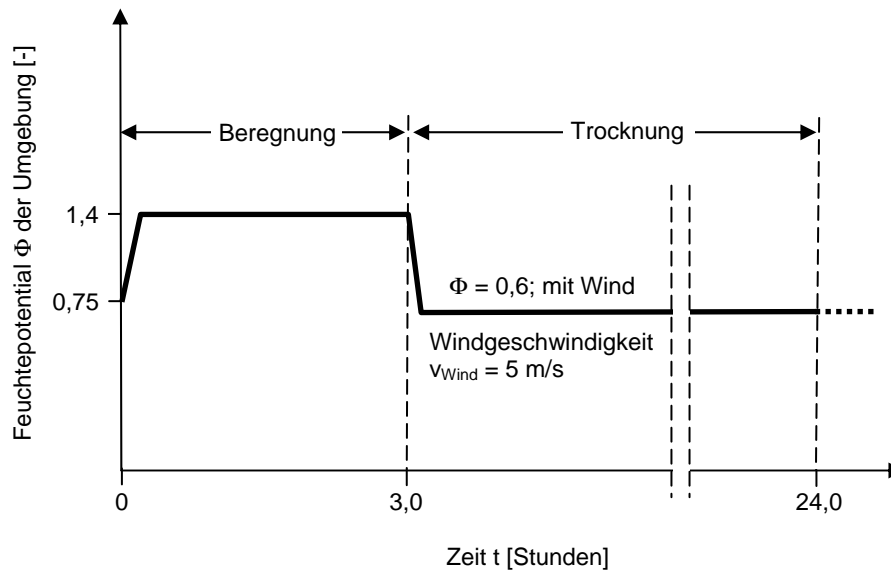


Abbildung 6.29: Hygrische Randbedingungen für die Umsetzung einer 3-stündigen Beregnung und einer anschließenden 21-stündigen Austrocknung

Bei der Umsetzung dieser hygrischen Randbedingungen wurde angenommen, dass die Mauerwerksoberfläche vor Beginn der Beregnung bereits über einen längeren Zeitraum hinweg trocknen konnte. Der Feuchtegehalt im Mauerwerk entspricht daher zum Zeitpunkt $t = 0$ einem Feuchtepotential von $\Phi = 0,75$ (gemäß Annahme). Mit dem Einsetzen der Beregnung kommt es am realen Bauwerk zur Bildung einer Wasserschicht auf der Mauerwerksoberfläche. Dadurch steigt in den wasserbenetzten Mauerwerksbereichen das Feuchtepotential auf $\Phi = 1,4$. In der anschließenden Austrocknungsphase wurde eine relative Luftfeuchte von $\varphi = 60\%$ ($\Phi = 0,6$) zugrunde gelegt. Der Feuchteübergangskoeffizient entspricht dabei dem Massenübergang bei einer Windgeschwindigkeit von $v_{\text{Wind}} = 5 \text{ m/s}$ gemäß Abbildung 6.27.

Die in der Abbildung 6.29 dargestellte Abfolge des Feuchtepotentials wurde als zeitabhängige hygrische Randbedingung nur an den Oberflächenelemente des diskretisierten Mauerwerksausschnittes (gemäß Abbildung 6.25) in Ansatz gebracht, da im Rahmen der durchgeführten numerischen Analysen ausschließlich solche Befeuchtungs- und Trocknungsvorgänge untersucht werden sollten, die von den Bauteiloberflächen ausgehen.

6.3.2 Berechnungsergebnisse

6.3.2.1 Zwängung

Da für den Beanspruchungsfall Zwängung an den Rändern des diskretisierten Mörtel-Stein-Bereichs parallel zur Oberfläche keine Verschiebung zugelassen wurden, stellt sich im Innern von Mauerstein und Fugenmörtel ein Druckspannungszustand (in Richtung der y-Achse gem. Abbildung 6.25) ein, wie er aus der rechten Darstellung von Abbildung 6.30 hervorgeht.

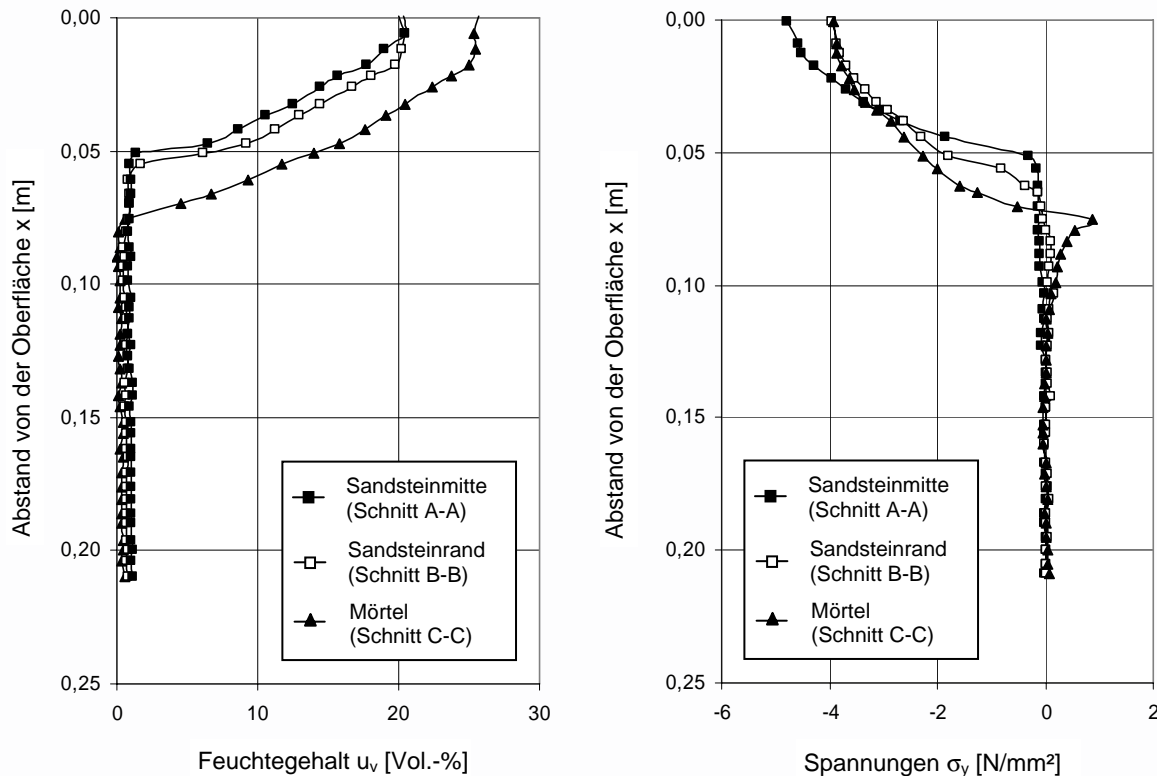


Abbildung 6.30: Feuchte- und Spannungsverteilung im Stein und Mörtel nach 3-stündiger Beregnung (Zwängung)

Hinsichtlich der Feuchtaufnahme wurde eine 3-stündige Beregnung, wie sie in den Bauwerksanalysen an den südwestlich orientierten Wandoberflächen, den Wetterseiten, häufig beobachtet werden kann, angesetzt. Die Beregnung führt dabei in Steinmitte (Schnitt A-A), im Stein 2 cm neben der Fuge (Schnitt B-B) und im Mörtel (Schnitt C-C) zu einer Feuchteverteilung, wie sie in der linken Darstellung in Abbildung 6.30 wiedergegeben ist. Die berechnete Spannungsverteilung im Mauerstein und Mörtel zeigt dabei, dass gegenüber der Steinmitte – hier herrschen nur Druckspannungen vor – im Bereich der Fuge die Druckspannungen leicht abgebaut werden. An der Feuchtefront treten hier sogar Zugspannungen auf. Schließt sich an die Befeuchtung eine Trocknungsperiode an, kann lediglich an der Oberfläche von Mauerstein und Mörtel eine vollständige Trocknung verzeichnet werden. Die zuvor befeuchteten Mauerwerksbereiche können in einem Trocknungszeitraum von 21 Stunden nur einen Teil der Feuch-

te wieder an die Umgebungsluft abführen, wie dies der linken Darstellung in Abbildung 6.31 entnommen werden kann.

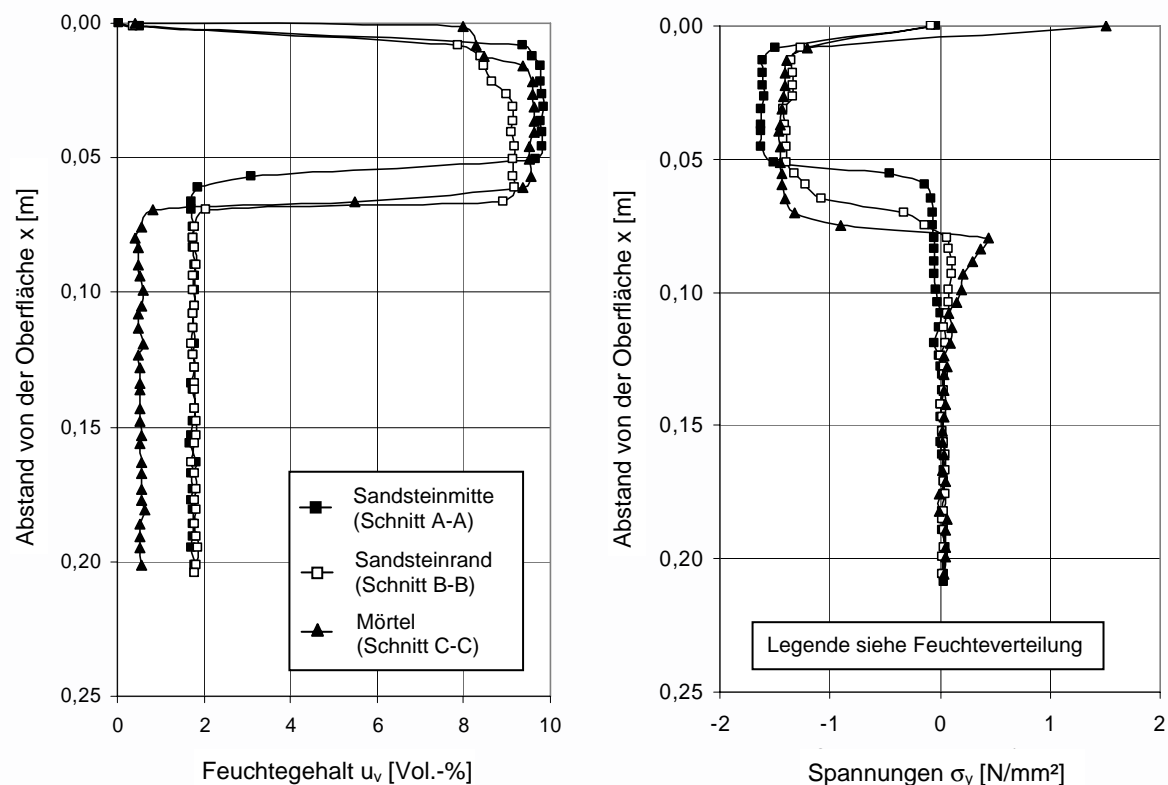


Abbildung 6.31: Feuchte- und Spannungsverteilung im Stein und Mörtel nach 21-stündiger Trocknung (Zwängung)

Entsprechend führt die Trocknung der Oberfläche zu einem Rückgang der Druckbeanspruchungen (vgl. Abbildung 6.31). Da aber aus den tiefer liegenden Mauerwerksbereichen die Feuchte nur langsam wieder abgegeben wird, bauen sich die Druckbeanspruchungen in Sandsteinmitte nur langsam infolge der Schwindvorgänge ab. Im Bereich der Fuge lässt sich jedoch während der Trocknung eine Zugbeanspruchung in Richtung der y -Achse gem. Abbildung 6.25 beobachten, die eine Schädigung des Materialgefüges verursachen kann. Die rechnerischen Spannungen nehmen dabei Werte in Größenordnungen von ca. 1,5 N/mm^2 an.

6.3.2.2 Eigenspannungen

Aufgrund des unterschiedlichen Verformungsverhaltens der Mauerwerksmaterialien sowie der mit der latenten Schädigung im Mauerwerk einhergehenden Veränderung der Randbedingungen stellen sich bei einer Feuchteänderung im realen Mauerwerk Spannungszustände ein, die sich aus der Überlagerung von Zwängungen und Eigenspannungen ergeben. Um Informationen zum Spannungszustand im diskretisierten Mauerwerksausschnitt als Folge einer Feuchteänderung zu erhalten, wurden im Rahmen der numerischen Simulatio-

nen die aus der Feuchteaufnahme und der Trocknung an einem statisch bestimmten System (gemäß Abbildung 6.26, linkes Bild) resultierenden Beanspruchungen analysiert.

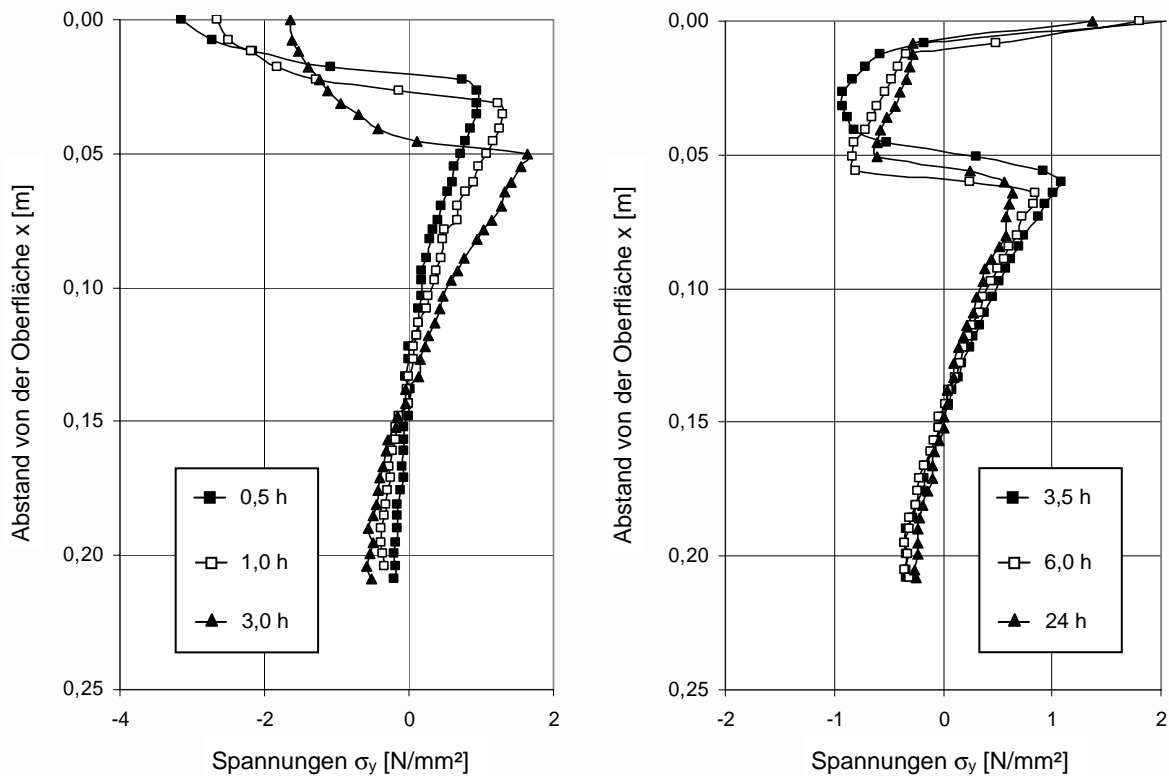


Abbildung 6.32: Eigenspannungszustand nach 3-stündiger Beregnung (links) und 21-stündiger Trocknung (rechts)

Als Ergebnis sind in der linken Darstellung von Abbildung 6.32 die sich während der 3-stündigen Beregnung in Steinmitte einstellenden Eigenspannungen (Schnitt A-A) dargestellt. Die Verhältnisse während der Trocknung sind in der rechten Bildhälfte aufgezeigt. Als Folge der Feuchteaufnahme werden im befeuchteten Stein Druckspannungen aufgebaut, wobei an der scharf abfallenden Feuchtefront ein Vorzeichenwechsel der Beanspruchung beobachtet werden kann, der sich aus der behinderten Formänderung durch die trockeneren Steinbereiche ergibt. An der Feuchtefront geht die Druckbeanspruchung in eine Zugbeanspruchung über. Die maximale Zugspannung nimmt dabei umso mehr zu, je tiefer die Feuchtefront in das Mauerwerk eindringt. Sie erreicht unter den getroffenen Annahmen eine Größenordnung, die nahe der angenommenen Materialzugfestigkeit von $\beta_Z = 2,0 \text{ N/mm}^2$ liegt.

Schließt sich an die Befeuchtung eine 21-stündige Trocknung an, stellt sich entsprechend der rechten Darstellung in Abbildung 6.32 ein Spannungszustand ein, dem ein hoher Anteil an der Schädigung der Mauerwerksmaterialien zugeordnet werden kann. So sind die oberflächennahen Mauersteinbereiche bestrebt, Schwindverformungen durchzuführen, die aber von den feuchten, tiefer gelegenen Materialbereichen behindert werden. Folglich entwickeln sich an der Mau-

erwerksoberfläche Eigenspannungen (Zug), die insbesondere zu Beginn der Trocknung aufgrund des großen Feuchtegradienten im Mauerwerk die angenommene Materialfestigkeit (von $\beta_z = 2,0 \text{ N/mm}^2$) überschreiten und damit eine Mikrorissbildung verursachen können. Allerdings muss hier einschränkend festgestellt werden, dass die unter der Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens berechneten Spannungen zu groß ausfallen. Im realen Mauerwerk führen Kriech- und Relaxationsvorgänge zu einem Spannungsabbau. Trotzdem muss mit einer allmählichen Schädigung des Materialgefüges gerechnet werden. Mit zunehmender Trocknung nimmt der Gradient der Materialfeuchte von der Oberfläche zum Mauerwerksinnern hin ab und lässt die Beanspruchung an der Mauerwerksoberfläche langsam abklingen.

6.3.2.3 Ausgewitterte Fuge

Während der Standzeit eines realen Bauwerks stellen sich an bewitterten Mauerwerksoberflächen zahlreiche Feuchtwechsel infolge Beregnung und Trocknung ein, die wie zuvor gezeigt, eine besondere Beanspruchung des Mörtels darstellen können. Aufgrund ihrer häufig geringeren Festigkeiten werden die Mörtel dann meist bis in große Mauertiefen hinein geschädigt und wittern heraus (siehe dazu Abbildung 6.33, linkes Bild).

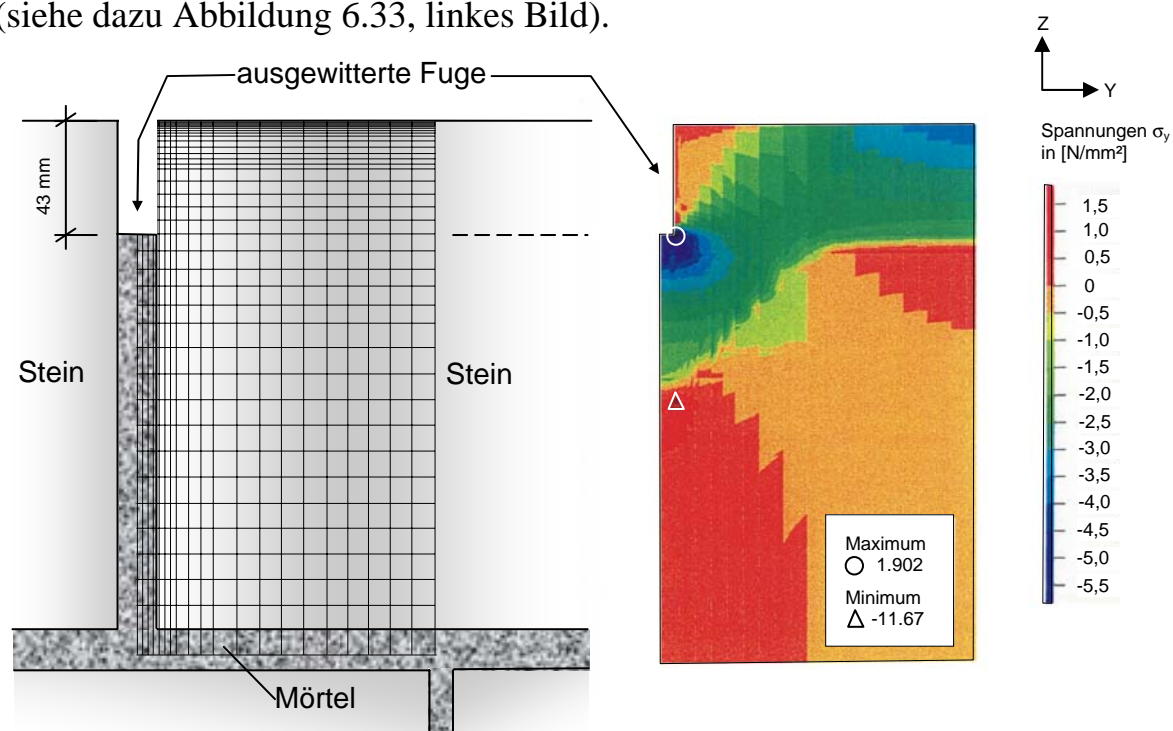


Abbildung 6.33: FE-Netz und Verteilung der Spannungen in Richtung der y-Achse nach 3-stündiger Beregnung (ausgewitterter Fugenmörtel)

Die infolge von Niederschlägen in die ausgewitterte Fuge eindringenden Feuchtemengen können dabei nicht nur über die Steinoberflächen, sondern auch über

die freiliegenden, seitlichen Steinflanken aufgenommen werden. Dadurch werden u. U. deutlich größere Feuchtemengen vom Sandstein aufgenommen, als bei intakter Mauerwerksoberfläche.

Da im Bereich der ausgewitterten Fuge die freiliegende Steinkante bei einer Befeuchtung seitlich in ihrem Formänderungsbestreben nicht behindert wird, baut sich im Mauerstein ein Spannungszustand auf, der nicht allein von der Zwängung der noch intakten Fugenbereiche sondern auch vom Eigenspannungszustand als Folge der ausgewitterten Fuge bestimmt wird. In Abbildung 6.33 sind die nach einer 3-stündigen Beregnung in den einzelnen Integrationspunkten des diskretisierten Systems berechneten Spannungen in Richtung der y -Achse in Form einer Konturdarstellung gezeigt. Entsprechend der mit der Feuchteaufnahme der Oberfläche verbundenen Quellverformungen werden Druckbeanspruchungen wirksam, die sich von der Oberfläche in Richtung des intakten Fugenmörtels hin umlagern. An der freiliegenden Steinkante kann zudem eine leichte Zugbeanspruchung festgestellt werden. In Steinmitte kann sich gegenüber der reinen Zwängung an der Feuchtefront ebenfalls eine reine Zugbeanspruchung aufbauen, wie sie bereits beim Eigenspannungszustand im Stein beobachtet werden kann.

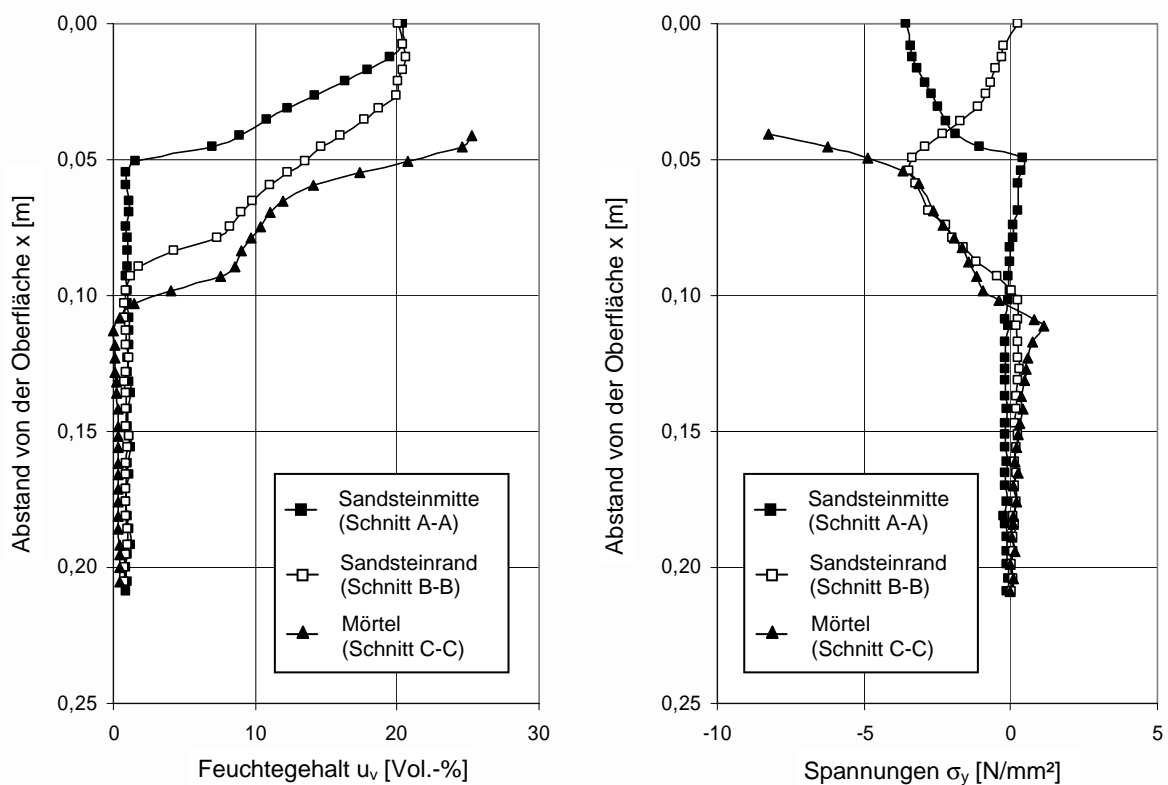


Abbildung 6.34: Feuchte- und Spannungsverteilung im Stein und Mörtel nach 3-stündiger Beregnung (ausgewitterte Fuge)

In der Abbildung 6.34 sind die sich nach einer 3-stündigen Befeuchtung in Steinmitte (Schnitt A-A), im Stein 2 cm neben der Fuge (Schnitt B-B) und im Mörtel (Schnitt C-C) einstellenden Feuchteverteilungen und die daraus resultie-

renden Spannungen σ_y einander gegenübergestellt und verdeutlichen die im Bereich der ausgewitterten Fuge auftretenden Beanspruchungen des Mörtels und des Sandsteins. Gleichmaßen führt die sich an die Feuchteaufnahme anschließende Trocknung bei einer ausgewitterten Fuge zu einer extremen Beanspruchung des Mauerwerks. Bei einer Trocknung der Oberfläche begünstigt eine ausgewitterte Fuge durch das Fehlen der seitlichen Behinderung – ähnlich wie im Eigenspannungszustand – die Entstehung von hohen Zugspannungen. Obwohl die auftretenden Spannungen durch das Kriechen bzw. die Relaxation des Steins zum Teil abgebaut werden, ist davon auszugehen, dass die Materialfestigkeit des Steins von $\beta_z = 2,0 \text{ N/mm}^2$ dabei erreicht und unter noch ungünstigen Umständen auch überschritten wird (siehe dazu Abbildung 6.34, rechts). Eine Rissbildung und damit eine Schwächung des Materialgefüges ist die Folge. Gemeinsam mit der sich aus der Befeuchtung ergebenden Beanspruchung bewirkt dies eine Schädigung des Mauerwerks im ausgewitterten Fugenbereich, die sich am Bauwerk durch eine Abrundung der Steinkanten abzeichnet.

6.3.3 Folgerungen

Die Auswertung der erhaltenen Ergebnisse hat gezeigt, dass im Fugenfüllstoff aufgrund seiner in der Regel niedrigeren Festigkeiten eher mit Rissbildung infolge Befeuchtung und Austrocknung zu rechnen ist als im verwendeten Sandstein. Daraus lässt sich folgern, dass es an realem Mauerwerk unter entsprechenden Bedingungen (Materialparameter und Randbedingungen wie in der Simulation) zunächst zu Witterungsschäden vornehmlich im Bereich der Mörtelfugen kommt. Dabei ist zu erwarten, dass sich bei fortschreitender Schädigung Mörtelstücke aus den oberflächennahen Fugenbereichen herauslösen.

Aus den vorstehenden Überlegungen wird deutlich, dass den materialtechnischen Fragen der Mörtelzusammensetzung, der notwendigen Mörtelfestigkeit, den Verformungseigenschaften und dem Feuchteverhalten des Mörtels eine große Bedeutung bei der Ausarbeitung eines Sanierungskonzepts von geschädigtem Mauerwerk zukommt, wenn dieses einer freien Bewitterung ausgesetzt ist. Mit Hilfe numerischer Studien können einerseits die Anforderungen an den Ersatzmörtel exakt definiert werden und andererseits auch Vorschläge zur geometrischen Fugengestaltung oder zum Einlegen von Fugenbändern analysiert und hinsichtlich der Auswirkungen auf das Feuchteverhalten und der daraus resultierenden Beanspruchungen des Mauerwerks bewertet werden.

Die Berechnungsergebnisse konnten dabei zeigen, dass die durch den Wechsel zwischen Befeuchtung und Austrocknung verursachten hygrischen Formänderungen eine starke Beanspruchung in den oberflächennahen Wandbereichen verursachen können. Insbesondere bei Mauerwerksoberflächen, die sich durch ausgewitterte Fugen auszeichnen, können die mit dem Quell- und Schwindbestre-

ben verbundenen Beanspruchungen einen erheblichen Substanzverlust durch Ausrundung der Steinkanten im Fugenbereich bewirken. Die durchgeführten Untersuchungen zur Klärung von Schadensursachen bei bewitterten Mauerwerksoberflächen bilden die Grundlage für die Ausarbeitung geeigneter Vorschläge zur Sanierung von stark geschädigtem Mauerwerk.

Das behandelte Beispiel zeigt die witterungsbedingte Beanspruchung von Mauerwerk auf, wie sie mit einer Feuchteänderung der Baustoffe einhergeht. In die Berechnungen fanden die in Kapitel 4 behandelten Grundlagen und Stoffgesetze zum mechanischen Verhalten der Mauerwerksmaterialien Eingang. Zudem wurden im Rahmen dieser exemplarischen Untersuchungen Stoffgesetze und Materialparameter zum Feuchtetransportverhalten sowie zum hygrischen Dehnverhalten in Ansatz gebracht, die den in den vorstehenden Abschnitten 6.1 und 6.2 hergeleiteten Kennwerten entsprechen. Die Untersuchungen im Rahmen des vorgestellten Beispiels zeigen hier jedoch nur die prinzipiellen Möglichkeiten des Vorgehens zur Entwicklung optimierter Fugenfüllstoffe auf. Die dem hier geschilderten Vorgehen zugrunde liegenden Ansätze werden im nachfolgenden Kapitel 7 verifiziert. Dieses Kapitel 7 stellt ein umfangreiches experimentell und analytisch ausgerichtetes Untersuchungsprogramm vor, in dem die vorstehend beschriebenen Möglichkeiten zur exakten Definition von Anforderungskriterien speziell auf die Mauerwerkseigenschaften abgestimmter Mörtel genutzt und im Rahmen eines konkreten Projekts baupraktisch umgesetzt worden sind. Das dabei gewählte Vorgehen entspricht dem in Abschnitt 5.3.2 vorgestellten Konzept zur Entwicklung optimierter Fugenfüllstoffe für die Instandsetzung bzw. für die Neukonstruktion von Sandsteinmauerwerk.

7 Exemplarische Umsetzung am Beispiel des Kuppelmauerwerks der Frauenkirche zu Dresden

7.1 Fugenproblematik, Zielsetzung und Vorgehen

7.1.1 Fugenproblematik

Die historische Frauenkirche zu Dresden musste seit ihrer Fertigstellung im Jahre 1743 immer wieder instand gesetzt werden. Neben den statisch-konstruktiv bedingten Risschäden traten vor allem auch oberflächige Verwitterungsschäden an den Abdeckplatten der steinsichtigen Kuppel auf [7.1]. Diese waren durch Rissbildungen und Abbrüche an den Gesteinskanten im Übergang zu den Fugen gekennzeichnet. Abbildung 7.1 zeigt auf der linken Seite eine Kuppelansicht nach Sanierungsmaßnahmen, die zwischen 1924 und 1932 durchgeführt worden sind [7.2]. Damals versuchte man die geschädigten Mauerwerksoberflächen durch Einfügen so genannter Vierungen instand zu setzen (siehe Abbildung 7.1, rechtes Bild). Die ausgebesserten Bereiche sind in dieser Darstellung durch ihre helle Färbung gut erkennbar.

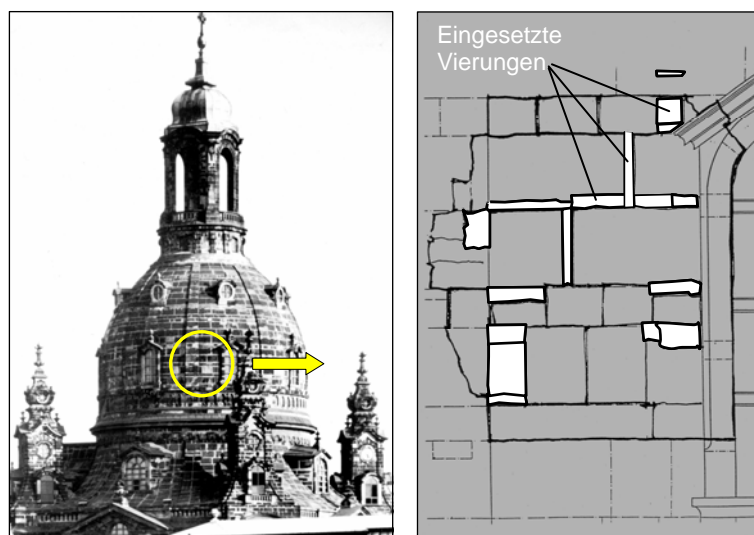


Abbildung 7.1: Instand gesetzter Kuppelbereich der historischen Frauenkirche Dresden [7.2]

Der Verwitterungsprozess, der zur Ausbildung der Kantenabbrüche führt, ist vermutlich auf hygriisch bedingte Verformungen und Spannungen, die sich im Zuge einer witterungsabhängigen Befeuchtung und Trocknung der gemauerten Steinkuppel ergeben, zurückzuführen. Verformungsunverträglichkeiten zwischen Steinen und Mörteln sowie die allmähliche Ausbildung einer vergleichsweise dichten und steifen Kruste verstärkt den Schadensfortschritt (siehe dazu auch Abschnitt 2.1.3.5). Die genauen Schadensursachen sind jedoch bis heute nicht vollständig geklärt.

Die historische Kuppel besaß einen zweischaligen Aufbau (siehe Abbildung 7.2 bzw. Abbildung 7.3, linkes Bild). Als Schutz vor den Einflüssen der Witterung

wurden in der Deckschicht – sie bildet den Abschluss des Mauerwerks nach außen – 30 cm bis 50 cm dicke Steinplatten aus sächsischem Sandstein eingebaut. Da die Konstruktion der wiedererrichteten Sandsteinkuppel weitgehend ihrem historischen Vorbild entspricht, ist zu befürchten, dass sich ohne zusätzliche Maßnahmen auch an der rekonstruierten Kuppel der Frauenkirche Verwitterungsschäden der o. g. Art einstellen.

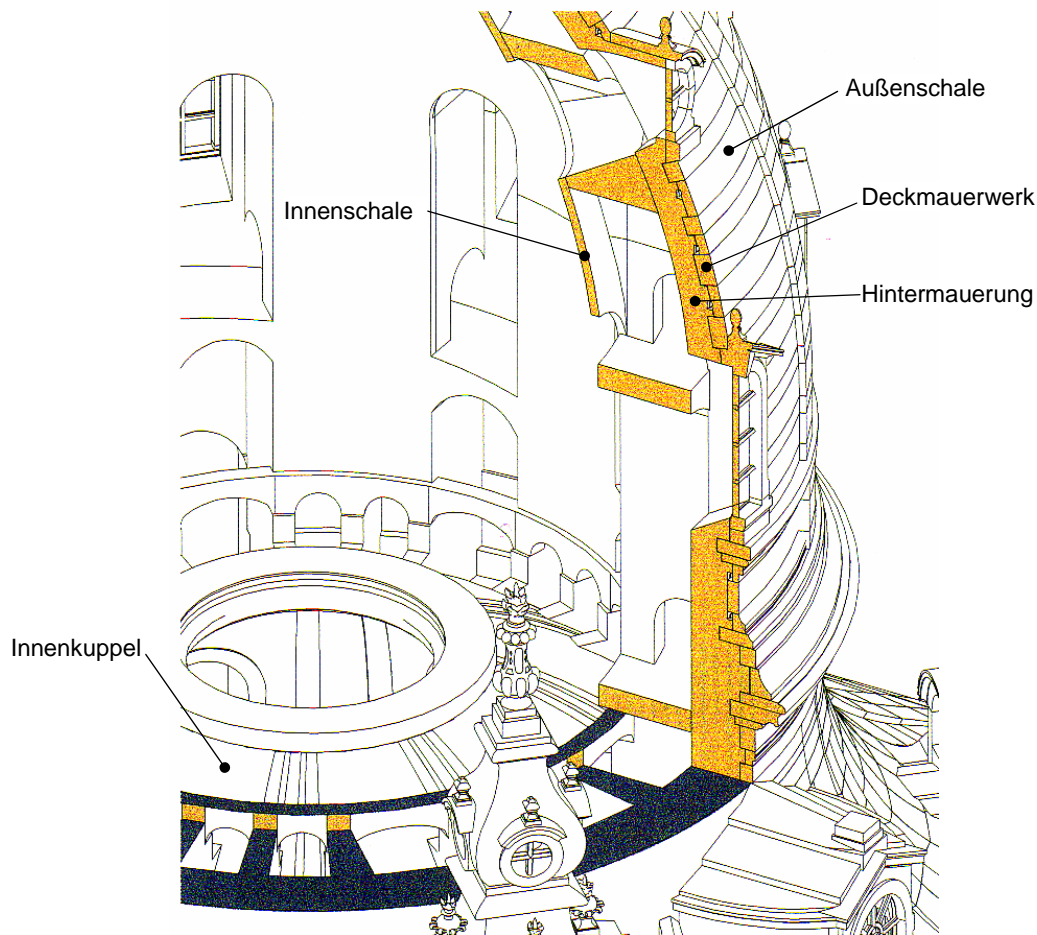


Abbildung 7.2: Aufbau der rekonstruierten Hauptkuppel (IPRO Dresden Architekten- und Ingenieurgesellschaft mbH)

7.1.2 Zielsetzung

Wie beim historischen Vorbild kommt bei der wieder aufgebauten Frauenkirche Mauerwerk aus sächsischem Sandstein zum Einsatz ([7.3], [7.4]). Um die beobachteten Verwitterungsschäden beim wieder errichteten Kuppelmauerwerk weitestgehend ausschließen zu können, mussten die für den Schädigungsprozess maßgebenden thermisch-hygrischen Beanspruchungen, insbesondere im Fugenbereich, eingehend analysiert werden (siehe dazu auch [7.5]). Diese Analysen bilden die wissenschaftliche Grundlage für die Auswahl geeigneter Mauerwerksma-

terialien und die Festlegung einer geeigneten Mauerwerksausführung, die beim Wiederaufbau der Frauenkirche eine verbesserte Dauerhaftigkeit der steinsichtigen Kuppeloberfläche gewährleisten. Sie sind Bestandteil eines umfangreichen experimentell und analytisch ausgerichteten Untersuchungsprogramms, das am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe (TH) bearbeitet wurde [7.6].

Zu den wesentlichen Zielen dieses Untersuchungsprogramms gehörte die Auswahl dauerhafter Sandsteinvarietäten. Darauf aufbauend waren unter Berücksichtigung der Eigenschaften der ausgewählten Sandsteine Anforderungskriterien an den Fugenfüllstoff abzuleiten und geeignete, d. h. dauerhaft feste und beständige Fugenmörtel zu entwickeln, die im gegenseitigen Verbund mit dem Sandstein positive Eigenschaften in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Werksteinfassade besitzen.

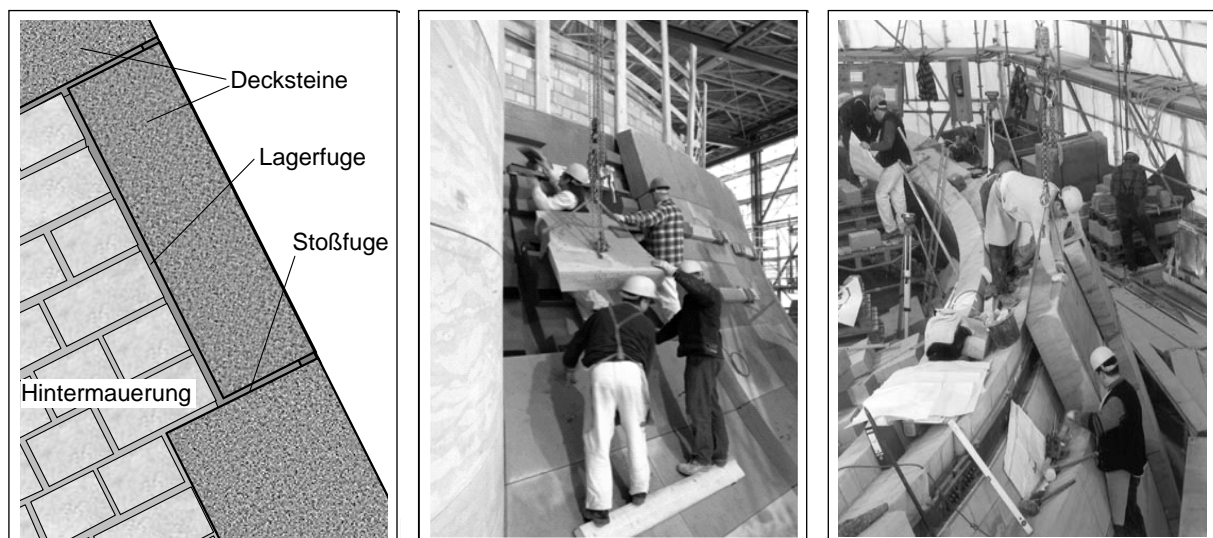


Abbildung 7.3: Querschnittsaufbau der Kuppelaußenschale (links) und Ver-setztechnik (Mitte und rechts)

Es ist hervorzuheben, dass es sich bei den am Kuppelmauerwerk zu erwartenden Witterungseinflüssen um ausgesprochen intensive Klimaeinwirkungen handelt. Daher sind an den im Bereich der Decksteinplatten zum Einsatz kommenden Fugenfüllstoff im Hinblick auf eine ausreichende Dauerhaftigkeit des Stein-Mörtel-Stein-Verbundes besonders hohe Anforderungen zu stellen, die über das bei herkömmlichen Mörteln übliche Maß hinausgehen. Im Weiteren waren bei der Mörtelentwicklung bauwerksspezifische Gesichtspunkte zu berücksichtigen. Dazu gehören im Wesentlichen Aspekte, die mit dem Ver-setzen der Decksteinplatten auf die zuvor errichtete Hintermauerung der Kuppelschale verbunden sind (siehe Abbildung 7.3, rechtes Bild). Diese Art des Ver-setzens erfordert den Einsatz eines Vergussmörtels mit besonderen Fließeigenschaften zum nachträglichen Verfüllen der vergleichsweise schmalen Fuge zwischen Deckplatte und

Hintermauerung. Nach dem Vergießen müssen die Fugen der Kuppeldecksicht durch Einbringen eines Verfugmörtels nach außen hin verschlossen werden. Daher sind die o. g. Anforderungen in Bezug auf die Mörtel Eigenschaften sowohl an den Verfug- als auch an den Vergussmörtel zu richten.

7.1.3 Vorgehen

Das Vorgehen bei der Optimierung der Mauerwerksdauerhaftigkeit für die Kuppel der Frauenkirche Dresden entspricht im Prinzip dem in Abschnitt 5.3 dargestellten allgemeinen Konzept. Bei der Umsetzung dieses Konzepts auf die spezielle Problematik des Wiederaufbaus der Frauenkirche ergab sich die Notwendigkeit, das Vorgehen in verschiedenen Punkten zu variieren bzw. zu ergänzen. Das Grundprinzip dieses Konzepts, das in der Abbildung 7.4 der Übersichtlichkeit halber noch einmal dargestellt ist, wurde jedoch beibehalten. Die nachfolgenden Abschnitte fassen die Vorgehensweise bei der Bearbeitung des Untersuchungsprogramms in den wesentlichen Punkten zusammen.

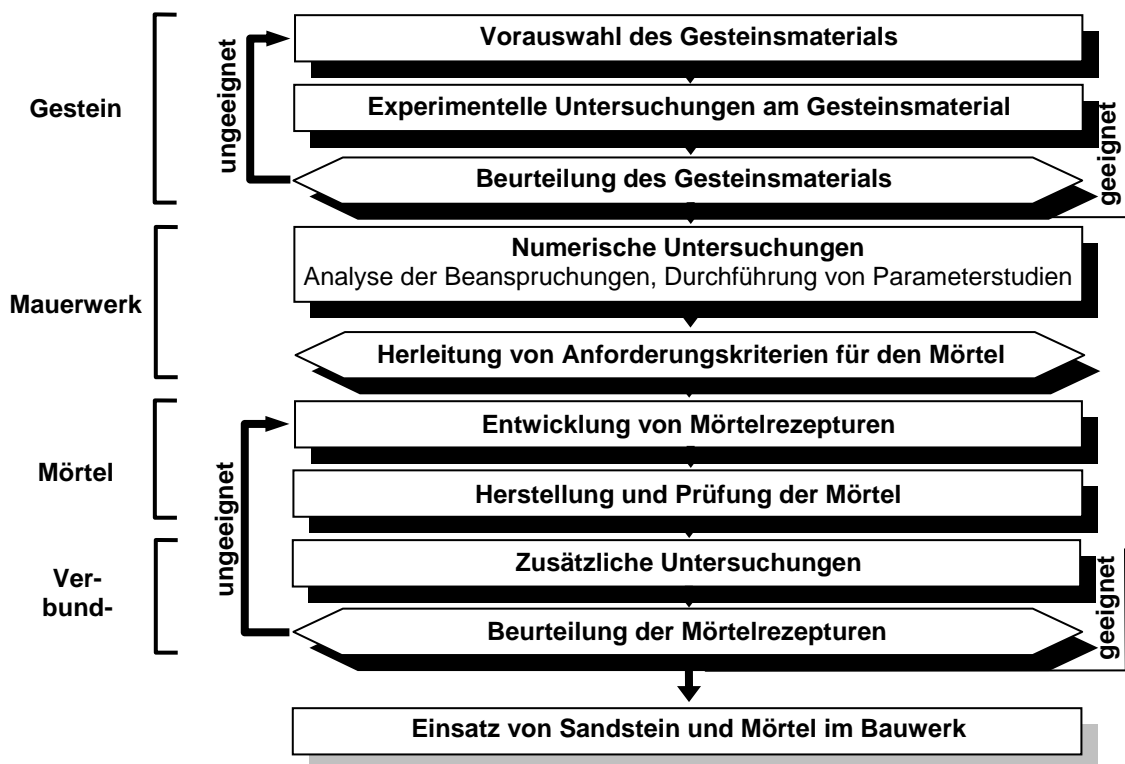


Abbildung 7.4: Vorgehen bei der Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinen und Mörteln für die Kuppel der Frauenkirche Dresden

Auf der Grundlage der Ergebnisse von Voruntersuchungen an 2 Alt- und 4 Neusteinvaretäten, die vom Institut für Geotechnik der TU Dresden bzw. an der MPA Dresden durchgeführt wurden, ließ sich die Anzahl der für den Einsatz in

der Kuppelaußenschale in Betracht kommenden Sandsteine eingrenzen. Neben Erfahrungswerten hinsichtlich des allgemeinen Dauerhaftigkeitsverhaltens der Natursteine in bestehenden Bauwerken fanden dabei als Beurteilungskriterien u. a. auch denkmalpflegerische und architektonische Gesichtspunkte wie die Färbung und Patinierung sowie Aspekte der Ressourcenschonung des Natursteinmaterials Berücksichtigung.

Nach Abschluss der Voruntersuchungen wurde zunächst davon ausgegangen, dass für den Einsatz in der Kuppel der Frauenkirche nur eine der beiden Postaer Sandsteinvarietäten Mühlleite, Eisenhaltige Bank und Wehlen, Weiße Bank in Frage kommt. Von diesen zwei Varietäten sollte im Rahmen umfangreicher experimenteller Untersuchungen an der Universität Karlsruhe (TH) der geeignetste Sandstein für die Verwendung in der Kuppel der Frauenkirche zu Dresden ausgewählt werden. Diese experimentellen Untersuchungen am Gesteinsmaterial umfassten neben der Bestimmung allgemeiner Materialkennwerte die Ermittlung der thermisch-hygrischen sowie der mechanischen Eigenschaften der Natursteine. Einen weiteren wesentlichen Bestandteil des Versuchsprogramms stellen Dauerhaftigkeitsuntersuchungen an den Sandsteinen dar.

Nach eingehenden Untersuchungen stellte sich heraus, dass eine Verwendung der o. g. Postaer Sandsteine in der Deckschicht und der Hintermauerung der Kuppel der Frauenkirche ohne zusätzliche Abdichtung möglicherweise zu einer starken Durchfeuchtung des Kuppelquerschnitts führen könnte. In zusätzlichen Untersuchungen, die ursprünglich nicht vorgesehen waren, sollte daher geklärt werden, ob durch die Verwendung des Reinhardtsdorfer Sandsteins in der Hintermauerung der Kuppel eine Verbesserung des feuchtetechnischen Verhaltens bzw. der Dauerhaftigkeit der Kuppelkonstruktion erzielt werden kann. Das ursprüngliche Versuchsprogramm wurde daraufhin um verschiedene experimentelle Untersuchungen am Reinhardtsdorfer Sandstein erweitert. Nach Abschluss der Untersuchungen am Gesteinsmaterial wurden die Sandsteine der Varietäten Mühlleite, Eisenhaltige Bank für die Kuppeldeckschicht und Reinhardtsdorf auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse für die Hintermauerung der Hauptkuppel ausgewählt. Über die Untersuchungen am Gesteinmaterial wird in Abschnitt 7.2 ausführlich berichtet.

Die Materialkennwerte der ausgewählten Sandsteine fanden in die numerischen Untersuchungen Eingang, die im Abschnitt 7.3 dieser Arbeit vorgestellt und diskutiert werden. Anhand dieser numerischen Analysen wurden die Größenordnungen der im realen Mauerwerk zu erwartenden Spannungen abgeschätzt, die mit den wechselnden Befeuchtungs- und Trocknungsvorgänge in der Kuppeldeckschicht der Frauenkirche einhergehen und die ggf. zur Rissbildung führen können. Zudem ließen sich auf der Grundlage der numerischen Untersuchungen kritische Beanspruchungszustände aufzeigen, die wichtige Rückschlüsse auf die Dauerhaftigkeit der Kuppel zulassen.

Als wichtigstes Ergebnis der numerischen Untersuchungen, konnten diejenigen Kennwerte des Fugenmörtels identifiziert werden, die sich prinzipiell als Steuerparameter bei der Einflussnahme auf die rechnerisch simulierten Rissbildungsprozesse eignen. Diese Erkenntnisse bildeten die Grundlage bei der Herleitung von Anforderungskriterien für die Fugenmörtel, durch die die Gefahr einer ggf. im realen Kuppelmauerwerk auftretenden Rissbildung begrenzt wird. Die Anforderungskriterien für die Mörtel entsprechen im Prinzip den Grenzwerten, für die sich in den numerischen Berechnungen gerade noch unkritische Spannungszustände im Mauerwerk einstellen. Spannungszustände wurden dabei als unkritisch bewertet, wenn die rechnerisch ermittelten Spannungswerte unterhalb der experimentell bestimmten Zugfestigkeit der Mauerwerksmaterialien bzw. der Haftzugfestigkeit des Verbundes lagen.

Im Rahmen umfangreicher Mischserien wurde versucht, die Anforderungskriterien in entsprechende Mörtelrezepturen umzusetzen. Das Ziel dieser Vorgehensweise bestand darin, sowohl Verguss- als auch Verfugmörtel zu entwickeln, deren Materialkennwerte den Sollwerten möglichst weitgehend entsprechen. Das Untersuchungsprogramm umfasste daher neben der Mörtelentwicklung und -herstellung auch die Mörtelprüfung. Das dabei zugrunde gelegte Konzept sah vor, die Mörteloptimierung solange fortzusetzen, bis befriedigende Ergebnisse bei der Annäherung der Mörtelkennwerte an die selbst gesetzten Vorgaben erreicht werden konnten. Sowohl die Mörtelentwicklung als auch die Mörtelprüfung werden in Abschnitt 7.4 behandelt.

Ursprünglich waren keine Untersuchungen zum Ausblühverhalten der Mörtel vorgesehen. Im Verlauf der Mörtelprüfungen ergaben sich jedoch entsprechende Verdachtsmomente, die eine eingehendere Untersuchung der Ausblühneigung als ratsam erscheinen ließen. Die daraufhin eingeleiteten zusätzlichen Analysen zeigten, dass bei Einsatz der bis dahin verwendeten Mörtelmaterialien sowohl bei den Verguss- als auch bei den Verfugmörtelrezepturen mit Ausblühungen gerechnet werden muss. Daraufhin wurden verschiedene Mörtelkomponenten gegen neue Materialien ausgetauscht und die Mörtelversuche bzw. die Prüfungen an Proben mit diesen zusätzlichen Komponenten wiederholt.

Als letzten Hauptbestandteil umfasste das Untersuchungsprogramm die eingehende Prüfung der optimierten Mörtel auf ihre Eignung als Fugenfüllstoff für den Einsatz in der Kuppel der Frauenkirche mittels verschiedener standardisierter Verfahren sowie im Besonderen anhand von Untersuchungen an speziellen Verbundkörpern. Hierbei sollten unter anderem die Dauerhaftigkeitseigenschaften der Sandsteine und der Mörtel unter besonderer Berücksichtigung der mechanisch-hygrischen Verhältnisse im Fugenbereich sowie die Verbundeigenschaften zwischen dem Sandstein und den jeweils verwendeten Mörteln analysiert werden. Diese Untersuchungen sind Gegenstand von Abschnitt 7.6 der vorliegenden Arbeit.

Nach Abschluss der hier vorgestellten Untersuchungen an der Universität Karlsruhe wurden die ausgewählten Sandsteine und die entwickelten Mörtel in einem repräsentativen Großversuch (im Maßstab 1:1) in einer Klimakammer an der Technischen Universität Dresden noch einmal unter kombinierten Temperatur- und Feuchtebeanspruchungen eingehend beprobt [7.5]. Durch diese Untersuchungen konnten u. a. die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse zur Dauerhaftigkeit bestätigt werden.

7.2 Experimentelle Untersuchungen am Sandsteinmaterial

7.2.1 Probenmaterial

Die beiden Postaer Gesteinsvarietäten Mühlleite und Wehlen sind beige bis hellbraun gefärbt und besitzen ungleichmäßig verteilt auftretende Eisenbänderungen, die optisch durch ihre etwas dunklere Farbe erkennbar sind. Das Steinmaterial der Varietät Wehlen, Weiße Bank (WW) besitzt im Gegensatz zur Varietät Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ME) ungleichmäßig verteilte Toneinschlüsse, während sich die Varietät ME optisch von der Varietät WW durch die ebenfalls ungleichmäßig und zum Teil gehäuft auftretenden dunkelbraunen Eisenoxidflecken unterscheidet (vgl. [7.7]).

Beim Reinhardtsdorfer Sandstein (RE) handelt es sich um einen hellgrau gefärbten, feinkörnigen Naturstein mit ungleichmäßig verteilten, kleinen Hohlräumen (Durchmesser ca. 1 mm bis 5 mm). Er unterscheidet sich durch sehr feine, zum Teil runde, hellgelbe Verfärbungen deutlich von den Sandsteinen der Postaer Varietäten. Braune Eisenbänder oder Eisenoxidflecken, wie sie in den Gesteinen der Postaer Varietäten vorhanden sind, konnten an den Probekörpern des Reinhardtsdorfer Sandsteins nicht festgestellt werden.

Im Weiteren wurde Altsteinmaterial der historischen Frauenkirche untersucht. Der Ort, an dem das Gestein gebrochen wurde, ist unbekannt. Bei den Altsteinblöcken handelte es sich um 3 Sandsteinwürfel, die jeweils eine patinierte Steinfläche aufwiesen. Die unpatinierten Altsteinoberflächen sind beige bis hellbraun gefärbt und besitzen ungleichmäßig verteilt auftretende, dünne braune Bänderungen, während die patinierten Steinflächen an ihrer dunkelgrauen Verfärbung erkennbar sind. Die dünnen braunen Bänderungen verlaufen dabei senkrecht zur patinierten Würfelfläche. Die Dicke der verfärbten Schicht beträgt ca. 1 mm. Im Gegensatz zum angelieferten Probenmaterial des Reinhardtsdorfer Sandsteins war an den Altsteinblöcken der Verlauf der Schichtorientierung weder markiert noch optisch eindeutig erkennbar.

7.2.2 Experimentelle Untersuchungen

7.2.2.1 Allgemeine materialkundliche Untersuchungen

Dichte und Wasseraufnahmeverhalten

Die Bestimmung der Dichte und der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck erfolgte in Anlehnung an DIN 52102 [7.8] bzw. DIN 51056 [7.9]. Folgende Massen waren zur Bestimmung der Kennwerte zu ermitteln: Masse der trockenen Proben (m_1), Masse der Proben unter Wasser (Tauchgewicht, m_3) und Masse der nassen Proben nach Erreichen der Massenkonstanz (m_2). Trockenrohddichte, Gesamtporosität Ψ (siehe dazu auch Abschnitt "Porosität und Porengrößenverteilung"), Reindichte und Wasseraufnahme lassen sich nach folgenden Formeln berechnen:

$$\text{Trockenrohddichte} \quad \rho_{\text{roh}} = \frac{m_1}{m_2 - m_3} \quad [\text{kg/dm}^3] \quad (7.1)$$

$$\text{Gesamtporosität} \quad \Psi_{\text{ges}} = \frac{m_2 - m_1}{m_2 - m_3} \quad [-] \quad (7.2)$$

$$\text{Reindichte} \quad \rho_{\text{rein}} = \frac{\rho_{\text{roh}}}{1 - \Psi_{\text{ges}}} \quad [\text{kg/dm}^3] \quad (7.3)$$

$$\text{Wasseraufnahme} \quad u_m = \frac{m_2 - m_1}{m_1} \cdot 100 \quad [-] \quad (7.4)$$

Zusätzlich zu den oben genannten Kennwerten ist die Roh- und Reindichte sowie die Gesamtporosität unter Verwendung einer Masse m_4 anstelle von m_3 berechnet worden. Dabei entspricht die Masse m_4 dem Gewicht einer nassen Probe nach einer Wasseraufnahme unter einem Druck von 150 bar in Anlehnung an DIN 52103 [7.10]. Hierzu wurden Proben für 24 Stunden unter Wasser bei 150 bar Überdruck gelagert. Das Verhältnis von Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck zur Wasseraufnahme unter einem Druck von 150 bar wird als Sättigungswert S (dimensionslos) bezeichnet [7.10]:

$$\text{Sättigungswert} \quad S = \frac{m_3}{m_4} \quad [-] \quad (7.5)$$

In Tabelle A6 der Anlage 6 sind die Mittelwerte aller nach o. a. Formeln berechneten Kenngrößen aus Messungen an jeweils 5 Proben pro Steinvarietät eingetragen.

Zusätzlich zu den oben beschriebenen Kennwerten wurde der Wasseraufnahmekoeffizient der drei bruchfrischen Sandsteinvarietäten in Anlehnung an DIN 52617 [6.3] anhand von jeweils 10 Prismen pro Varietät und Schichtorientierung (Abmessung $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$) bestimmt (siehe dazu auch Abschnitt 6.1.4.2).

Die Versuchsdurchführung an den Altsteinen erfolgte in ähnlicher Weise wie bei den Untersuchungen an den Postaer Sandsteinen, jedoch sind anstelle der Prismen ($40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$) die aus den Bohrkernen hergestellten Zylinder ($\varnothing = 50 \text{ mm}$, $l = 100 \text{ mm}$) verwendet worden. Um den Einfluss der Patina auf die kapillare Wasseraufnahme zu untersuchen, wurde das Saugverhalten der Altsteine an jeweils 3 unpatinierten und 3 patinierten Proben analysiert. Dabei erfolgte die Wasseraufnahme jeweils durch die unversiegelte, unpatinierte bzw. patinierte Stirnfläche des Zylinders.

Vor Beginn der Versuche musste jeder der zuvor getrockneten Probekörper vermessen werden. Um an jedem Prisma eine definierte Saugfläche festzulegen, war das Versiegeln der 4 Mantelflächen mit Latex erforderlich. Die Sandsteinprismen wurden mit einer der beiden unversiegelten Stirnflächen nach unten 1 - 2 mm tief in ein Wasserbad mit einer Temperatur von $20 \text{ }^\circ\text{C}$ eingetaucht. Während der Versuchsdurchführung konnte die Feuchtigkeit somit ausschließlich über jeweils eine dieser Saugflächen aufgenommen werden. Die Massenermittlung erfolgte durch Wägung zunächst vor dem Eintauchen und danach in festgelegten Zeitintervallen. Aus der Gewichtsveränderung konnte die Wasseraufnahme der Proben bezogen auf die jeweilige Saugfläche bestimmt werden. Der Versuche wurden spätestens nach 70 Tagen beendet.

Wird die flächenbezogene Wasseraufnahme in einem Diagramm in Abhängigkeit von der Zeit t aufgetragen (\sqrt{t} -Maßstab, t in [h], siehe Abbildungen A2a bis A2d in Anlage 9), dann lässt sich der Wasseraufnahmekoeffizient als Steigung der zu Beginn annähernd linear ansteigenden Kurve ablesen. Dieser Kurvenabschnitt beschreibt die Wasseraufnahme durch das Aufsteigen der Flüssigkeitsmenisken in den Poren. Erreichen die Flüssigkeitsmenisken die Probenoberseite, nimmt die Steigung der Kurve erheblich ab und eine weitere Massenzunahme erfolgt nur noch sehr langsam.

Neben den Kurven der kapillaren Wasseraufnahme, die in der Anlage 9 dargestellt sind, können die zugehörigen Wasseraufnahmekoeffizienten der untersuchten Sandsteinproben der Tabelle A6 in Anlage 6 entnommen werden (Mittelwerte).

Kapillare Feuchtetransporteigenschaften

Um die kapillare Flüssigkeitsbewegung und die sich daraus ergebende zeitliche Veränderung des Feuchtezustands im Baustoffinnern zu beschreiben, ist die Kenntnis des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten $D_{u,v L}$ erforderlich, der sich durch eine ausgeprägte Abhängigkeit von der lokalen Feuchtekonzentration auszeichnet (siehe dazu Abschnitt 6.1.4.2). Experimentell kann der kapillare Flüssigkeitsleitkoeffizient mit Hilfe der in Abbildung 7.5 dargestellten NMR-Messeinrichtung bestimmt werden. Zudem ist das Vorgehen bei Ableitung des kapillaren Feuchteleitkoeffizienten auf der Grundlage der NMR-Spektroskopie in Abbildung 6.15 skizziert und wird in Abschnitt 6.1.4.2 ausführlich erläutert.

Messprinzip der NMR-Spektroskopie:

Für die Kerne der in einem Molekül gebundenen Wasserstoffatome gibt es im Magnetfeld zwei verschiedene Einstellungsmöglichkeiten: eine energiereichere und eine energieärmere. Durch Zufuhr von Energie können die in der energieärmeren Stellung befindlichen Atomkerne in die energiereichere Stellung übergehen und anschließend unter Abgabe dieser Energie wieder in die energieärmere Stellung zurückkehren. Die Energiezufuhr erfolgt durch Einwirkung elektromagnetischer Strahlung. Die Kerne nehmen diese Energie nur dann auf, wenn sie zur Überführung in den energiereicheren Zustand gerade ausreicht. Diese Überführung wird mit Kernresonanz (engl.: nuclear magnetic resonance) bezeichnet.

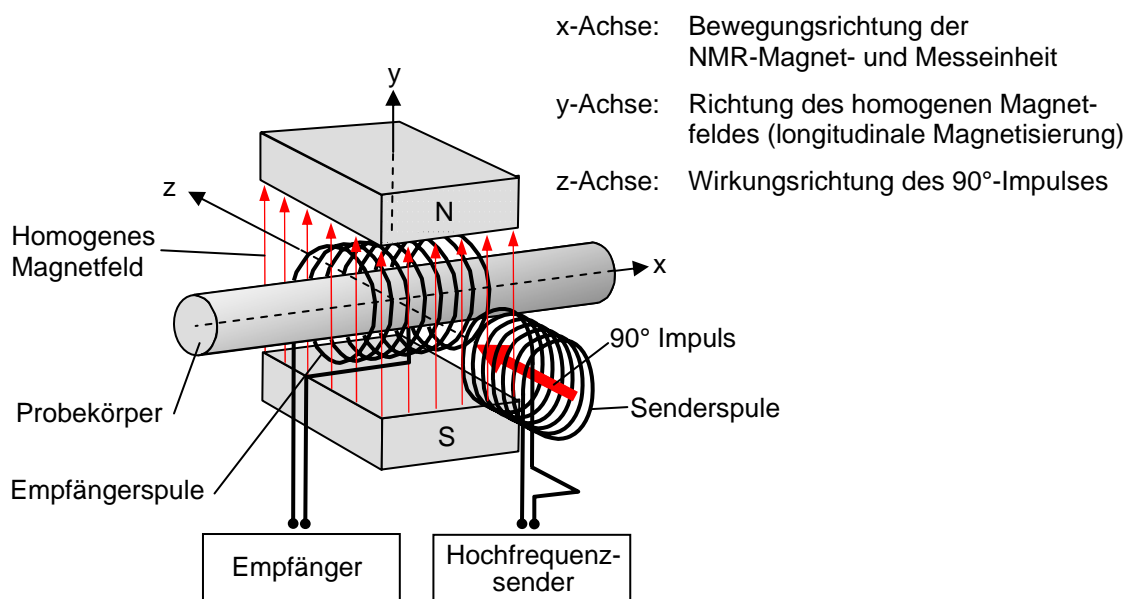


Abbildung 7.5: Aufbau und Wirkungsprinzip der NMR-Magnet- und Messeinheit (Schema in Anlehnung an [7.11])

Voraussetzung für die Durchführung von Kernresonanzmessungen ist ein permanentes magnetisches Moment der Atomkerne. Verursacht wird ein solches Magnetfeld durch den Kernspin, d. h. durch eine Drehbewegung der Atomkerne um ihre eigene Achse. Die Richtung des Magnetfeldes wird durch die Drehrichtung (Spinrichtung) des Wasserstoffkerns bestimmt. In der H-NMR-Spektroskopie bringt man die zu analysierende Substanz (Probe) in ein statisches Magnetfeld. Dadurch erhält ein um seine Achse rotierender Wasserstoffkern einen Anstoß und führt eine "torkelnde" Drehbewegung (Präzessionsbewegung) aus. Für diese Bewegung gibt es zwei bevorzugte Richtungen: der Rotationsvektor zeigt in die Richtung des Magnetfeldes oder in die entgegengesetzte Richtung. Die Präzessionsbewegung in Richtung des äußeren Magnetfeldes ist energieärmer und damit wahrscheinlicher als die andere. Daher befinden sich normalerweise mehr Wasserstoffkerne im energieärmeren als im energiereicheren Zustand. Die Resultierende aus den Feldstärken aller Elementarmagneten besitzt daher in Richtung des äußeren Feldes (energieärmeres Niveau) einen größeren Wert als entgegengesetzt. Daraus ergibt sich ein nach außen wirksames, dem äußeren Feld gleichgerichtetes Magnetfeld der Probe. Dieses Phänomen bezeichnet man als longitudinale Magnetisierung.

Bestrahlt man die Wasserstoffkerne (bzw. die Probe) in diesem Zustand mit Radiowellen, dann werden die Kerne aus dem energieärmeren Niveau in die energiereichere Position überführt (Kernresonanz). Dazu muss jedoch die Frequenz der Radiowellen der Drehfrequenz der Präzessionsbewegung entsprechen (Lamor-Frequenz). Im Resonanzfall zwingt die eingestrahlte Radiowelle die magnetischen Momente aller Kerne zu einer Auslenkung in einem bestimmten Winkel aus der ursprünglichen Richtung des permanenten Magnetfeldes bzw. der longitudinalen Magnetisierung. Man bezeichnet diesen Effekt als Quermagnetisierung oder transversale Magnetisierung, weil der Feldvektor der Kerne in einer Ebene quer zur ursprünglichen Richtung des äußeren Feldes gedreht wird. Bei einer bestimmten Einwirkungszeit des Wechselfeldes kann der Winkel der Drehung 90° betragen. Diesen Impuls bezeichnet man als 90° -Impuls (siehe dazu Abbildung 7.5).

Der bezüglich des äußeren Feldes um 90° gedrehte Feldvektor steht in dieser Position nicht still, sondern er rotiert in der Ebene senkrecht zum äußeren Magnetfeld. Er schneidet periodisch eine in diesem Bereich angebrachte Empfängerspule. In dieser Spule wird dabei eine Spannung induziert, die als Kernresonanzsignal von der Messanlage erfasst und registriert wird. Die Intensität des Signals hängt von der Zahl der Wasserstoffkerne ab, die aus der energieärmeren in die energiereichere Position überführt werden können. Daher kann aus der Intensität des Messsignals indirekt auf den Feuchtegehalt in der Probe geschlossen werden.

Die Messapparatur zur Durchführung der Kernresonanz-Messungen setzt sich aus folgenden Bestandteilen zusammen:

- Ein homogenes Magnetfeld, in welches die Probe eingebracht wird (Elektromagnet oder Permanentmagnet)
- Ein Hochfrequenzsender zur Bestrahlung der Probe
- Ein Empfänger, der den Betrag der von den Wasserstoffkernen aufgenommenen Energie misst und registriert

Die Anordnung dieser Komponenten ist in der Abbildung 7.5 in stark vereinfachter Form dargestellt.

Ein Befeuchtungsversuch bestand neben der stets erforderlichen Kalibrierungsmessung am trockenen Probekörper vor Beginn des kapillaren Saugvorganges aus dem periodischen Messen des Feuchtegehalts in der Sandsteinprobe während der Befeuchtung. Mittels PC-Steuerung und Schrittmotor konnte die Magneteinheit in vorgegebenen Zeitabständen in 5 mm Schritten über den Probekörper verfahren werden, um die Messsignale aufzunehmen, die direkt mit dem Feuchtegehalt des porösen Stoffes innerhalb des Messbereichs der Spule korrelieren. Der eigentliche Versuch bzw. die Feuchtemessung begann, sobald eine der beiden kreisförmigen Stirnflächen der Sandsteinprobe mit flüssigem Wasser benetzt wurde. Das poröse Gesteinsmaterial konnte während des Versuchs fortlaufend Wasser aus einem Reservoir ansaugen. Die Messung der Feuchteverteilung über die Längsachse des Sandsteinbohrkerns erfolgte dabei in Zeitintervallen von 5 Minuten. Eine Waage gab nach jedem Messdurchlauf die von der Sandsteinprobe aufgenommene Feuchtemasse an den PC weiter. In den Abbildungen 6.14 und 7.7 sind Feuchteverteilungen dargestellt, die mittels dieser Versuchsanordnung ermittelt worden sind.

Probenvorbereitung und Versuchsdurchführung:

Die Probekörper wurden entsprechend der schematischen Darstellung in Abbildung 7.6 bzw. Abbildung 6.15 so in die NMR-Messeinrichtung eingebaut, dass die Magneteinheit längs des Probekörpers bewegt werden konnte. Bei den Proben handelt es sich um Zylinder mit einem Durchmesser von 20 mm, die aus den untersuchten Sandsteinen der Varietäten ME, WW und RE gebohrt und anschließend bis zum Erreichen der Massenkonstanz bei einer Temperatur von 105 °C getrocknet wurden. Vor dem Einbau der Proben in die Versuchs- bzw. Messvorrichtung war das Auftragen einer Versiegelung auf die Mantelflächen erforderlich. Zudem mussten an den beiden Stirnflächen der Sandsteinproben zylinderförmige Gefäße angebracht werden, um auf der einen Seite eine Benetzung mit Wasser gewährleisten und auf der anderen Stirnfläche der Sandsteinprobe eine vorgegebene relative Luftfeuchte von 2 % einzustellen zu können (siehe dazu auch Abbildung 6.15).

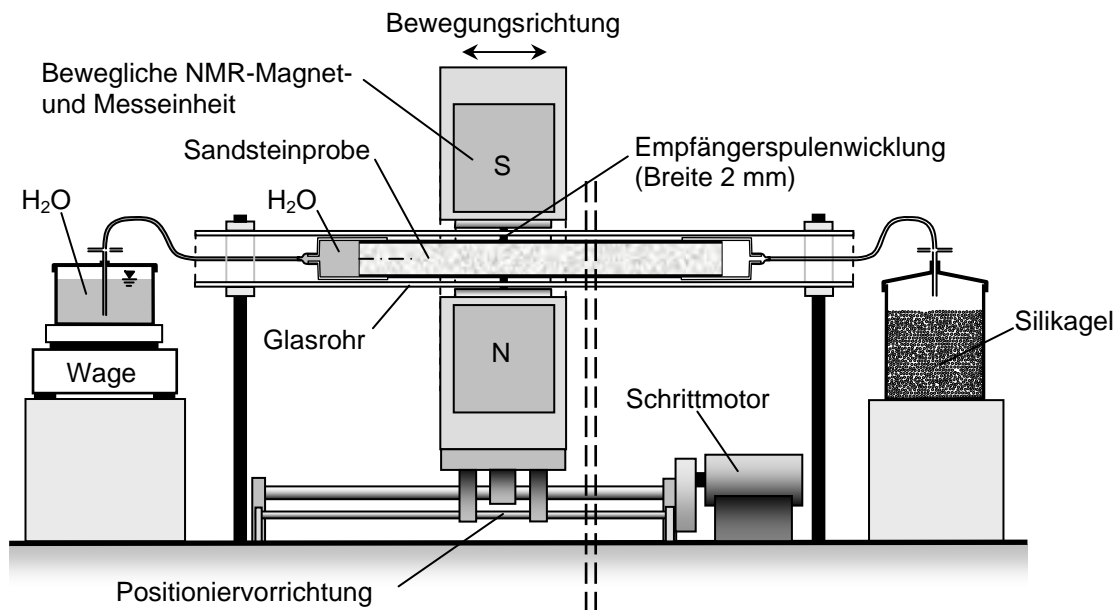


Abbildung 7.6: Aufbau der NMR-Versuchsapparatur (in Anlehnung an [3.10])

Porosität und Porengrößenverteilung

Neben dem Gesamtporenvolumen Ψ_{ges} , auf dessen experimentelle Bestimmung bzw. Berechnung bereits eingegangen wurde (Ermittlung in Anlehnung an DIN 52102 [7.8]), ist die Häufigkeit, mit der Poren einer bestimmten Größe am gesamten Porenvolumen anteilig vertreten sind, bei der Bewertung des Feuchteverhaltens verschiedener Baustoffe von großem Interesse. Trotz gleicher Gesamtporositäten verhalten sich zwei Baustoffe völlig verschieden, wenn sich ihre Porengrößenverteilungskurven unterscheiden.

Die Porengrößenverteilungen der untersuchten Gesteinsvarietäten wurden im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen mit Hilfe der Quecksilberdruckporosimetrie bestimmt. Hierzu wird das zu untersuchende Gesteinsmaterial zunächst zerkleinert und im Trockenschrank bei einer Temperatur von 105 °C getrocknet. Anschließend wird das Material in ein Penetrometer eingebracht, in dem Quecksilber unter Druck in die Gesteinsporen eingepresst werden kann. Setzt man voraus, dass die Poren der Gesteinsmaterialien eine annähernd zylindrische Form aufweisen, kann für jeden Arbeitsdruck der Radius der Poren berechnet werden, die bei dem jeweiligen Druck gerade gefüllt werden. Wird der Arbeitsdruck schrittweise erhöht und der zugehörige Porenradius berechnet, erhält man aus der Beziehung zwischen eingepresstem Quecksilbervolumen und zugehörigem Porenradius die Summenporenvolumenkurve des untersuchten Werkstoffs. Mit diesem Verfahren lassen sich Poren im Größenbereich von 10^{-8} m bis 10^{-4} m erfassen.

Die Summenporenvolumenkurven sowie die Darstellungen der Beziehung zwischen Porenradius und dem zugehörigen Volumenanteil (Porengrößenverteilung) der untersuchten Steinmaterialien sind in den Abbildungen A1a bis A1d der Anlage 8 wiedergegeben.

Spezifische Oberfläche

Als spezifische Oberfläche eines Werkstoffes bezeichnet man die auf 1 g Substanz des untersuchten Stoffes bezogene innere Porenwandoberfläche. Nach Brunauer, Emmet und Teller (BET-Verfahren) [3.7] kann sie aus den Gas-Adsorptions-Isothermen des porösen Stoffes ermittelt werden. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde die spezifische Oberfläche mit Hilfe einer Stickstoffadsorptionsmesseinrichtung anhand von jeweils drei Proben je Varietät (Bruchstücke) aus unterschiedlichen Sandsteinblöcken bestimmt. Die Kennwerte der spezifischen Porenwandoberfläche (Mittelwerte) können der Tabelle A6 in Anlage 6 entnommen werden.

Wasserdampfdiffusion und Diffusionswiderstandszahl

Der Diffusionskoeffizient $D_{\phi v}$ wurde in Anlehnung an DIN 52615 [6.2] bestimmt. Kleine Kunststoffbehälter wurden mit Wasser befüllt (Füllhöhe ca. 3 cm), mit der Baustoffprobe (Zylinder, $h = 10$ mm und $\varnothing = 87$ mm) geschlossen und anschließend in einem Klima von 24 °C und 52 % rel. Luftfeuchte gelagert. Die Differenz der Wasserdampfpartialdrücke zwischen Ober- und Unterseite der Probe bewirkte einen Wasserdampftransport durch die Probenscheibe hindurch in Richtung des geringeren Partialdruckes. Durch regelmäßige Wägung des Prüfbehälters in definierten Zeitabständen wurde überprüft, ob der Massenstrom durch die Probe einen stationären Zustand erreicht hat. Nimmt die Massenänderung des Prüfbehälterinhalts pro Zeitintervall einen konstanten Wert an, kann die Diffusionsstromdichte berechnet werden. Die Versuche zur Ermittlung der Diffusionskennwerte wurden an jeweils 3 Probekörpern pro Varietät und Schichtrichtung ermittelt.

Die Diffusionswiderstandszahl μ lässt sich durch entsprechendes Umformen von Gleichung (3.9) mit folgender Formel berechnen:

$$\text{Diffusionswiderstandszahl: } \mu = -\frac{1}{\dot{m}_D} \frac{\bar{D}_{cv}}{R \cdot T} \frac{dp_v}{dx} \quad (7.6)$$

Übertragen auf die Bedingungen im Prüfbehälter bzw. an der Baustoffprobe ergibt sich aus Gleichung (7.6) folgende Beziehung zur Berechnung der Diffusionswiderstandszahl:

$$\mu = \frac{1}{s} \left(\frac{A}{\dot{M}_D} \frac{\bar{D}_{cv}}{R \cdot T} (p_1 - p_2) - s_L \right) \quad (7.7)$$

mit	\bar{D}_{cv}	Diffusionskoeffizient von Wasserdampf in Luft, [kg/(m·h·Pa)]
	A	Prüf­fläche der Probe, [m ²]
	p_1, p_2	Wasserdampf­partialdrücke inner- und außer halb des Gefäßes, [Pa]
	\dot{M}_D	Wasserdampf­diffusionsstrom, [kg/h]
	s	mittlere Dicke der Probe, [m]
	s_L	mittlere Dicke der Luftschicht im Prüfgefäß unterhalb der Probe, [m]

Bei den Untersuchungen zum Feuchtetransportverhalten der Altsteine wurden den patinierten Steinoberflächen Bohrkerne mit den Durchmessern $d = 100$ mm entnommen und im Anschluss daran so zersägt, dass zur Untersuchung des Einflusses der Patina auf das Diffusionsverhalten der Altsteine Probenscheiben (Dicke $s = 10$ mm) sowohl aus der patinierten Steinoberfläche als auch aus 20 cm Tiefe unterhalb der Steinoberfläche zur Verfügung standen. Insgesamt wurden auf diese Weise 3 patinierte und 3 unpatinierte Probenscheiben hergestellt und in den Versuchen analysiert. Das weitere Vorgehen in den Diffusionsversuchen an den Altsteinen entspricht dem bereits geschilderten Versuchsablauf.

Tabelle A6 in Anlage 6 enthält Angaben zu den Diffusionswiderstandszahlen der untersuchten Sandsteinvarietäten (Mittelwerte) unter Berücksichtigung der Schichtorientierung. Die Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der Patina auf das Feuchtetransportverhalten – insbesondere auf die Diffusionseigenschaften – der Altsteine sind in der Tabelle A7 in Anlage 7 zusammengefasst. Entsprechend der Schichtorientierung in Bezug auf die patinierte Mauerwerks­oberfläche am historischen Bauwerk erfolgte bei den Altsteinen die Untersuchung der Diffusionseigenschaften parallel zur Verlaufsrichtung der braunen Bänderungen (vgl. dazu auch Abschnitt 7.2.1).

7.2.2.2 Untersuchungen zum hygrischen Formänderungsverhalten

Längenänderungen im überhygroskopischen Feuchtebereich

Die Bestimmung des hygrischen Formänderungsverhaltens im überhygroskopischen Feuchtebereich erfolgte in Anlehnung an DIN 52450 [7.10]. Vor Beginn dieser Quell- und Schwindversuche wurden sämtliche Probekörper (Standardprismen, $40 \times 40 \times 160$ mm³) zunächst ca. 3 Monate im Klimaraum bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert und in regelmäßigen Zeitintervallen gewogen

bis keine Massenveränderungen mehr feststellbar waren. Unmittelbar vor der Einlagerung der Proben in 20 °C warmes Wasser ist die Masse m_0 und die Länge l_0 sämtlicher Prismen im Ausgangszustand (20 °C / 65 % r. F.) ermittelt worden. Die Messung der mit Beginn der Wasserlagerung einsetzenden Längenänderung der Proben erfolgte mit Hilfe eines Messgeräts des Typs C (vgl. [7.10], Messuhr mit Skalenteilung von 0,001 mm) unter Verwendung von Messmarken, die vor Beginn der Wasserlagerung auf die Stirnflächen der Probekörper aufgeklebt wurden.

Im Rahmen der Quellversuche wurden pro Sandsteinvarietät jeweils 10 Probekörper mit der Schichtorientierung parallel und 10 mit einer Orientierung senkrecht zur Probekörperlängsachse verwendet. Bei den ersten Versuchsserien zeigten sich zunächst sehr ausgeprägte Streuungen der Messergebnisse. Zur Überprüfung der gemessenen Verformungswerte sowie der Messeinrichtung wurden diese ersten Quellversuche an den Postaer Sandsteinen abgebrochen und die Probekörper einer Trocknung bei einer Temperatur von 65 °C bis zum Erreichen der Massenkonstanz unterzogen. Zusammen mit den Probekörpern des Reinhardtsdorfer Sandsteins sind die Prismen der Varietäten Mühlleite und Wehlen anschließend in einem 2. Quell- und Schwindversuch analysiert worden. Die Probenvorbereitung und die Versuchsdurchführung entspricht dabei der bereits geschilderten Vorgehensweise.

98 Tage nach Beginn der Wasserlagerung (Versuchswiederholung) wurden die Quellversuche beendet und die Probekörper zur Untersuchung des Schwindens in einen Klimaraum (20 °C und 65 % relative Luftfeuchte) eingelagert. Die Messung der Massen- und Längenänderungen erfolgte im Rahmen dieser Schwinduntersuchungen analog zu den zuvor abgeschlossenen Quellversuchen.

Diese Quell- bzw. Schwindversuche wurden an den Sandsteinen der Postaer Varietäten Mühlleite und Wehlen sowie am Reinhardtsdorfer Sandstein durchgeführt. Der Verlauf der gemessenen hygrischen Dehnungen wie auch der Massenänderungen ist in den Diagrammen der Anlagen 10 bis 12 dargestellt. Zusätzlich enthält die Tabelle A6 in Anlage 6 Mittelwerte der Quellverformungen, die bis zum Ende der Wasserlagerung (98 Tage) gemessen wurden (siehe dazu auch Tabelle A8 in Anlage 13).

Längenänderungen im hygrokopischen Feuchtebereich und Sorptionsisothermen

Zur experimentellen Ermittlung der Längenänderungen im hygrokopischen Feuchtebereich wurde das Verfahren nach Möller [4.19] herangezogen. Dabei ist sicherzustellen, dass während der Längenmessung eine über den gesamten Querschnitt der Probe gleichmäßige Feuchteverteilung im Baustoff vorliegt

(siehe dazu auch Abschnitt 6.2). Um dies zu gewährleisten werden die Proben in unterschiedlichen Umgebungsfeuchten bei gleicher Temperatur bis zum Erreichen der Ausgleichsfeuchte gelagert. Erst dann erfolgt die Messung der Längenänderung und des Feuchtegehalts der Proben für den jeweils vorliegenden Feuchtezustand. Wird die Längenänderung ins Verhältnis zur Ausgangslänge gesetzt, wie sie bei 20 °C und einer rel. Luftfeuchte von 65 % ermittelt wurde, erhält man die Feuchteausdehnung in Abhängigkeit vom Feuchtegehalt und kann daraus die hygri sche Dehnfunktion ableiten. Um die Versuchsdauer zur Bestimmung der hygri schen Dehnfunktion, aber auch Ungenauigkeiten durch auftretende Eigenspannungen zu minimieren, werden kleine, schlanke Probekörper (Prismen mit den Abmessungen 20 x 20 x 160 mm³) verwendet. Die Messung der Längenänderung erfolgt dabei in ähnlicher Weise wie bei den Quell- bzw. Schwindversuchen.

Aus der Abhängigkeit des Feuchtegehalts der Probekörper von der jeweils herrschenden Umgebungsluftfeuchte kann die Sorptionsisotherme hergeleitet werden. Sowohl die Sorptionsisotherme wie auch die hygri sche Dehnfunktion der untersuchten Sandsteine stellen in Bezug auf die numerischen Untersuchungen zum Feuchteverhalten der Mauerwerksmaterialien eine wichtige Grundlage für die mathematische Beschreibung der hygri sch-mechanischen Werkstoffeigenschaften dar. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden in Abschnitt 6.1.3 vorgestellt.

7.2.2.3 Untersuchungen zur Ermittlung mechanischer Kennwerte

Biegeversuche

Die Bestimmung der Biegefestigkeit an den Sandsteinen erfolgte in Anlehnung an DIN 52112 [7.12]. Dabei wurden Balken (50 x 50 x 300 mm³) des zu prüfenden Materials auf zwei Auflagern liegend in den Drittelpunkten (4-Punkt-Biegeversuch) zwischen den Auflagern belastet.

Die Biegezugfestigkeit β_{BZ} lässt sich aus dem Quotienten des Biegemoments M im Augenblick des Versagens der Probe und des Widerstandsmoments W ermitteln:

$$\beta_{BZ} = \frac{M}{W} \quad (7.8)$$

$$M = \frac{F \cdot l}{6} \quad (7.9)$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (7.10)$$

mit	F	Maximale Last [N]
	l	Stützweite [mm]; hier l = 250 mm
	h	Höhe des Probekörpers [mm]; hier h = 50 mm
	b	Breite des Probekörpers [mm]; hier h = 50 mm

Eine Auflistung aller Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsuntersuchungen ist in Tabelle A9 der Anlage 14 angegeben. Zusätzlich dazu sind die Mittelwerte der Biegezugfestigkeiten parallel und senkrecht zur Steinschichtung beider Sandsteinvarietäten in Tabelle A6 in Anlage 6 enthalten.

Druckversuche

Die Druckfestigkeit β_D der Sandsteine wurde in Anlehnung an DIN 52105 an Würfeln mit der Kantenlänge von $l = 50$ mm bestimmt [7.13]. Die Lastaufbringung erfolgte dabei weggesteuert, d. h. der Probekörper wurde mit einer konstanten Vorschubgeschwindigkeit bis zum Eintritt des Versagens verformt. Die Druckfestigkeit lässt sich aus dem Quotienten der gemessenen Höchstkraft (Bruchlast) und dem druckbeanspruchten Probenquerschnitt (Breite x Länge; siehe Tab. A10 in Anlage 15) berechnen.

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsuntersuchungen am Reinhardtsdorfer Sandstein sowie an den Postaer Sandsteinen Mühlleite und Wehlen sind in der Tabelle A10 der Anlage 15 angegeben. Zusätzlich dazu sind die Mittelwerte der Druckfestigkeiten parallel und senkrecht zur Steinschichtung in der Tabelle A6 in Anlage 6 enthalten.

Zugversuche

Die Zugfestigkeit des Gesteinsmaterials wurde an Zylindern ($h = 150$ mm, $\varnothing = 50$ mm) bestimmt. Dazu war es erforderlich, auf die Stirnflächen der Zylinder Stahlstempel aufzukleben, über die die Zugkraft in die Prüfkörper eingeleitet werden konnte. Dies wurde vorgesehen, um zu verhindern, dass bei der Zugprüfung bedingt durch eine direkte Einspannung der Probe in die Spannbacken, mehraxiale Spannungszustände entstehen, die das Messergebnis verfälschen würden.

Die Zugfestigkeit β_Z lässt sich mit nachfolgenden Beziehungen berechnen:

$$\beta_Z = \frac{F}{A} \quad (7.11)$$

mit:	F	Maximale Last [N]
	A	Querschnittsfläche [mm ²]

Entsprechend den Ergebnissen der Druck- und Biegezugfestigkeitsuntersuchungen sind die der Zugfestigkeitsuntersuchungen in Tabelle A11 der Anlage 16 bzw. Tabelle A6 in Anlage 6 angegeben.

Versuche zur Bestimmung des E-Moduls

Der statische E-Modul lässt sich aus der Steigung der Tangente an die Spannungs-Dehnungs-Beziehung im linear-elastischen Bereich ermitteln. Ähnlich wie bei der Ermittlung der Druckfestigkeit wurde der Versuch zur Bestimmung des E-Moduls weggesteuert durchgeführt, wobei die mechanische Beanspruchung im Prüfkörper durch eine mit konstanter Vorschubgeschwindigkeit aufgebrachte Verformung des Prüfkörpers entstand. Bei den in Tabelle A6 in Anlage 6 angegebenen Werten der untersuchten Postaer und Reinhardtsdorfer Sandsteine handelt es sich ausschließlich um E-Moduln, die in Druckversuchen ermittelt wurden. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind einschließlich statistischer Kennwerte in Tabelle A12 der Anlage 17 dargestellt.

7.2.2.4 Untersuchungen zur Verwitterungsbeständigkeit

Frost-Tau-Versuche

Zur Bestimmung des Frost-Tau-Widerstandes der Baustoffe wurden wassergetränkte Probekörper einer bestimmten Anzahl von Frost-Tau-Wechselzyklen ausgesetzt. Als Kriterium zur Beurteilung des Frost-Tau-Widerstandes sind sowohl visuelle Begutachtungen als auch Massenverluste der Probekörper infolge Absprengungen herangezogen worden.

Bei der Prüfung in Anlehnung an DIN 52104 [5.24] wurden die Prüfkörper zunächst einer 24-stündigen Wassertränkung (Wassertemperaturen zwischen 20 °C und 25 °C) unter Atmosphärendruck ausgesetzt. Die Proben sollten dabei mindestens 10 mm mit Wasser überdeckt sein. Um die Frostbeanspruchung an Luft zu untersuchen, sind die Prüfkörper anschließend in einen Kälteschrank bei -20 °C eingelagert worden und verblieben dort für mindestens 4 Stunden. Im Anschluss daran begann das Auftauen der Probekörper durch eine einstündige Lagerung unter Wasser, das auf einer konstanten Temperatur von ca. 20 °C gehalten wurde. Danach folgte ein neuer Befrostungsvorgang. Insgesamt sind die Prüfkörper 15 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt und nach jedem Wechsel auf optische Veränderungen und Massenverluste untersucht worden. Als Probekörper dienten pro Sandsteinvarietät jeweils 10 Prismen (50 x 50 x 100 mm³) derselben Art, wie sie auch im Kristallisationsversuch Verwendung fanden.

Die Ergebnisse des Frost-Tau-Versuchs können der Anlage 18 (Massenverluste in Abhängigkeit von der Zyklenanzahl) sowie der Tabelle A6 in Anlage 6 und der Tabelle A13 in Anlage 20 entnommen werden.

Kristallisationsversuche

Zur Beurteilung der Verwitterungsbeständigkeit von Natursteinen können Kristallisationsversuche herangezogen werden. Hierbei erfahren die Probekörper eine innere Beanspruchung durch Kristallbildung in den Gesteinsporen. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen zur Verwitterungsbeständigkeit ist das Verfahren A in Anlehnung an DIN 52111 [7.14] verwendet worden. Die bis zum Erreichen der Massenkonstanz getrockneten Probekörper wurden zunächst vermessen und gewogen, danach bei Raumtemperatur mit gesättigter Natriumsulfatlösung getränkt, anschließend bei 110 °C getrocknet, wieder auf Raumtemperatur abgekühlt und erneut getränkt. Insgesamt sind die Proben beider Steinvarietäten 11 Wechselbeanspruchungen ausgesetzt worden. Für jeden Probekörper wurde nach jeder Wechselbeanspruchung der Massenverlust ermittelt und nach der letzten Wechselbeanspruchung der auf die Ausgangsmasse der Probe bezogene Gesamtmassenverlust berechnet.

Um eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse des Kristallisationsversuchs mit denen des Frost-Tau-Versuchs zu gewährleisten, wurden bei der Durchführung des Kristallisationsversuchs ebenfalls Prismen mit den Abmessungen 50 x 50 x 100 mm³ verwendet.

Die Ergebnisse des Kristallisationsversuchs sind in der Tabelle A6 in Anlage 6 angegeben (siehe auch Tabelle A13 in Anlage 20). In der Anlage 19 ist der Zusammenhang zwischen Massenverlust durch Absprengungen und der Anzahl der durchlaufenen Beanspruchungszyklen graphisch dargestellt.

7.2.3 Ergebnisse

7.2.3.1 Allgemeine materialkundliche Untersuchungen

Dichte, Wasseraufnahmeverhalten und kapillare Feuchttransporteigenschaften

Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ME):

Die Rohdichte des Sandsteins der Varietät Mühlleite (ME) beträgt im Mittel 2,11 kg/dm³ (2,09 kg/dm³), die Reindichte 2,47 kg/dm³ (2,65 kg/dm³), vgl. Tabelle A6 in Anlage 6. Die Werte vor der Klammer beziehen sich auf das Ergebnis aus dem Versuch zur Wasseraufnahme bei Atmosphärendruck, die in der

Klammer auf den entsprechenden Versuch bei 150 bar. Es handelt sich im vorliegenden Fall um einen Sandstein mit durchschnittlicher Dichte (vgl. [2.13]).

Die Sandsteinproben der Varietät ME nahmen im Mittel 6,90 M.-% (10,19 M.-%) Wasser auf (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6). Verglichen mit entsprechenden Kennwerten aus der Literatur [2.13] ist dieser Wert als sehr groß, der Sättigungswert S von 0,68 jedoch als eher durchschnittlich einzuschätzen.

Bei der Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten mussten Einflüsse aus der Schichtung berücksichtigt werden. Parallel zur Schichtung nahm der Sandstein im Mittel mit $9,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ etwas weniger Feuchtigkeit auf als senkrecht zur Schichtung mit $12,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ (vgl. Anlage 6). Das orthotrope Verhalten der Wasseraufnahmekoeffizienten ist durch die unterschiedlichen Sedimentations- und Diagenesebedingungen parallel und senkrecht zur Schichtung des Sandsteins zu erklären. Schon während der Versuchsdurchführung wurden insbesondere bei der Varietät ME erhebliche Streuungen der Messergebnisse festgestellt. Ursache dafür waren die bei einigen Probekörpern in sehr ausgeprägtem Maße und bei anderen überhaupt nicht vorhandenen braunen Eisenbänderungen, die den kapillaren Feuchtetransport erheblich verzögerten. Es konnte festgestellt werden, dass in der Regel der Wasseraufnahmekoeffizient für die einzelnen Proben um so kleiner ausfiel, je ausgeprägter Eisenbänderungen im Probekörper vorhanden waren. Damit ist erklärbar, warum die Kurven der kapillaren Wasseraufnahme in Abbildung A2a (Anlage 9) zum Teil sehr steil (max. Wasseraufnahmekoeffizient $22 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$), zum Teil extrem flach ansteigen (min. Wasseraufnahmekoeffizient $3 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$). Nach 5 Stunden waren alle Probekörper bis an die Probenoberseite durchfeuchtet.

Es konnte zudem festgestellt werden, dass nicht jede Eisenbänderung den kapillaren Feuchtetransport in gleichem Maße beeinflusst. Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass besonders dunkle Bänder die Feuchteleitfähigkeit dieser Bereiche des Sandsteins zumindest leicht abmindern. Im Vergleich zu entsprechenden Literaturwerten [2.13] sind die Kennwerte der kapillaren Wasseraufnahme der Varietäten ME und WW als äußerst hoch einzustufen.

Neben den Eisenbänderungen verursachen auch andere Gefügestörungen wie Risse, Klüftungen oder Einschlüsse Verzögerungen des Feuchtetransports in den Gesteinsporen. Derartige Gefügestörungen sind unter Umständen nicht durch äußerliche optische Begutachtung erkennbar. Die Auswirkungen solcher Störungen auf den Feuchtetransport im Sandstein lassen sich anhand von NMR-Messungen veranschaulichen.

Abbildung 7.7 zeigt mittels NMR-Spektroskopie gemessene Feuchteverteilungen während der kapillaren Wasseraufnahme für einen Sandstein der Varietät ME mit einer den Feuchtetransport verzögernden Gefügestörung im Abstand

von ca. 70 mm unterhalb der Gesteinsoberfläche. In dieser Darstellung wird der Befeuchtungsvorgang in der untersuchten Probe anhand von Feuchteverteilungen wiedergegeben, die in Zeitintervallen von jeweils 6 bis 7 Minuten gemessen worden sind. Wie aus dem abgebildeten Diagramm hervorgeht, kommt es nach einer Versuchsdauer von 31 Minuten zu einer deutlich sichtbaren Verdichtung der Feuchteverteilungskurven. Während dieser Zeit konnte die Feuchtefront etwa 70 mm tief in das Gestein eindringen. Aus Gründen der Übersichtlichkeit ist ein Teil der Feuchteverteilungskurven für die Zeitpunkte $t > 31$ Minuten grau eingezeichnet.

Die verzögerte Feuchteaufnahme im Bereich der Gefügestörung zeigt sich in der Abbildung 7.7 auch daran, dass das Gesteinsmaterial im Abstand von 70 mm unterhalb der wasserbenetzten Probenoberfläche erst nach 3 Stunden einen Feuchtegehalt von ca. 9 Vol.-% erreicht, während das ungestörte Sandsteinmaterial in höher liegenden Bereichen (Abstand 30 mm) denselben Feuchtegehalt bereits nach ca. 19 Minuten aufweist (vgl. Abbildung 7.7).

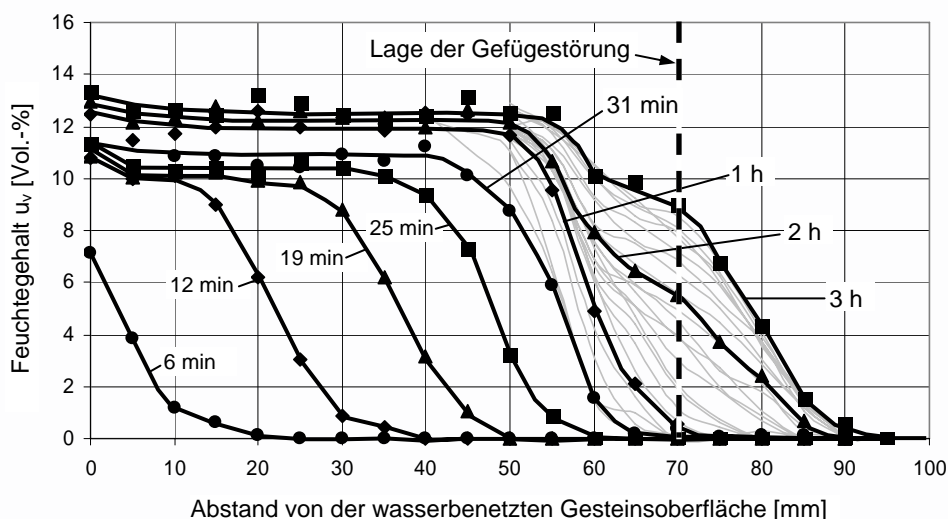


Abbildung 7.7: Gemessene Feuchtegehaltsverteilungen während der kapillaren Wasseraufnahme (NMR-Spektroskopie) parallel zur Schichtorientierung infolge einer Wasserbenetzung an der Gesteinsoberfläche für einen Sandstein der Varietät ME mit einer transportverzögernden Gefügestörung

Wehlen, Weiße Bank (WW):

Die Auswertung der Messergebnisse ergab für den weißen Sandstein eine Rohdichte von $2,06 \text{ kg/dm}^3$ ($2,09 \text{ kg/dm}^3$) und eine Reindichte von $2,45 \text{ kg/dm}^3$ ($2,65 \text{ kg/dm}^3$), vgl. Tabelle A6 in Anlage 6. Beide Werte liegen ebenfalls im Mittelfeld des für Sandsteine üblichen und zu erwartenden Wertebereichs.

Mit einer Wasseraufnahme von 8,31 M.-% (9,99 M.-%), die als sehr hoch einzuschätzen ist, liegt der Sandstein der Varietät WW in ähnlichen Größenordnungen wie die der Varietät ME. Der Sättigungswert S von 0,83 ist jedoch größer als jener der Varietät Mühlleite.

Die Probekörper zur Untersuchung der kapillaren Wasseraufnahme der Varietät WW wiesen erheblich weniger Eisenbänderungen als jenen der Varietät ME auf. Das erklärt zum einen, weshalb für die Varietät WW noch erheblich größere Wasseraufnahmekoeffizienten ermittelt wurden (31,9 kg/(m²√h) senkrecht und 33,8 kg/(m²√h) parallel zur Schichtung) als für die Varietät ME (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6). Zum anderen können im Kurvenverlauf der kapillaren Wasseraufnahme (vgl. Abbildung A2b in Anlage 9) deutlich geringere Streuungen der Messwerte festgestellt werden. Der Maximalwert des Wasseraufnahmekoeffizienten betrug ca. 48 kg/(m²√h), der Minimalwert lag bei 18 kg/(m²√h).

Auffällig ist bei den Messergebnissen der Varietät WW, dass sich die Wasseraufnahmekoeffizienten für die Saugrichtungen senkrecht und parallel zur Schichtung nicht signifikant voneinander unterscheiden (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6 sowie Abbildung A2b in Anlage 9).

Reinhardtsdorfer Sandstein (RE):

Für den Reinhardtsdorfer Sandstein wurde eine Rohdichte von 2,05 kg/dm³ (2,06 kg/dm³) ermittelt. Die Reindichte des Gesteins beträgt 2,45 kg/dm³ (2,68 kg/dm³). Aus dem Verhältnis der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck von 7,98 M.-% zum entsprechenden Wert unter einem Druck von 150 bar (11,29 M.-%) errechnet sich ein Sättigungswert S von 0,71.

Das Saugverhalten des Reinhardtsdorfer Sandsteins wurde sowohl senkrecht als auch parallel zur Schichtorientierung des Gesteins untersucht. Senkrecht zur Schichtung nahm der Sandstein im Mittel 6,4 kg/(m²√h) auf (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6). Bedingt durch die orthotrope Porositätsstruktur des Sedimentgesteins wurde für die Saugrichtung parallel zur Schichtung ein deutlich höherer Wasseraufnahmekoeffizient von 14,4 kg/(m²√h) ermittelt (siehe Abbildung A2c in Anlage 9 sowie Tabelle A6 in Anlage 6). Insgesamt sind die Wasseraufnahmekoeffizienten des Reinhardtsdorfer Sandsteins zwar deutlich niedriger als die entsprechenden Mittelwerte der Varietät WW und kleiner als die Extremwerte der Varietät ME, im Vergleich zu entsprechenden Literaturwerten [2.13] sind die Kennwerte der kapillaren Wasseraufnahme der Varietät Reinhardtsdorf jedoch trotzdem als vergleichsweise hoch einzustufen.

Während der Versuchsdurchführung wurden kaum Streuungen der Messergebnisse festgestellt, wie anhand der Kurven der kapillaren Wasseraufnahme in der Abbildung A2c in Anlage 9 erkennbar ist.

Altstein:

Der untersuchte Altstein besitzt eine Rohdichte von $2,01 \text{ kg/dm}^3$ ($2,05 \text{ kg/dm}^3$) sowie eine Reindichte von $2,60 \text{ kg/dm}^3$ ($2,67 \text{ kg/dm}^3$), vgl. Tabelle A6 in Anlage 6. Aus der Wasseraufnahme von 9,18 M.-% (ermittelt unter Atmosphärendruck) dividiert durch 10,60 M.-% (Wasseraufnahme unter 150 bar) ergibt sich der Sättigungswert S zu 0,87.

Neben dem oben vorgestellten Experimenten wurden auch an den Altsteinen Saugversuche durchgeführt. Als Ergebnis dieser Untersuchungen ist der Mittelwert des Wasseraufnahmekoeffizienten der unpatinierten Altsteine in Tabelle A6 in Anlage 6 angegeben. Er beträgt $21,1 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$. Im Weiteren sind die Kurven der kapillaren Wasseraufnahme in Abbildung A2d der Anlage 9 dargestellt. In dieser Darstellung ist der Einfluss der patinierten Steinoberfläche auf das Eindringen der Feuchtigkeit im Saugversuch gut erkennbar. Durch den Vergleich der in Tabelle A7 in Anlage 7 aufgeführten Wasseraufnahmekoeffizienten (ermittelt an Probekörpern mit und ohne patinierter Saugfläche) ist ersichtlich, dass – bedingt durch den Einfluss der Patina - der Wasseraufnahmekoeffizient deutlich reduziert wird. Das Verhältnis der mittleren Wasseraufnahmekoeffizienten der patinierten Proben zum entsprechenden Wert der unpatinierten Probekörper beträgt 0,28.

Porosität, Porengrößenverhalten und spezifische Oberfläche*Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ME):*

Die Kennwerte der Gesamtporosität sind mit 14,5 Vol.-% (21,3 Vol.-%) im Vergleich zu entsprechenden Werten aus der Literatur als im Durchschnitt liegend einzustufen [2.13]. Die Kurve der Porengrößenverteilung der Varietät ME besitzt ein Maximum von sehr geringer Breite bei ca. 27000 nm, wobei der Kurvenverlauf durch einen steilen Anstieg und Abfall gekennzeichnet ist (vgl. Abbildung A1a in Anlage 8). In den übrigen Bereichen verläuft die Kurve sehr dicht an der horizontalen Achse des Koordinatensystems. Das bedeutet, dass der Sandstein (ME) eine Struktur besitzt, deren Poren im Durchmesser nur geringfügig voneinander abweichen. Der Sandstein der Varietät ME besitzt somit eine ausgesprochen gleichmäßige Porenstruktur. Das mittels Hg-Druckporosimetrie gemessene Gesamtporenvolumen (Maximum der Summenporenvolumenkurve) von 0,109 mL/g entspricht einer Porosität von ca. 22 Vol.-% und bestätigt damit den unter einem Druck von 150 bar ermittelten Wert von 21,3 Vol.-%, der im vorstehenden Abschnitt bzw. Anlage 6 vorgestellt wird. Die Größenordnung des Porendurchmesser von 27000 nm, der dem Maximum der Porengrößenverteilungskurve zuzuordnen ist, lässt darauf schließen, dass es sich bei der untersuchten Gesteinsvarietät um einen vergleichsweise grobporigen Sandstein handelt. Die geringe Porenwandoberfläche von $0,305 \text{ m}^2/\text{g}$, gemessen mittels BET-

Verfahren, unterstreicht im Zusammenhang mit der durchschnittlichen Gesamtporosität die o. g. Feststellung.

Wehlen, Weiße Bank:

Der untersuchte Wehlener Sandstein besitzt mit einer Gesamtporosität von 17,1 Vol.-% (20,9 Vol.-%) wie das Gestein der Varietät ME ein Gefüge von vergleichsweise durchschnittlicher Porosität (vgl. Schuh [2.13]). Die Verläufe der Summenporenvolumenkurve sowie der Porengrößenverteilungskurve der Sandsteinvarietät WW lassen im Weiteren eine sehr große Ähnlichkeit zu den entsprechenden Verläufen der Varietät ME erkennen. Auch der Radius des Maximums der Porengrößenverteilungskurve von 32000 nm und das Gesamtporenvolumen von 0,099 mL/g (entspricht ca. 21 Vol.-%) liegen in vergleichbaren Größenordnungen wie die entsprechenden Werte der Varietät ME. Abbildung A1b in Anlage 8 zeigt, dass der untersuchte Wehlener Sandstein eine ähnlich gleichmäßige und grobe Porenstruktur besitzt wie der Sandstein der Varietät ME. Analog zur Varietät ME können auch bei der Varietät WW aufgrund der vergleichsweise geringen spezifischen Porenwandoberfläche von 0,307 m²/g bei durchschnittlicher Gesamtporosität die aus der Hg-Druckporosimetrie gewonnenen Erkenntnisse zur Porenstruktur bestätigt werden.

Reinhardtsdorfer Sandstein:

Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergab für den Reinhardtsdorfer Sandstein einen Porenanteil von 16,3 Vol.-% (23,2 Vol.-%). Die Kurven der Porengrößenverteilung sowie der Summenporenvolumenkurve der Sandsteinvarietät Reinhardtsdorf sind in Abbildung A1c der Anlage 8 dargestellt, wobei insbesondere der Porengrößenverteilung eine besondere Bedeutung bei der Charakterisierung der Porenstruktur eines Gesteins beizumessen ist. Der Kurvenverlauf der Porengrößenverteilung des Reinhardtsdorfer Sandsteins zeichnet sich durch zwei Kurvenmaxima aus. Dabei kann zwischen einem sehr ausgeprägten Maximum bei ca. 9000 nm, das durch einen steilen Anstieg und Abfall der Kurve gekennzeichnet ist, und einem zweiten, wesentlich schwächer ausgebildeten Kurvenpeak bei etwa 2000 nm unterschieden werden. Die Summenporenvolumenkurve des Reinhardtsdorfer Sandsteins unterscheidet sich damit von den entsprechenden Kurven der Varietäten Mühlleite und Wehlen neben der Anzahl und Lage der Kurvenpeaks auch durch eine größere Breite des gemessenen Porenspektrums. Bei den Varietäten Mühlleite bzw. Wehlen wurde im Wesentlichen ein scharfer Peak bei 27000 nm bzw. 32000 nm gemessen. Insgesamt weist der Reinhardtsdorfer Sandstein eine im Vergleich zu den Postaer Sandsteinen feinere Porenstruktur auf. Die mittels Quecksilberdruckporosimetrie gemessene Gesamtporosität von 20,4 Vol.-% liegt zwischen den in Tabelle A6

(Anlage 6) angegebenen, aus den Wasseraufnahmeversuchen unter Atmosphärendruck bzw. unter einem Druck von 150 bar ermittelten Porositätswerten.

Altstein:

Die Porosität des untersuchten Altsteins beträgt im Mittel 19,0 Vol.-% (23,2 Vol.-%). Die in Abbildung A1d in Anlage 8 dargestellte Summenporenvolumenkurve wie auch die Porengrößenverteilung lassen insgesamt eine sehr große Ähnlichkeit zu den entsprechenden Kurven der Varietäten Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ME) sowie Wehlen, Weiße Bank (WW) erkennen. Das bedeutet, dass sich der untersuchte Altstein durch dieselben Porositätseigenschaften auszeichnet, wie sie auch an den o. g. Postaer Sandsteinen festgestellt wurden. Auch der Radius des Maximums der Porengrößenverteilung von 30000 nm und das Gesamtporenvolumen von 21,1 Vol.-% liegen in vergleichbaren Größenordnungen wie die entsprechenden Werte der Varietäten ME und WW (vgl. dazu Abbildungen A1a und A1b bzw. Tabelle A6 in Anlage 6).

Wasserdampfdiffusion und Diffusionswiderstandszahl

Mühlleite, Wehlen und Reinhardtsdorf:

In Tab. A6 in Anlage 6 sind die Mittelwerte der Wasserdampfdiffusionswiderstandszahlen für die untersuchten bruchfrischen Sandsteinvarietäten jeweils in Abhängigkeit von der Schichtorientierung innerhalb der Probe angegeben. Sie unterscheiden sich weder für die jeweilige Schichtorientierung parallel bzw. senkrecht noch für die unterschiedlichen Varietäten signifikant voneinander. Aus einem Vergleich mit entsprechenden Werten aus der Literatur [2.13] ist erkennbar, dass die Sandsteine der o. g. Varietäten Dampfdiffusionsvorgängen nur einen geringen Widerstand entgegensetzen.

Altstein:

Um den Einfluss der patinierten Steinoberfläche auf die Feuchttransporteigenschaften der angelieferten Altsteine zu analysieren, wurden neben Saugversuchen auch Diffusionsversuche an patinierten und unpatinierten Probekörpern durchgeführt. Neben den Diffusionsleitkoeffizienten wurden für die beiden genannten Patinierungszustände des Altsteins jeweils die Diffusionswiderstandszahlen, die diffusionsäquivalenten Luftschichtdicken wie auch die Diffusionskoeffizienten ermittelt. Nähere Angaben zur Definition und zur Versuchsdurchführung können den Abschnitten 3.1.2.1 und 7.2.2.1 entnommen werden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der Tabelle A7 in Anlage 7 zusammengefasst. Zusätzlich ist dort zu Vergleichszwecken der Mittelwert der Diffusionswiderstandszahl des unpatinierten Altsteins angegeben.

Sowohl für die patinierten wie auch für die unpatinierten Altsteinproben wurden Diffusionsleitkoeffizienten sowie Diffusionswiderstandszahlen in den Größenordnungen von $7 \cdot 10^{-7}$ kg/(m·h·Pa) bzw. 14 ermittelt. Die entsprechenden diffusionsäquivalenten Luftschichtdicken und Diffusionskoeffizienten betragen für beide Patinierungszustände etwa 0,13 m bzw. $7 \text{ m}^2/\text{h}$. Aus dem Vergleich der gewonnenen Ergebnisse konnte kein Einfluss der Patina auf die Diffusionstransporteigenschaften des Altsteins festgestellt werden.

7.2.3.2 Untersuchungen zum hygrischen Formänderungsverhalten

Das Quell- bzw. Schwindverhalten sowie die jeweils zugehörige Massenzunahme der untersuchten Sandsteinprismen sind in den Anlagen 10 bis 12 graphisch dargestellt und in der Anlage 13 tabellarisch zusammengefasst. Die Mittelwerte der Quelldehnungen bis zum 98. Tag sind in Tabelle A6 der Anlage 6 angegeben. Nach Beginn der Wasserlagerung zeigten sich erwartungsgemäß an allen Probekörpern Quellverformungen. Dabei wurden bis zum Ende der Wasserlagerung (98. Tag) an den Sandsteinen der beiden Postaer Varietäten ME und WW mittlere Quelldehnungen in der Größenordnung von etwa 0,1 mm/m bis 0,15 mm/m gemessen, während der Reinhardtsdorfer Sandstein Dehnungen in der Größenordnung von ca. 0,2 mm/m bis 0,25 mm/m aufwies (vgl. Anlage 6).

Unmittelbar nach Einsetzen der Austrocknung zeigte sich bei allen Proben eine deutliche Abnahme der Quellverformungen („Rückschwinden“). Auffällig ist dabei, dass sich die Quelldehnungen der Postaer Varietäten ME und WW nach Einsetzen der Austrocknung bis zum 128. Tag nicht vollständig zurückgebildet haben, sondern sich auf etwa 50 % der gemessenen Dehnungen nach 98 Tagen einpendeln. Bei den Probekörpern des Reinhardtsdorfer Sandsteins war dieses Verhalten nicht feststellbar, da sich die Quelldehnungen im Mittel schon sehr schnell nach Einsetzen der Trocknung dem Ausgangswert annäherten (vgl. Anlage 12).

7.2.3.3 Untersuchungen zur Ermittlung mechanischer Kennwerte

Biegeversuche

Die Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsuntersuchungen können der Tabelle A9 in der Anlage 14 entnommen werden. Hierin sind neben den Abmessungen der Probekörper auch Angaben zur Bruchlast sowie zur Biegezugfestigkeit enthalten. Zudem sind dort Kennwerte der statistischen Auswertung der Ergebnisse wie Standardabweichung und Variationskoeffizient angegeben. Die Berechnung der Biegezugfestigkeit wurde mit den in Abschnitt 7.2.2.3 angegebenen Formeln (7.8) bis (7.10) durchgeführt.

Zusätzlich zu den Mittelwerten der Biegezugfestigkeit wurden die 5 %-Fraktilenwerte auf der Grundlage einer Normalverteilung ermittelt. Dieser statistische Kennwert gibt unter Zugrundelegung der Stichprobe die Grenze an, die von 5 % der Festigkeitswerte unterschritten wird. Die ermittelten Biegezugfestigkeiten (Mittel- und Fraktilenwerte) sind in Tabelle 7.1 angegeben.

Tabelle 7.1: Biegezugfestigkeiten β_{BZ} der Varietäten ME, WW und RE

Varietät und Schichtorientierung	Mittelwert [N/mm ²]	5 %-Fraktile [N/mm ²]
ME senkrecht zur Schichtung	4,68	3,95
ME parallel zur Schichtung	4,61	1,19
WW senkrecht zur Schichtung	3,13	2,56
WW parallel zur Schichtung	5,65	4,40
RE senkrecht zur Schichtung	2,69	2,25
RE parallel zur Schichtung	2,90	2,54

Die Messergebnisse der Biegezugfestigkeit liegen dabei für die Postaer Sandsteine der Varietäten ME und WW in der Größenordnung zwischen 3 N/mm² und 6 N/mm², für den Reinhardtsdorfer Sandstein wurden etwas geringere Werte ermittelt. Im Weiteren waren hierbei die Ergebnisse geringeren Streuungen unterworfen als bei den Messergebnissen der Postaer Gesteinen. Die Biegezugfestigkeiten lagen beim Reinhardtsdorfer Sandstein in Größenordnungen zwischen 2 N/mm² und 3 N/mm².

Ein Einfluss der Schichtorientierung auf die Biegezugfestigkeit ist bei der Varietät ME aus den vorliegenden Ergebnissen nicht zu erkennen. Bei den Varietäten WW und RE ist die Biegezugfestigkeit parallel zur Schichtung erwartungsgemäß etwas höher als jene senkrecht zur Schichtung.

Druckversuche

Die ermittelten Druckfestigkeiten (Mittel- und Fraktilenwerte) können Tabelle 7.2 entnommen werden. Bei allen untersuchten Varietäten ist als Mittelwert der Druckfestigkeit senkrecht zur Schichtung ein geringfügig größerer Wert als parallel zur Schichtung bestimmt worden. Sämtliche Werte der Druckfestigkeiten liegen im Mittelfeld des für Sandsteine üblichen und zu erwartenden Wertebereichs.

Entsprechend der Darstellung und Auswertung der Ergebnisse des Biegezugversuches sind die Ergebnisse der Druckversuche einschließlich statistischer Kenngrößen in Tabelle A10 in Anlage 15 aufgelistet. Die Übersicht in Tabelle A3 in Anlage 3 enthält ebenfalls Angaben zu den ermittelten Druckfestigkeiten. Die Festigkeitsberechnung wurde entsprechend den Angaben in Kapitel 7.2.2.3 durchgeführt.

Tabelle 7.2: Druckfestigkeiten β_D der Varietäten ME, WW und RE

Varietät und Schichtorientierung	Mittelwert [N/mm ²]	5 %-Fraktile [N/mm ²]
ME senkrecht zur Schichtung	61,21	52,95
ME parallel zur Schichtung	59,21	45,30
WW senkrecht zur Schichtung	66,90	54,05
WW parallel zur Schichtung	58,11	47,29
RE senkrecht zur Schichtung	54,72	49,94
RE parallel zur Schichtung	29,38	14,13

Zugversuche

Entsprechend der Darstellung und Auswertung der Ergebnisse des Druck- und Biegezugversuches sind die Ergebnisse der Zugversuche einschließlich statistischer Kenngrößen in Tabelle A11 in Anlage 16 aufgelistet. Die Festigkeitsberechnung wurde nach Gleichung (7.11) in Abschnitt 7.2.2.3 durchgeführt. Die ermittelten Zugfestigkeiten (Mittel- und Fraktilenwerte) sind in Tabelle 7.3 angegeben.

Bei beiden Varietäten ist als Mittelwert der Zugfestigkeit senkrecht zur Schichtung ein geringfügig kleinerer Wert als parallel zur Schichtung bestimmt worden. Sämtliche Werte der Zugfestigkeiten liegen im Mittelfeld des für Sandsteine üblichen und zu erwartenden Wertebereichs.

Tabelle 7.3: Zugfestigkeiten β_z der Varietäten ME und WW

Varietät und Schichtorientierung	Mittelwert [N/mm ²]	5 %-Fraktile [N/mm ²]
ME senkrecht zur Schichtung	2,19	1,52
ME parallel zur Schichtung	2,61	2,21
WW senkrecht zur Schichtung	1,98	1,81
WW parallel zur Schichtung	2,16	1,02

Versuche zur Bestimmung des E-Moduls

Neben den Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeiten wurden die E-Moduln der Postaer Sandsteinvarietäten ME und WW sowie des Reinhardtsdorfer Sandsteins (RE) ermittelt. Eine ausführliche Zusammenstellung der gemessenen Werte einschließlich der statistischen Kenngrößen kann Tabelle A12 in Anlage 17 entnommen werden. Im Weiteren sind die Mittelwerte der E-Moduln in der Übersicht der Tabelle A6 in Anlage 6 sowie in Tabelle 7.4 angegeben. In allen Fällen handelt es sich bei den ermittelten Werten um Tangentenmoduln aus Druckversuchen.

Tabelle 7.4: E-Moduln der Varietäten ME, WW und RE

Varietät und Schichtorientierung	Mittelwert [N/mm ²]
ME senkrecht zur Schichtung	12310
ME parallel zur Schichtung	11180
WW senkrecht zur Schichtung	10490
WW parallel zur Schichtung	11290
RE senkrecht zur Schichtung	6350
RE parallel zur Schichtung	9110

Aus den in Tabelle 7.4 angegebenen Werten ist ein Einfluss der Schichtorientierung auf den E-Modul nicht zu erkennen. Insgesamt können die ermittelten Elastizitätsmoduln der untersuchten Sandsteine als im Durchschnitt vergleichbarer Gesteine liegend bewertet werden (vgl. [2.13]).

7.2.3.4 Untersuchungen zur Verwitterungsbeständigkeit

Frost-Tau-Versuche

Die Abbildungen A6a und A6b in der Anlage 18 zeigen den Verlauf der Massenänderung der Sandsteinvarietäten ME (Abbildung A6a) und WW (Abbildung A6b) jeweils in Abhängigkeit von der Anzahl der durchlaufenen Frostzyklen. Diese Massenverluste durch Frostsprengungen sind bei beiden Varietäten selbst nach 15 durchlaufenen Zyklen sehr gering (vgl. auch Anlage 6). Die Proben der Varietät ME sowie die der Varietät WW verloren weniger als 1 % ihrer Masse im wassergesättigten Zustand. Nach Beendigung der Frost-Tau-Versuche konnten an den Probekörpern nur in sehr geringem Maße Kantenabrundungen festgestellt werden. Abplatzungen waren nicht sichtbar. Auffällig sind die geringen Streuungen der in Abbildung A6a und A6b dargestellten Messwerte (Anlage 18).



Abbildung 7.8: Sandsteinprismen der Varietät ME nach 82 Beanspruchungszyklen im Frost-Tau-Wechselversuch

Von jeder Varietät wurden jeweils 5 Probekörper (Prismen 50 x 50 x 100 mm³) mit der Schichtorientierung parallel und je 5 mit der Orientierung senkrecht zur Probekörperlängsachse verwendet. Unabhängig von der Varietät konnten an den Probekörpern mit der Schichtorientierung senkrecht zur Probekörperlängsachse keine Risse festgestellt werden. An nahezu sämtlichen Probekörpern mit der Schichtorientierung parallel zur Längsachse der Probekörper (1 Ausnahme von insgesamt 10) bildete sich zwischen dem 7. und dem 14. Zyklus jeweils ein großer Querriss (max. Öffnung ca. 1 mm) genau in Probekörpermitte. Ursache für die Rissbildung könnten Temperatureigenspannungszustände im Probekörper

per sein, die bei sehr schnellem Abkühlen der Prismen ein Überschreiten der Zugfestigkeit an der Probenoberfläche bewirken. Tabelle A6 in Anlage 6 sowie Tabelle A13 in Anlage 20 gibt eine Übersicht über die Gesamtmassenverluste nach Beendigung der Versuche.

Im Rahmen der Vorbereitungen für die Versuche an den Verbundkörpern wurden zusammen mit den Verguss- und Verfugmörteln weitere Frost-Tau-Wechselversuche an Standardprismen aus dem Sandstein der Varietät ME durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der Abbildung A6c in Anlage 18 dargestellt. Sie zeigen, dass auch nach 130 durchlaufenen Frost-Tau-Wechseln nur geringe Massenverluste durch Frostsprengung feststellbar sind. Anhand von Abbildung 7.8 ist erkennbar, dass die bereits oben beschriebene Temperaturrissbildung auch an den hierbei verwendeten Standardprismen (Abmessungen 40 x 40 x 160 mm³) auftrat

Kristallisationsversuche

Obwohl die Beanspruchungen, die während des Kristallisations- und des Frost-Tau-Versuchs auf das Korngerüst des Sandsteins wirken, ähnlich sind, stellt der Kristallisationsdruck in seiner Intensität eine sehr viel schärfere Beanspruchung dar, als sie aus der Volumenzunahme des gefrierenden Wassers entstehen kann. Trotzdem können u. a. aus dem Massenverlust während des Kristallisationsversuchs Aussagen über die allgemeine Verwitterungsbeständigkeit des Sandsteins unter realen Bewitterungsbeanspruchungen formuliert werden.

Wehlen, Weiße Bank und Mühlleite, Eisenhaltige Bank:

Vor Versuchsbeginn besaßen alle Probekörper für die Verwendung im Kristallisationsversuch scharfe Kanten und glatte, ebene Schnittflächen. An den Sandsteinprismen waren nach äußerlicher Begutachtung keine Risse, Klüfte oder größere Hohlräume feststellbar. Während der Versuchsdurchführung zeigten sich an den Probekörpern beider o. g. Varietäten ähnliche Schadensbilder, die vermuten lassen, dass der Grad der Schädigung im Kristallisationsversuch in erster Linie davon abhängt, in welchem Maße braune Eisenbänderungen im Probekörper vorhanden sind.

Sämtliche Probekörper überstanden die ersten 2 Wechselbeanspruchungen ohne sichtbare Schäden oder Absprengungen. Nach dem 4. Beanspruchungszyklus waren an allen Probekörpern erste Beschädigungen sichtbar. Der Sandstein zeigte dabei vorwiegend in den dunkleren Bereichen der Eisenbänder zunächst leichte, später starke Abrundungen der Kanten sowie starke Absandungserscheinungen (ganze Sandkörner lösten sich aus der Steinmatrix) und die zu Anfang glatte Probekörperoberfläche wurde dort rau, während die helleren Bereiche der

Prismen der Beanspruchung weitgehend widerstanden. Mit jedem weiteren Beanspruchungszyklus nahmen diese Schädigungen stark zu, bis die Probekörper schließlich entlang der Bänderungen zerbrachen. Probekörper beider Varietäten ohne braune Eisenbänderungen überstanden die 11 Beanspruchungszyklen mit nur geringen Beschädigungen hauptsächlich in Form von Kantenabrundungen. Nach Durchlaufen des 11. Zyklus waren 8 Prismen beider Varietäten der insgesamt 20 Sandsteinprobekörper völlig zerstört.

Der Verlauf der Massenänderung durch Absprengungen im Kristallisationsversuch ist in den Abbildungen A7a und A7b der Anlage 19 dargestellt. Die Gesamtmassenverluste beider Varietäten können der Tabelle A6 in Anlage 6 sowie der Tabelle A13 in Anlage 20 entnommen werden.

Reinhardtsdorfer Sandstein:

Im Rahmen der zusätzlichen Untersuchungen am Reinhardtsdorfer Sandstein sind auch an dieser Gesteinsvarietät Kristallisationsversuche zur Abschätzung der Verwitterungsbeständigkeit durchgeführt worden. Der Verlauf der Massenänderung durch Absprengung im Kristallisationsversuch ist in der Abbildung A7c der Anlage 19 dargestellt. Zusätzlich sind die Gesamtmassenverluste in der Übersicht der Tabelle A6 in Anlage 6 angegeben.

Wie in Abbildung A7c erkennbar ist, konnte an sämtlichen Probekörpern während der ersten 2 Zyklen eine Massenzunahme durch in die Poren des Sandsteins eindringendes Salz (Natriumsulfat) festgestellt werden. Trotzdem waren schon ab dem 1. Beanspruchungszyklus an allen Prismen dieser Sandsteinvarietät deutliche Schäden sichtbar, die mit jedem weiteren Beanspruchungszyklus sehr schnell größer wurden. Dabei kam es insbesondere entlang der hellen gelben Verfärbungen zum Herauslösen von Sandkörnern. Im Weiteren wurden mit zunehmender Anzahl der durchlaufenen Zyklen fortschreitende Ausrundungen an den Kanten und Ecken der Sandsteinprismen sowie Ablösungen ganzer Prismenbereiche beobachtet. Nach Durchlaufen der insgesamt 11 Beanspruchungszyklen waren sämtliche Prismen zerfallen.

7.2.4 Bewertung der Ergebnisse

7.2.4.1 Postaer Sandsteine

Mühlleite, Eisenhaltige Bank

Bei der Varietät Mühlleite, Eisenhaltige Bank handelt es sich um einen Sandstein mit durchschnittlicher Dichte und Porosität. Obwohl der Sättigungswert ebenfalls eher als im Durchschnitt liegend einzustufen ist, nimmt der Stein sehr große Mengen an Wasser auf. Der Wasseraufnahmekoeffizient unterliegt star-

ken Streuungen, die durch die ungleichmäßig verteilten Eisenbänderungen hervorgerufen werden. Insgesamt ist der Wasseraufnahmekoeffizient der Varietät ME als sehr groß einzustufen. Ein Einfluss der Schichtung auf die Kennwerte der kapillaren Wasseraufnahme konnte in den durchgeführten Versuchen zwar im Mittel nachgewiesen werden, die Ergebnisse zeigten aber auch, dass Einzelwerte des Wasseraufnahmekoeffizienten für die Wasseraufnahme senkrecht zur Schichtung in der gleichen Größenordnung liegen können wie die größten Werte des Wasseraufnahmekoeffizienten parallel zur Schichtung (vgl. Abbildung A2a in Anlage 9).

Der Sandstein der Varietät Mühlleite, Eisenhaltige Bank besitzt eine vergleichsweise grobe Porenstruktur. Die vorhandenen Porenradien variieren nur in sehr geringem Maße. Dadurch ist zum einen die starke Wasseraufnahme, zum anderen der geringe Dampfdiffusionswiderstand erklärbar.

In Anlehnung an DIN 52106 [5.23] ist der Sandstein aufgrund seines Sättigungswertes von $S = 0,68$ als verwitterungsbeständig einzustufen ($S < 0,75$). Dies bestätigen die Ergebnisse des Frost-Tau-Versuchs, in denen die Probekörper der Varietät ME nur geringe Massenverluste zu verzeichnen hatten. Trotzdem kann es aufgrund von Temperatureigen Spannungszuständen in den Sandsteinprobekörpern bei plötzlicher Abkühlung von 20 °C auf -20 °C zu Rissbildungen an der Probekörperoberfläche kommen (vgl. Abschnitt 7.2.3.4). Im Rahmen weitergehender Untersuchungen hat sich jedoch gezeigt, dass sich diese Schäden bei Probekörpern mit größeren Abmessungen (zumindest bis zum Erreichen der untersuchten Anzahl von Frost-Tau-Wechseln) nicht einstellen (siehe dazu auch Abschnitt 7.5). Das beobachtete Schadensbild steht daher in einem Zusammenhang mit den Abmessungen der untersuchten Probekörper und lässt nicht ohne weiteres auf die Dauerhaftigkeitseigenschaften der Kuppeldecksteine schließen.

Die Ergebnisse des Kristallisationsversuchs haben gezeigt, dass die Varietät ME nicht in jedem Fall größere Massenverluste durch Absprengungen aufweisen muss als z. B. die Varietät WW (vgl. [7.7]). Der Massenverlust hängt vorrangig von der Größe und Anzahl der im Sandstein vorhandenen Eisenbänderungen ab. Eisenbänderfreie Probekörper der Varietät ME zeigten sich im Kristallisationsversuch in ähnlicher Weise beständig wie die Varietät WW.

Wie aus der Anlagen 10 ersichtlich ist, zeigen die Probekörper der Varietät ME bis zum 98. Tag nur vergleichsweise geringe Quell- bzw. Schwindverformungen (vgl. dazu [4.19] und [2.13]).

Die Biegezug-, Druck- und Zugfestigkeitsuntersuchungen sowie die Prüfungen des E-Moduls haben ergeben, dass es sich bei der Varietät ME um einen Sand-

stein handelt, der im Vergleich mit entsprechenden Literaturkennwerten durchschnittliche Eigenschaften besitzt.

Wehlen, Weiße Bank

Der Sandstein der Varietät Wehlen, Weiße Bank (WW) unterscheidet sich in vielen Eigenschaften nur unwesentlich von denen der Varietät Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ME). Ähnlich wie die Varietät ME weist er durchschnittliche Porositätswerte, Rein- und Rohdichten sowie Sättigungswerte auf. Der Sättigungswert ist mit $S = 0,83$ jedoch größer als bei der Varietät ME. Die Mittelwerte der Wasseraufnahme sind ähnlich hoch wie beim Eisenhaltigen Sandstein, die Werte der Wasseraufnahmekoeffizienten sogar noch erheblich größer als bei der Varietät ME. Wie in Abbildung A2b, Anlage 9, erkennbar ist, streuen die Kennwerte des Wasseraufnahmekoeffizienten nicht in dem Maße, wie dies bei der Varietät ME feststellbar ist. Trotzdem wird in Einzelfällen die kapillare Wasseraufnahme auch bei der Varietät WW erheblich von Eisenbänderungen beeinflusst. Sofern keine Eisenbänderungen vorhanden waren, konnten keine sonstigen Einflüsse aus der Schichtung auf den Wasseraufnahmekoeffizienten festgestellt werden.

Die Porenstruktur der Varietät WW besitzt große Ähnlichkeit mit jener der Varietät ME (vgl. Abbildungen A1a und A1b in Anlagen 8). Dies wird noch unterstrichen durch die Werte der spezifischen Oberfläche, welche sich im Mittel nur geringfügig voneinander unterscheiden.

Aufgrund des höheren Sättigungswertes von $S = 0,83$ und des Massenverlustes von $\Delta m_{Kr} = 0,75 \text{ g/cm}^2$ im Kristallisationsversuch (vgl. [5.25]) ist die Varietät WW als bedingt verwitterungsbeständig einzustufen ($0,7 < S < 0,9$; $\Delta m_{Kr} \leq 1,5 \text{ g/cm}^2$). In den Frost-Tau-Versuchen hat sich die Varietät WW jedoch als ähnlich verwitterungsbeständig erwiesen, wie die Varietät ME, wobei auch hier eine Rissbildung aus Temperatureigen Spannungszuständen beobachtet werden konnte (vgl. Abschnitt 7.2.3.4).

Die Sandsteine der Varietät WW zeigen ähnlich wie die der Varietät ME bis zum 98. Tag nur sehr geringe Quell- bzw. Schwindverformungen.

Die Ergebnisse der Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeitsuntersuchungen sowie der E-Modul-Prüfungen dieser „weißen“ Varietät liegen im Mittelfeld der für Sandsteine üblichen und zu erwartenden Wertebereiche.

7.2.4.2 Reinhardtsdorfer Sandstein

Die vorliegenden Ergebnisse der Untersuchungen am Reinhardtsdorfer Sandstein sind in der Übersicht in Tabelle A6 in Anlage 6 dargestellt. Dort sind zum Vergleich neben den Materialkennwerten des untersuchten Altsteins auch die entsprechenden Werte der Postaer Sandsteine Mühleite und Wehlen angegeben.

Der Sandstein der Varietät Reinhardtsdorf weist im Durchschnitt vergleichbarer Gesteine liegende Rein- und Rohdichten sowie Gesamtporositäten auf (vgl. [2.13]). Insgesamt liegen die Kennwerte der Gesamtporosität sowie der Rein- und Rohdichte des Reinhardtsdorfer Sandsteins in derselben Größenordnung wie die entsprechenden Kennwerte der Postaer Varietäten Mühleite und Wehlen.

Verglichen mit entsprechenden Werten aus der Literatur [2.13] ist der Wert der Wasseraufnahme als vergleichsweise hoch, der Sättigungswert S jedoch als eher durchschnittlich zu bewerten. Die Ergebnisse der kapillaren Wasseraufnahme zeigen, dass der Reinhardtsdorfer Sandstein, ähnlich wie die untersuchten Postaer Sandsteine, in kurzer Zeit sehr große Mengen Wasser aufnehmen kann. Der Wasseraufnahmekoeffizient muss zwar als ausgesprochen hoch bewertet werden, er ist jedoch deutlich kleiner als die entsprechenden Mittelwerte der Varietät Wehlen und liegt etwa in derselben Größenordnung wie die entsprechenden Werte der Varietät Mühleite. Braune Eisenbänder, wie sie in den Gesteinen der Postaer Varietäten zum Teil in sehr ausgeprägtem Maße vorhanden sind, konnten an den Probekörpern des Reinhardtsdorfer Sandsteins nicht festgestellt werden. Diese Eigenschaft wirkt sich insbesondere auf die Kurven der kapillaren Wasseraufnahme des Reinhardtsdorfer Sandsteins aus, die im Vergleich zu den entsprechenden Kurven der Postaer Varietäten deutlich geringeren Streuungen unterworfen sind (vgl. Anlage 9).

Der Reinhardtsdorfer Sandstein unterscheidet sich von den untersuchten Sandsteinen der Varietäten Mühleite und Wehlen im Wesentlichen durch seine deutlich feinere Porenstruktur (vgl. Anlage 8). Die Auswertung der Diffusionsversuche ergab zudem, dass der Reinhardtsdorfer Sandstein Dampftransportvorgängen einen nur geringfügig höheren Widerstand als die untersuchten Postaer Sandsteine entgegensetzt. Dieses Ergebnis unterstreicht damit die Untersuchungsergebnisse der kapillaren Wasseraufnahme.

Verglichen mit den mechanischen Kennwerten der Varietäten Mühleite und Wehlen (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6), besitzt der Sandstein der Varietät Reinhardtsdorf deutlich niedrigere Druck-, Zug- und Biegezugfestigkeiten. Die Größenordnung der ermittelten Elastizitätsmoduln des Reinhardtsdorfer Sandsteins zeichnet ihn im Vergleich zu den anderen untersuchten Natursteinen als ein erheblich weiches Gestein aus. Insgesamt können die mechanischen Eigenschaf-

ten des Reinhardtsdorfer Sandsteins als im Durchschnitt vergleichbarer Gesteine liegend bewertet werden (vgl. [2.13]).

Nach Auswertung der Quellversuche zeigte sich, dass der Reinhardtsdorfer Sandstein nach 98 Tagen Unterwasserlagerung etwa doppelt so große Quellverformungen aufwies wie die Postaer Sandsteine zum entsprechenden Zeitpunkt. An allen im Rahmen des Forschungsprogramms untersuchten Natursteinen wurden insgesamt jedoch nur vergleichsweise geringe Quell- und Schwindverformungen gemessen (vgl. [4.19] und [2.13]).

Aufgrund des Sättigungswertes von $S = 0,71$ ist der Reinhardtsdorfer Sandstein in Anlehnung an DIN 52106 [5.23] im Hinblick auf seine Verwitterungsbeständigkeit zwar noch als verwendbar einzustufen ($S < 0,75$), eine eindeutige und zuverlässige Vorhersage des Verwitterungsverhaltens ist auf der Grundlage dieses Verfahrens jedoch nicht möglich. Die in Anlage 19 dargestellten Ergebnisse des Kristallisationsversuchs (Massenverlust 94 M.-%) zeigen hingegen sehr deutlich, dass es sich beim Reinhardtsdorfer Sandstein um ein Gestein von erheblich geringerer Verwitterungsbeständigkeit als bei den beiden untersuchten Postaer Sandsteinen handelt. Von einer Verwendung des Reinhardtsdorfer Sandsteins in der Deckschicht der Kuppel der Frauenkirche ist deswegen abzuraten.

Beim Vergleich der feuchtetechnischen Eigenschaften kommen den im Rahmen der Saugversuche (Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten) beobachteten Extremwerten der Varietät Mühlleite eine entscheidende Bedeutung zu. Obwohl diese Varietät im Mittel geringfügig günstigere Feuchtetransportkennwerte als der Reinhardtsdorfer Sandstein aufweist (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6), wurden hierbei Extremwerte festgestellt, die die entsprechenden Kennwerte des Reinhardtsdorfer Gesteins erheblich übersteigen (Mühlleite, parallel z. S.: $W_{\max} = 21,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$, Variationskoeffizient $V = 52,1 \%$; Reinhardtsdorf, parallel z. S. $W_{\max} = 15,4 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$, Variationskoeffizient $V = 4,6 \%$). Ursache für diese Streuungen sind die braunen Eisenbänderungen, deren Auftreten bzw. Verlauf dem Zufall unterliegt. Da diese Gesteinseigenschaft nicht gezielt beeinflusst bzw. dauerhaft verbessert werden kann, muss davon ausgegangen werden, dass es im Falle der Errichtung der Kuppelaußenschale ausschließlich aus dem Gestein der Varietät Mühlleite zumindest lokal zu intensiven und dauerhaften Feuchteanreicherungen im Kuppelmauerwerk kommen kann. Bei Einsatz der Varietät Reinhardtsdorf in der Hintermauerung wird diese Gefahr abgemindert. In Bezug auf die Bewertung der feuchtetechnischen Eigenschaften ist der Einsatz des Reinhardtsdorfer Gesteins in der Hintermauerung der Kuppelaußenschale daher durchaus als vorteilhaft anzusehen.

7.2.4.3 Altstein

Ähnlich wie die Postaer und Reinhardtsdorfer Sandsteine besitzt auch der untersuchte Altstein eine durchschnittliche Rein- und Rohdichte sowie Gesamtporosität. Die Porengrößenverteilung in Abbildung A1d der Anlage 8 zeigt sehr deutlich, dass der untersuchte unpatinierte Altstein eine ähnlich gleichmäßige und grobe Porenstruktur besitzt wie die untersuchten Varietäten ME und WW. Der an den unpatinierten Probekörpern ermittelte Wasseraufnahmekoeffizient liegt zwischen den entsprechenden Werten der beiden Postaer Varietäten (vgl. Tabelle A6 in Anlage 6) und ist als äußerst hoch zu bewerten.

Die Auswertung der Untersuchungen zum Einfluss der patinierten Sandsteinoberfläche auf die Feuchtetransporteigenschaften des Altstein ergaben, dass der Diffusionstransport durch die Patina nicht signifikant beeinträchtigt wird. Darüber hinaus hat sich gezeigt, dass die patinierte Steinoberfläche das Eindringen der Feuchtigkeit durch kapillares Saugen erheblich reduzieren kann. Diese Feststellung stimmt mit Ergebnisse früherer Untersuchungen zum Einfluss der Patina auf den Feuchtetransport überein (siehe dazu [7.15]).

Hervorzuheben ist jedoch, dass es sich bei dem untersuchten Altsteinmaterial um Sandsteine unbekannter Herkunft handelt. Obwohl dieses Gestein dem Postaer Sandstein stark ähnelt, kann nicht mit Sicherheit davon ausgegangen werden, dass der patinierte Postaer Sandstein ähnliche hygrische Eigenschaften wie der untersuchte patinierte Altstein aufweist. Zur Klärung dieser Frage wären umfangreiche und ausgesprochen zeitaufwendige experimentelle Untersuchungen an entsprechend patinierten Steinoberflächen erforderlich, die den Rahmen des Untersuchungsprogramms [7.6] gesprengt und unter Umständen auch nicht zu eindeutigeren Aussagen im Hinblick auf die Zielsetzung dieses Untersuchungsprogramms geführt hätten. Die Ursache hierfür liegt in der eingeschränkten Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf das reale Bauwerk. Geeignetes Probenmaterial für solche Untersuchungen ist ohnehin kaum verfügbar.

7.3 Numerische Untersuchungen

7.3.1 Zielsetzung und Vorgehensweise

Ziel der numerischen Untersuchungen war es, die durch Feuchteangriff auf die Kuppeloberfläche entstehenden Verformungen und Spannungen im Mauerwerk abzuschätzen und daraus Anforderungen an den Fugenmörtel herzuleiten. Grundsätzlich entspricht das Vorgehen der bereits in Abschnitt 6.3 dargestellten Weise. In Bezug auf die Zielsetzung des Projekts waren hier vornehmlich die Beanspruchungen von Interesse, bei denen sich besonders kritische Spannungs- und Verformungszustände im Mauerwerk einstellen. Diese Beanspruchungszustände wurden im Weiteren als für die Festlegung der Anforderungskriterien für den Fugenmörtel maßgebende „Lastfälle“ ausgewählt und eingehender untersucht.

Darüber hinaus war es erforderlich, diejenigen Materialparameter des Fugenfüllstoffes zu identifizieren, die für die Größenordnung der im Mauerwerk auftretenden Spannungen überhaupt von signifikanter Bedeutung sind. Auf der Basis der gewonnenen Erkenntnisse wurde dann versucht, für jeden dieser identifizierten Parameter Grenzwerte festzulegen. Dabei handelt es sich um Zahlenwerte, denen der jeweilige Materialkennwert des Fugenmörtels nach Möglichkeit entsprechen sollte, um die Gefahr einer Schädigung des Deckschichtmauerwerks im Bereich der Mörtelfugen zu minimieren. Aus diesen Grenzwerten gingen die Anforderungskriterien für den Fugenmörtel hervor.

In den hier vorgestellten numerischen Untersuchungen wurde hinsichtlich der anzusetzenden Materialkennwerte davon ausgegangen, dass die Kuppeldeckschicht aus dem Sandstein der Varietät Mühlleite (ME), die Hintermauerung aus dem Reinhardtsdorfer Sandstein (RE) errichtet wird. Diese Festlegung ergab sich aus den Ergebnissen der in Abschnitt 7.1 behandelten experimentellen Untersuchungen am Sandsteinmaterial (siehe hierzu auch Abschnitt 7.2.4.2). Im Prinzip entspricht das hierbei gewählte Vorgehen dem in Abschnitt 6.3.1.2 erläuterten konzeptionellen Ansatz zur Berechnung von feuchtebedingten Beanspruchungen in Mauerwerk. Nähere Einzelheiten werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt.

7.3.2 Wahl des Modells

Für die Durchführung der numerischen Untersuchungen wurde die Finite-Element-Methode verwendet. Da sich die aus wechselnder Befeuchtung / Austrocknung bzw. Erwärmung / Abkühlung ergebenden mechanischen Beanspruchungen vornehmlich in den oberflächennahen Kuppelquerschnittsbereichen einstellen, ist zur Analyse der resultierenden Verformungen und Spannungen

lediglich die Untersuchung der äußeren Kuppelbereiche erforderlich (siehe Abbildung 3.1).

Das verwendete FE-Netz entspricht daher einem 51 cm dicken Kuppelausschnitt, in dem sowohl die Kuppeldecksteine mit ihren unterschiedlichen Dickenabmessungen als auch Bereiche der Hintermauerung nachgebildet sind. Aufbau und Abmessungen des verwendeten FE-Netzes können Abbildung 7.9 entnommen werden. Als Fugendicke für die vertikal verlaufende Stoßfuge in der Kuppeldeckschicht wurde zunächst 6 mm angenommen. Die Dicke der übrigen Fugen beträgt 12 mm. Das FE-Netz besteht aus 7920 2D-Elementen à 4 Knoten. Zur Verminderung der Elementanzahl wurde unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften (siehe Abbildung 7.9) nur jeweils die halbe Decksteinlänge mit entsprechenden Bereichen der Hintermauerung nachgebildet. Bei diesem FE-Netz betragen die Abmessungen der größten Elemente 10 mm x 10 mm, während die kleinsten Elemente Abmessungen von 2 mm x 2 mm aufwiesen.

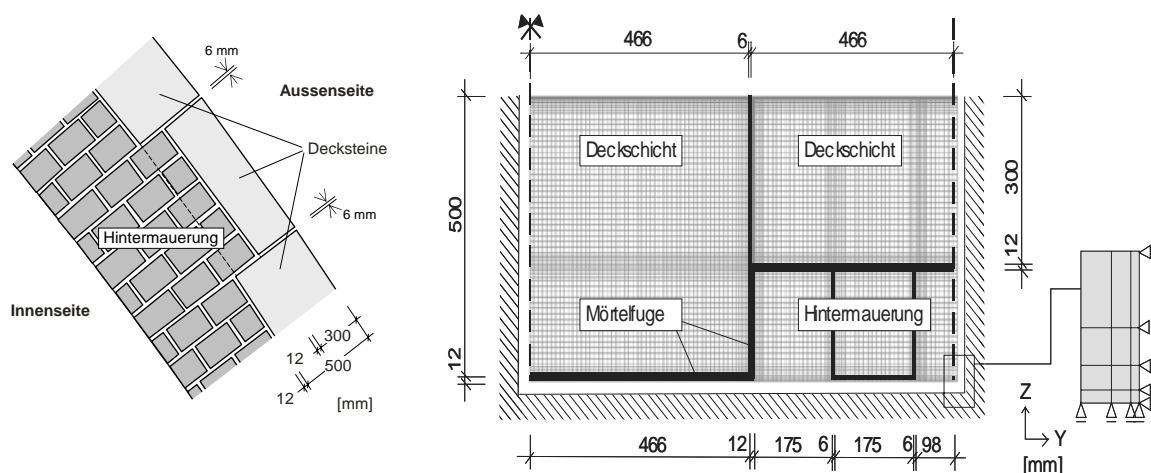


Abbildung 7.9: Diskretisierter Mauerwerksbereich (links) und FE-Modell des Deckschichtmauerwerks (rechts)

Diese Rissbildung kann u. a. durch die Wahl geeigneter Mörtel minimiert werden. Dabei liegen die möglichen Rissursachen häufig nicht in den statischen Belastungen des Mauerwerks, bei denen Druckspannungen aus Eigengewicht überwiegen, sondern z. B. im Schwindverhalten des Mörtels, welches zu Zugspannungen in der Fuge führt (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.5.3). Hierbei ist zwischen zwei verschiedenen Schadensfällen zu unterscheiden. Grundsätzlich kommt es beim Überschreiten der Mörtelzugfestigkeit zu einer Rissbildung innerhalb der Fuge. Wird die Haftzugfestigkeit der Stein-Mörtel(-Stein)-Verbindung überschritten, stellt sich ebenfalls eine Rissbildung ein. Im Unterschied zum o. g. Riss innerhalb der Mörtelfuge löst sich beim Überschreiten der Haftzugfestigkeit der Mörtel von den Steinkanten ab („Flankenabriss“, siehe dazu auch Tabellen A14 bis A17 in den Anlagen 23 bis 25).

Im Rahmen dieser Untersuchung wurde als Randbedingung an den beidseitig senkrecht zur Mauerwerksoberfläche verlaufenden Rändern des FE-Modells die Behinderung der Verformungen parallel zur Mauerwerksoberfläche (horizontale Verformungen) angesetzt (siehe Abbildung 7.9). Verschiebungen in vertikaler Richtung, parallel zum rechten bzw. linken Rand des Modells waren dort jedoch möglich. Für den unteren Rand (Verlauf parallel zur Oberfläche in 512 mm Tiefe) gilt analog, dass Verschiebungen senkrecht zum Rand behindert, parallel zum Rand zulässig sind. Die sich aufgrund behinderter Quell- und Schwindverformungen ergebenden Spannungen stellen unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen auf der sicheren Seite liegende, obere Grenzwerte dar und ermöglichen eine zuverlässige Abschätzung der in den untersuchten Mauerwerksbereichen auftretenden mechanischen Beanspruchungen.

Voruntersuchungen ergaben, dass die im Kuppelmauerwerk auftretenden Spannungen durch Feuchteeinwirkungen im Wesentlichen durch die Größenordnung der Quell- und Schwindverformungen sowie durch den E-Modul beeinflusst werden. Zudem war als zusätzlicher Parameter der Einfluss der Fugendicke des Deckmauerwerks zu untersuchen. Diese Einflussgrößen wurden im Rahmen einer Parameterstudie an einem einfacheren FE-Modell mehrfach verändert um innerhalb eines zeitlich vertretbaren Rahmens zu Ergebnissen zu gelangen (siehe Abbildung 7.10). Bei diesem FE-Netz variiert die Elementgeometrie zwischen 2 mm x 2 mm und 10 mm x 10 mm.

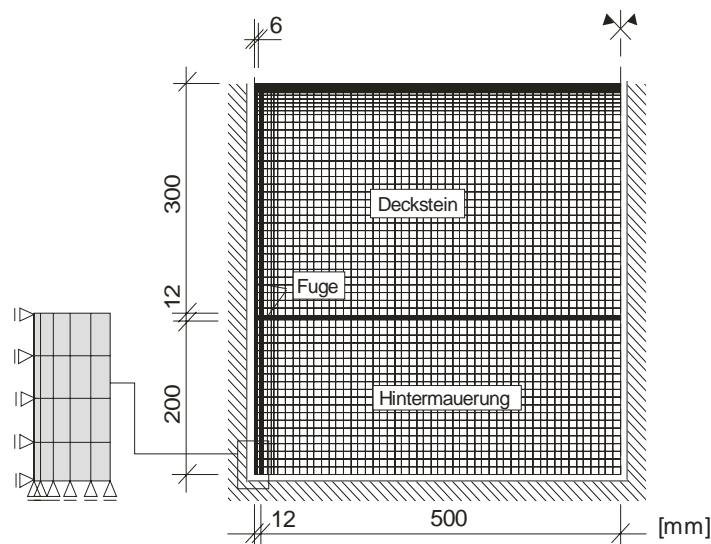


Abbildung 7.10: Verwendetes FE-Netz für die Durchführung der Parameterstudie

Als wesentliches Bewertungskriterium der Analysen anhand des Modells nach Abbildung 7.10 wurde die Größenordnung der berechneten Spannungen herangezogen.

Anschließend erfolgte die eingehendere Untersuchung unter Verwendung des FE-Modells entsprechend Abbildung 7.9.

7.3.3 Stoffgesetze und Materialkennwerte

Den Berechnungen zum Feuchttransport und -übergang sowie zu den damit einhergehenden hygrischen Spannungen und Verformungen wurden die in den Abschnitten 6.3.1.2 und 6.3.1.3 vorgestellten Stoffgesetze (Gleichungen 6.33 bis 6.37) zugrunde gelegt. Zudem fanden in die Berechnungen Feuchteübergangskoeffizienten gemäß Abbildung 6.27 Eingang.

Die Materialkennwerte, die für numerischen Berechnungen herangezogen wurden, sind in der Tabelle 7.5 zusammengestellt. In der Regel wurden die Kennwerte und Funktionen für die Sandsteine im Rahmen der in Abschnitt 7.1 vorgestellten experimentellen Untersuchungen direkt bestimmt. Die Feuchttransportkoeffizienten D_{Φ} und die hygrischen Dehnfunktionen $\varepsilon_H(\Phi)$ der Sandsteine mussten aus den gewonnenen Ergebnissen abgeleitet werden. Die Herleitung dieser Eingabeparameter ist in den Abschnitten 6.1.4 bzw. 6.2 ausführlich erläutert.

Tabelle 7.5: Zusammenstellung der verwendeten Materialkennwerte

Material	Kennwert		Quelle
Sandstein ME	Rohdichte ρ	2090 [kg/m ³]; siehe Tab. A6	eigene Versuche
	E-Modul E	12000 [N/mm ²]; siehe Tab. A6	"
	Querdehnzahl ν	0,2 [-]	Lit. [4.14]
	Feuchttransportkoeffizient D_{Φ}	siehe Abbildung 6.21 in Abschnitt 6.1.4.4	eigene Versuche
	Hygrische Dehnfunktion $\varepsilon_H(\Phi)$	siehe Abbildung 6.24 in Abschnitt 6.2.2	"
Sandstein RE	Rohdichte ρ	2060 [kg/m ³]; siehe Tab. A6	eigene Versuche
	E-Modul E	9000 [N/mm ²]; siehe Tab. A6	"
	Querdehnzahl ν	0,2 [-]	Lit. [4.14]
	Feuchttransportkoeffizient D_{Φ}	siehe Abbildung 6.21 in Abschnitt 6.1.4.4	eigene Versuche
	Hygrische Dehnfunktion $\varepsilon_H(\Phi)$	siehe Abbildung 6.24 in Abschnitt 6.2.2	"
Mörtel	Rohdichte ρ	1900 [kg/m ³]	Lit. [3.10]
	E-Modul E	5000 [N/mm ²]	Lit. [4.19]
	Querdehnzahl ν	0,2 [-]	Lit. [4.14]
	Kriechzahl ϕ	2 ÷ 12 [-]	
	Feuchttransportkoeffizient D_{Φ}	siehe Abbildung 7.10 in Abschnitt 7.3.3	Lit. [3.10]
	Hygrische Dehnfunktion $\varepsilon_H(\Phi)$	siehe Abbildung 7.11 in Abschnitt 7.3.3	Lit. [4.10], [4.19]

Grundlage zur Herleitung des Feuchttransportkoeffizienten für den Mörtel bildeten entsprechende Mörtelkennwerte aus der Literatur [3.10], die in Abbildung 6.28 dargestellt sind. Diese Mörtelkennwerte wurden im Rahmen einer inversen Analyse solange optimiert, bis Ergebnisse von Saugversuchen an vorhandenen Mörtelprismen (eines vorherigen Bauabschnittes der Frauenkirche), die zuvor in Anlehnung an [6.3] durchgeführt worden waren, nachgerechnet werden konnten. Der auf diesem Wege ermittelte Feuchttransportkoeffizient

für den Mörtel ist zusammen mit den Transportkennwerten der Sandsteinvarietäten ME und WW in der Abbildung 7.11 dargestellt.

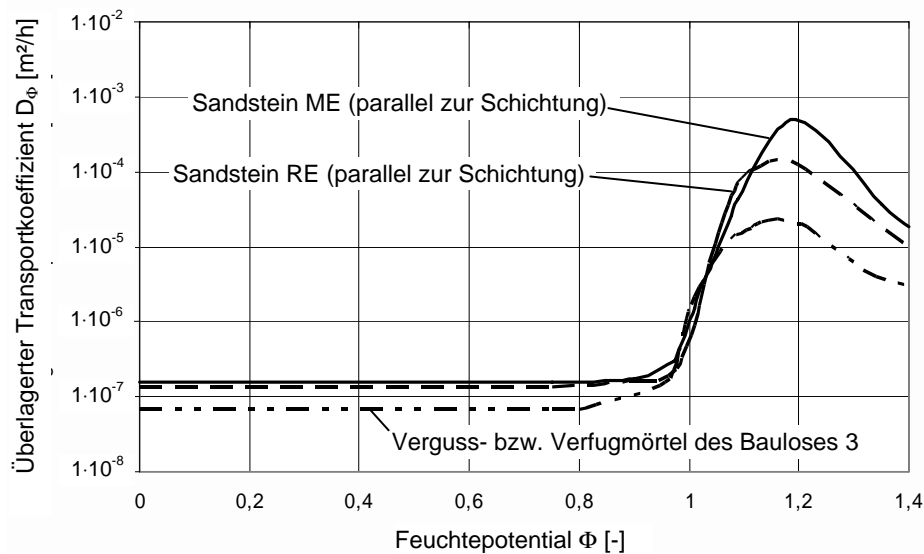


Abbildung 7.11: Überlagerte Feuchttransportkoeffizienten der Mauerwerksmaterialien für die numerischen Analysen zum Spannungs- und Verformungsverhalten des Deckschichtmauerwerks

Die für die numerischen Untersuchungen der Spannungs- und Verformungszustände benötigten Dehnfunktionen, Elastizitätsmodul und Rohdichten der Sandsteine entstammen den durchgeführten experimentellen Untersuchungen. Für die Fugenfüllstoffe standen Werte aus der Literatur sowie aus früheren eigenen Untersuchungen zur Verfügung. Tabelle 7.5 gibt eine Übersicht über die im Rahmen der numerischen Untersuchungen verwendeten mechanischen Kennwerte. Für die Querdehnungszahlen der untersuchten Sandsteine sowie des Mörtels wurden Werte aus der Literatur herangezogen (vgl. [7.16] und [7.17]).

Durch die Anwendung der Methode des wirksamen E-Moduls im Simulationsmodell konnte unter Begrenzung des rechnerischen Aufwands dem Mörtel in erster Näherung die für ihn typische, ausgeprägte Kriechneigung zugewiesen werden. Dabei fanden in die Parameterstudie verschiedene Kriechzahlen zwischen $2 < \phi < 12$ Eingang. Kriecheffekte im Sandstein wurden vernachlässigt.

Im Rahmen der Parameterstudie wurden für die Fugenmörtel E-Moduln in Größenordnungen von 3000 N/mm^2 bis 5000 N/mm^2 (vgl. Tab. 7.5) sowie Endschwindmaße von $-0,25 \text{ mm/m}$ (M0) bis $-1,6 \text{ mm/m}$ (M3) hinsichtlich ihres Einflusses auf die Höhe der sich in den Mauerwerksfugen einstellenden Spannungen untersucht. Die genannten Endschwindmaße der Mörtel beziehen sich jeweils auf ein Endfeuchtpotential von $\Phi = 0,4$ und können den in der Abbildung 7.12 dargestellten hygrischen Dehnfunktionen $\varepsilon_H(\Phi)$ entnommen werden

(siehe dazu auch Abschnitt 7.3.5.1). Die dargestellten Kurven beruhen auf Annahmen, die sich auf verschiedene Untersuchungsergebnisse aus der Literatur ([4.10] bzw. [4.19]) sowie auf eigene Erfahrungen stützen.

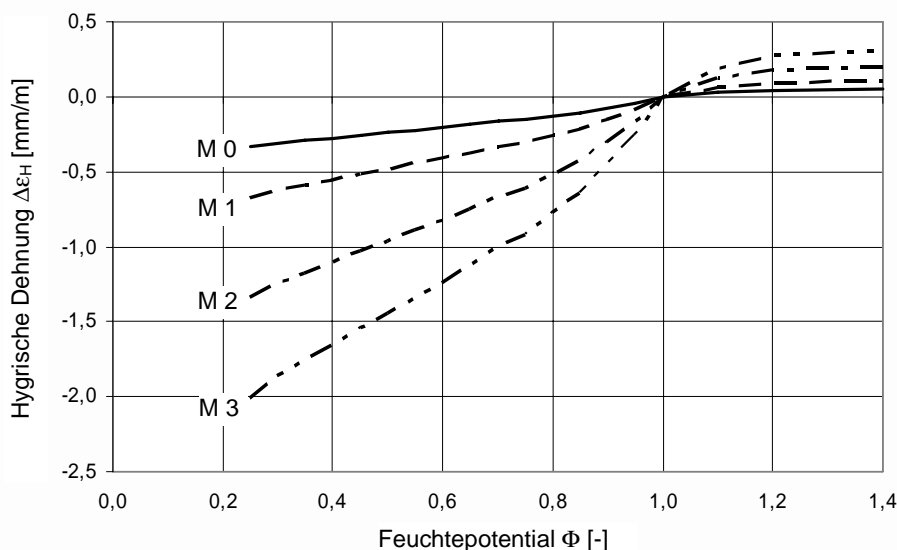


Abbildung 7.12: Hygrische Dehnfunktionen $\Delta\epsilon_H(\Phi)$ verschiedener Mörtel mit unterschiedlich stark ausgeprägten Schwindeigenschaften (bezogen auf einen Ausgangszustand bei $\Phi = 1,0$)

Das Spannungs-Dehnungsverhalten des Mörtels sowie des Sandsteins wurde als quasi linear-elastisches Verhalten abgebildet. Bruch- und Versagenskriterien fanden ebenso wenig Eingang in der stoffgesetzlichen Modellierung der Mauerwerksmaterialien wie Spannungs-Rissöffnungsgesetze, da ihre Berücksichtigung im Hinblick auf die Aufgabenstellung des Untersuchungsauftrags nicht von Belang war. Der Hauptgrund für diese Vereinfachung bestand in der Reduktion des rechnerischen Aufwandes (Laufzeit und numerische Stabilität einzelner Rechenläufe), um in angemessener Zeit die umfangreichen Parameteranalysen durchführen zu können. Als Konsequenz dieser Vereinfachung werden oftmals unrealistisch hohe Spannungswerte erhalten, die weit über der Festigkeit des Sandstein bzw. des Mörtels angesiedelt sind. Dies ist jedoch nicht mit einer Einschränkung der Aussagekraft der erwünschten Ergebnisse bzw. Erkenntnisse verbunden, weil bei den durchgeführten Analysen letztlich die Frage im Vordergrund steht, ob und unter welchen Bedingungen eine Rissbildung im Mauerwerk wahrscheinlich ist bzw. auftritt. Werden also rechnerisch Spannungen ermittelt, die die Festigkeit des Sandsteins oder des Mörtels zum betreffenden Zeitpunkt erreichen bzw. etwas überschreiten, wird es wahrscheinlich zur Rissbildung kommen. Bis zu dieser Spannungshöhe sind die Rechenergebnisse in jedem Falle als durchaus realistisch einzustufen. Höhere rechnerisch ermittelte Spannungen werden in Wirklichkeit wegen der einsetzenden Rissbildung nicht auftreten. Solche Spannungswerte zeigen aber zumindest eine mit höchster Wahrscheinlichkeit eintretende Rissbildung an. Sie können also auch – wie im hier

behandelten Fall – zur vergleichenden Bewertung des Rissrisikos bei unterschiedlichen Einwirkungen herangezogen werden.

Bewertungskriterium für die Intensität der auftretenden mechanischen Beanspruchung im Sandstein und in der Mörtelfuge ist dabei die Größenordnung der rechnerischen Druck-, Schub- und Zugspannungen. Darüber hinaus liefern Angaben zu den rechnerischen Spannungen in der Kontaktzone zwischen Mörtel- und Sandsteinflanke wichtige Hinweise zu den Verbundbeanspruchungen des Deckmauerwerks.

7.3.4 Beanspruchungen

Im Rahmen der numerischen Analysen wurden im Wesentlichen extreme Klimateinwirkungen aus schlagartiger Befeuchtung (Bildung einer Wasserschicht auf der Mauerwerksoberfläche) sowie einer vergleichsweise schnellen Austrocknung bei Windeinwirkung im Sommer simuliert, da hierdurch besonders kritische Beanspruchungszustände in der Kuppeloberfläche verursacht werden können.

Für die Herleitung der Anforderungskriterien für den Fugenfüllstoff erwies sich der Lastfall Austrocknung als maßgebend, da hierbei die größten Zugspannungen bzw. Haftzugspannungen im Mörtel bzw. in der Kontaktzone zwischen Fuge und Sandstein festgestellt wurden. Dabei sind die Auswirkungen einer vergleichsweise intensiven Austrocknung bei einer relativen Luftfeuchtigkeit von 40 % sowie von gemäßigeren Trocknungsbedingungen bei 75 % relativer Luftfeuchte untersucht worden. Dieser letztgenannte Wert entspricht der mittleren jährlichen Luftfeuchte der Stadt Dresden von 78 % relativer Luftfeuchte. Die Bedingungen einer intensiven Austrocknung können am realen Bauwerk u. a. auftreten, wenn Außenluft mit einer Temperatur von 0 °C und einer relativen Luftfeuchte von 80 % unter dem Wetterschutzdach der Baustelle der Frauenkirche auf etwa 10 °C erwärmt wird. Aber auch im Sommer, wenn Luft mit einer Temperatur von 20 °C und einer relativen Luftfeuchte von 75 % in kurzer Zeit auf 30 °C erwärmt wird, sind relative Luftfeuchtegehalte von 40 % zu erwarten. Zum Zeitpunkt des Beginns der simulierten Austrocknung durch Konvektion an der Mauerwerksoberfläche wiesen sowohl der Fugenmörtel als auch der Sandstein im oberflächennahen Bereich Feuchtegehalte auf, wie sie einer Lagerung bei 100 % relativer Luftfeuchte entsprechen.

7.3.5 Ergebnisse

7.3.5.1 Validierung der Berechnungsansätze

In der Abbildung 7.13 sind berechnete und gemessene Feuchteverteilungen für die kapillare Wasseraufnahme parallel zur Schichtorientierung in einem Sandstein der Varietät ME einander gegenüber gestellt. Für diese Gegenüberstellung mussten die in Abschnitt 6.1.4.2 bzw. in [6.3] beschriebenen Saugversuche an Sandsteinprismen entsprechend der vorgestellten Methodik nachgerechnet und ausgewertet werden. Aus dem Vergleich der berechneten Feuchteverteilungen mit den Messwerten geht hervor, dass die berechneten Kurven das Saugverhalten des Sandsteins sowohl in der Tendenz als auch in der Größenordnung den Messwerten entsprechend zutreffend wiedergeben.

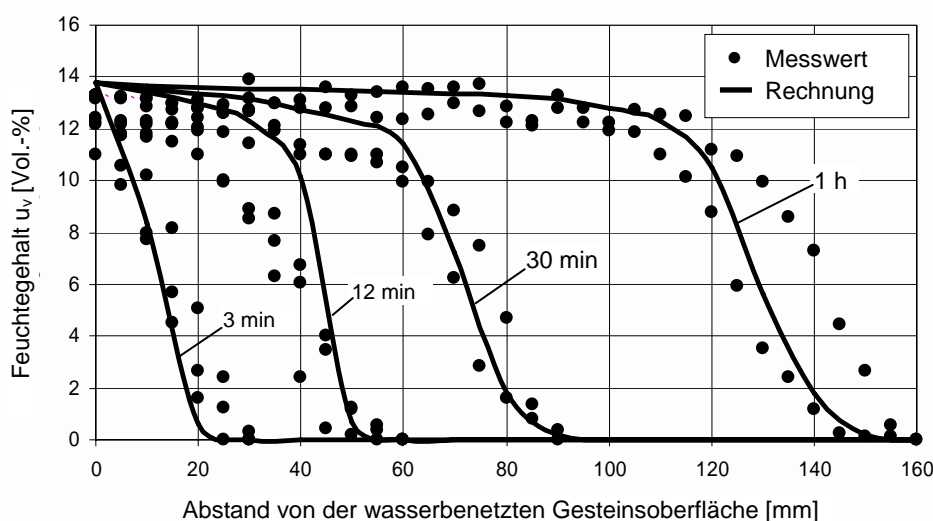


Abbildung 7.13: Vergleich der mittels NMR-Spektroskopie gemessenen und der berechneten Feuchtegehaltsverteilungen für die kapillare Wasseraufnahme parallel zur Schichtorientierung eines Sandsteins der Varietät ME

Die in der Abbildung 7.13 dargestellten Messwerte stammen von zwei Sandsteinproben derselben Varietät ME, an denen nach optischer Begutachtung keine Eisenbänderungen festgestellt werden konnten. Jedoch sind die Feuchtetransportigenschaften eines Sandsteins auch ohne äußerlich sichtbare Eisenbänder stets gewissen Streuungen unterworfen. Dieser Streueinfluss zeigt sich in der Regel um so deutlicher, je länger der Saugversuch dauert. Für den Zeitpunkt 1 Stunde nach Beginn der kapillaren Wasseraufnahme ist die Streuung in den Messwerten der beiden Proben in der Abbildung 7.13 bereits deutlich sichtbar. Derartige Streueinflüssen können in den numerischen Berechnungen nicht berücksichtigt werden. Die berechneten Feuchteverteilungen geben daher jeweils das durchschnittliche Feuchtetransportverhalten des untersuchten Sandsteins ohne den Einfluss entsprechender Gefügestörungen wieder.

Ein ausführlicherer Vergleich von gemessenem und berechnetem Feuchteverhalten der Sandsteinvarietäten ME und RE ist anhand der Abbildungen A8a bis A9d der Anlagen 21 und 22 möglich. Dabei geben die Abbildung A8a und A9a (feuchtepotentialbezogen) bzw. A8b und A9b (feuchtegehaltsbezogen) jeweils die berechneten Feuchteverteilung während der kapillaren Wasseraufnahme im simulierten Saugversuch gemäß DIN 52617 [6.3] entsprechend der in Abschnitt beschriebenen Versuchsdurchführung wieder. Die daraus berechneten Wasseraufnahmekurven in Abhängigkeit von der Zeit sind in den Abbildungen A8c und A9c dargestellt. Zu Vergleichszwecken enthalten diese beiden Diagramme auch die entsprechenden Messwerte (Einzel- und Mittelwerte gemäß Abb. A2a und A2b in Anlage 9).

Die Kurven der berechneten kapillaren Wasseraufnahme in den Abbildungen A8c und A9c verlaufen für beide Sandsteinvarietäten im linear ansteigenden Abschnitt zunächst sehr genau entlang der oberen Grenzen des Streubereichs der gemessenen Werte. Diese Feststellung lässt sich darauf zurückführen, dass die hierfür maßgebenden Feuchtetransportkoeffizienten auf der Grundlage von NMR-Messungen an Proben ohne Eisenbänder ermittelt worden sind (siehe dazu Abschnitt 6.1.5.3). Es zeigt sich hier, dass das Feuchteaufnahmeverhalten von Proben ohne Eisenbänder in Abhängigkeit von der Zeit bis zum Erreichen eines bestimmten Porenfüllungsgrades durch den zugrunde gelegten Ansatz mit hoher Genauigkeit berechnet werden kann. Bei Erreichen dieses Porenfüllungsgrades nimmt die Menge des aufgenommenen Wassers aufgrund von Lufteinschlüssen in den Gesteinsporen und Flaschenhalseffekten nur noch langsam zu. Derartige Effekte können in dem hier zugrunde liegenden Modell nicht erfasst werden. Daher steigen die berechneten Werte der kapillar aufgenommenen Wassermengen in den Abbildungen A8c und A9c zunächst noch weiter linear an. Erst bei ca. 23 kg/m² für die Varietät ME und bei 25 kg/m² für die Varietät RE verlaufen auch die Kurven des berechneten Saugvorganges zunehmend flacher und nähern sich den gemessenen Saugkurven an.

Aus den berechneten Kurven der kapillaren Wasseraufnahme ergibt sich ein Wasseraufnahmekoeffizient von 14,3 kg/(m²√h) für die Varietät ME und ein entsprechender Wert von 10,8 kg/(m²√h) für die Varietät RE. Im Vergleich zu den in Tabelle A6 (siehe Anlage 6) zusammengestellten Messwerten ist der berechnete Wasseraufnahmekoeffizient der Varietät ME geringfügig oberhalb des Mittelwertes von 12,9 kg/(m²√h) und der Wert der Varietät RE deutlich unterhalb des Durchschnittswertes von 14,4 kg/(m²√h) einzustufen.

Neben den vergleichenden Angaben zum Feuchtetransportverhalten finden sich in den Abbildungen A8d und A9d der Anlagen 21 und 22 jeweils auch Gegenüberstellungen des berechneten und des gemessenen hygrischen Verformungsverhaltens der Sandsteine ME und WW. Dabei entsprechen die eingezeichneten Mess- und Mittelwerte den in Abschnitt 7.2.3.2 vorgestellten Versuchsergebnis-

sen (vgl. dazu auch Abb. A3c in Anlage 10 bzw. Abb. A5c in Anlage 12). Die im Rahmen dieser Experimente erfassten Befeuchtungs- und Austrocknungsvorgänge wurden zu Vergleichszwecken mit dem beschriebenen numerischen Modellansatz nachgerechnet. In Bezug auf die hierbei vorliegenden Randbedingungen sei auf die Versuchsbeschreibung in Abschnitt 7.2.2.2 verwiesen.

Der Vergleich der berechneten hygrischen Verformungen mit den entsprechenden Messwerten der Abbildungen A8d und A9d zeigt sowohl für die Sandsteinvarietäten ME als auch für RE, dass sich die gemessenen Quellverformungen bei Unterwasserlagerungen deutlich langsamer einstellen, als die Berechnungen erwarten lassen. Die für eine Versuchsdauer von 2 Tagen berechneten Quellverformungen werden im Experiment an einzelnen Proben erst nach einer tatsächlichen Versuchsdauer von etwa 10 Tagen gemessen (vgl. Abb. A8d und A9d). Die Stoffgesetze zum hygrischen Verformungsverhalten des numerischen Modells überschätzen daher die zeitliche Entwicklung der Quellverformungen, während die Endwerte Quellverformungen aus Rechnung und Experiment den mathematischen Vorgaben gemäß gleich sind. Die Vorgänge des Rückschwindens als Folge einer Austrocknung werden hingegen durch die Berechnungen deutlich zutreffender wiedergegeben. Der Austrocknungsvorgang, der diesen Analysen zugrunde liegt, ist in Abbildung 7.14 durch die Feuchteverteilungen für die Zeitpunkte 1 Stunde, 1 Tag, 10 Tage und 21 Tage nach Beginn der Austrocknung beschrieben.

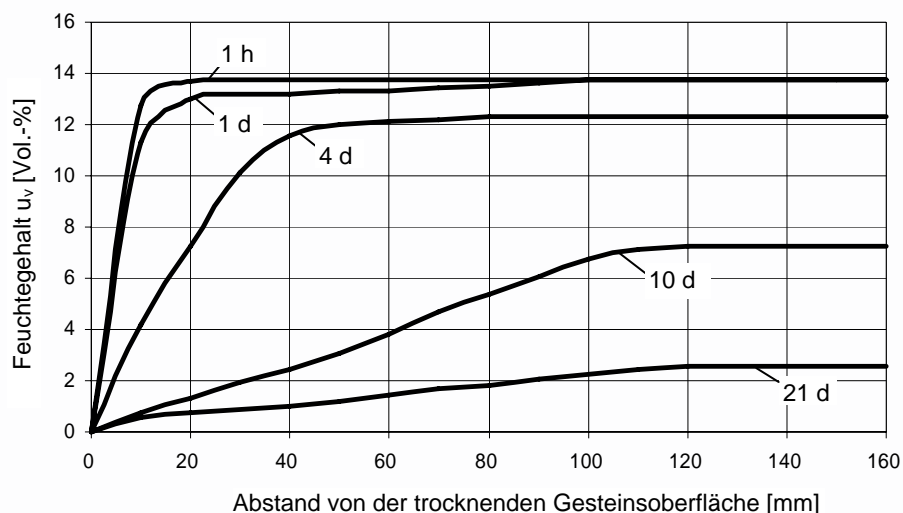


Abbildung 7.14: Berechnete Feuchtegehaltsverteilungen für den Trocknungsvorgang parallel zur Schichtorientierung eines Sandsteins der Varietät ME

Phänomene von verzögerten Quellverformungen sind zwar in der Literatur beschrieben (siehe z. B. in [4.7]), die Ursachen sind jedoch noch nicht hinreichend erforscht. Zudem sind diese Effekte ausgeprägten Streuungen unterworfen, die

eine Einbindung in entsprechende Stoffgesetze für numerische Berechnungen zusätzlich erschweren (siehe z. B. Abb. A8d). Im Hinblick auf die Zielsetzung der vorliegenden Arbeit wurde auf eine genauere Erfassung dieser verzögerten Quellverformungen verzichtet. Die Aussagen, die auf der Grundlage der durchgeführten numerischen Untersuchungen abgeleitet worden sind, bleiben in ihrer Gültigkeit von dieser Einschränkung unbeeinflusst, da sie sich auf die Vorgänge der Austrocknung beziehen (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.4).

7.3.5.2 Feuchteverteilungen

Im Mittelpunkt der numerischen Untersuchung hygrisch bedingter Beanspruchungen im Kuppelmauerwerk der Frauenkirche stehen Berechnungen zum Trocknungsverhalten des Deckmauerwerks. Im Rahmen dieser Analysen wurde von der Arbeitshypothese ausgegangen, dass der Feuchtegehalt im untersuchten Kuppelquerschnitt im Ausgangszustand einem Feuchtepotential von $\Phi = 1,0$ entspricht. Mit einsetzender Trocknung fällt das Feuchtepotential in den oberflächennahen Mauerwerksbereichen zunächst sehr schnell ab und es bildet sich ein ausgeprägter Feuchtegradient aus, der für die Höhe der auftretenden Spannungen verantwortlich ist. Der Trocknungsvorgang läuft im Weiteren zunehmend langsamer bzw. mit geringerem Gradienten ab. Für die Erfassung der kritischen Spannungszustände erwies es sich in der Regel als ausreichend, die ersten 24 Stunden nach Einsetzen des Trocknungsvorganges zu untersuchen. In einzelnen Fällen mussten längere Trocknungszeiträume analysiert werden.

Die Vorgänge der Austrocknung wurden in den Abschnitten 6.3.2.1 und 6.3.2.2 bereits ausführlich behandelt. Auf eine entsprechende Beschreibung der Trocknung wird daher an dieser Stelle verzichtet.

7.3.5.3 Spannungen aus Feuchteeinwirkungen

Bei der Auswertung der FE-Berechnungen wurden Horizontal- (σ_y) und Vertikalspannungen (σ_z) in der Fuge sowie in der Kontaktzone zwischen Fuge und Sandstein eingehender betrachtet. Die berechneten Druckspannungen sowie Schubspannungen erwiesen sich in allen Fällen als unkritisch. Es stellte sich heraus, dass die für die Herleitung der Anforderungskriterien des Fugenmörtels zu analysierenden Zug- bzw. Haftzugspannungen ($\sigma_{y, \text{Haft}}$) in den in Abbildung 7.15 dargestellten Schnitten 1 - 1 (Verlauf in der Mitte der Fuge) sowie 2 - 2 (Verlauf entlang der Kontaktzone) maßgebend sind. Dabei waren vor allem die obersten 20 cm der Kuppeldeckschicht zu untersuchen, da dort bei den untersuchten Austrocknungsvorgängen erwartungsgemäß die für die Rissbildung entscheidenden maximalen Zugspannungen auftreten.

Die Abbildungen A10a bis A10c der Anlage 26 zeigen Horizontal- (σ_y) und Vertikalspannungsverteilungen (σ_z) in der Mitte der Mörtelfuge (Schnitt 1 - 1) sowie Spannungsverteilungen ($\sigma_{y, \text{Haft}}$) in der Kontaktzone (Schnitt 2 - 2). Die dort dargestellten Spannungen wurden ohne Berücksichtigung von Kriecheffekten berechnet. Zudem wurden den Berechnungen ein E-Modul des Mörtels von $E = 4000 \text{ N/mm}^2$ sowie ein Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,5 \text{ mm/m}$ (Mörtel M1, vgl. Abbildung 7.12 in Abschnitt 7.3.3) zugrunde gelegt. Die abgebildeten Kurven beziehen sich jeweils auf die in den Anlagen angegebenen Zeitpunkte nach Beginn der Austrocknung von $t = 3 \text{ min}$, $t = 6 \text{ h}$ sowie $t = 72 \text{ h}$ (vgl. Anlage 26).

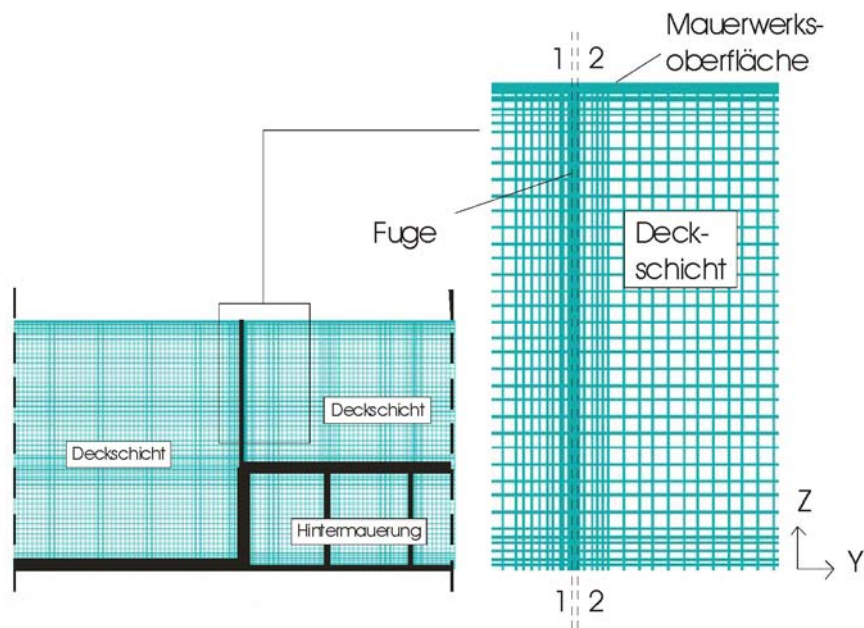


Abbildung 7.15: Darstellung der untersuchten Querschnitte im Fugenbereich des verwendeten FE-Modells gemäß Abbildung 7.8

Die mechanischen Beanspruchungen infolge einer Austrocknung und dem damit einhergehenden Schwinden des Mörtels können je nach Intensität der Austrocknung und Eigenschaften der Mauerwerksmaterialien unter Umständen sehr schnell kritische Werte annehmen. Je behutsamer die Austrocknung (z. B. während der Erhärtung des Mörtels) verläuft, um so geringer sind die mechanischen Beanspruchungen in der Fuge. Im jungen Alter ist der Mörtel durch seine noch geringe Festigkeit erheblich anfälliger in Bezug auf eine mögliche Rissbildung, als im Zustand der fortgeschrittenen Erhärtung. Daher erweist sich der Zustand des Mauerwerks kurze Zeit nach Verfüllen der Fugen als besonders kritisch und damit maßgebend im Hinblick auf eine mögliche Rissbildung bzw. Dauerhaftigkeit des Mauerwerks. Durch geeignete Nachbehandlungsmaßnahmen kann der Trocknungsvorgang des jungen Mörtels in der Mauerwerksfuge gezielt verzögert und damit die Rissbildungsgefahr vermindert werden. Der Ablauf des (rechnerisch simulierten) Trocknungsvorgangs und die hieraus resultierenden Beanspruchungen sind nachfolgend dargelegt.

Im Ausgangszustand liegen im Mauerwerk ausschließlich Druckspannungen vor (Eigengewicht, Vorspannung). Mit einsetzender Trocknung entstehen unter Berücksichtigung der vorgegebenen Randbedingungen (Zwang in horizontaler Richtung) Zugspannungen parallel zur Mauerwerksoberfläche aufgrund behinderter Schwindverformungen (vgl. Abbildungen A10a und A10c in der Anlage 26). Zunächst stehen dabei nur die oberflächennahen Bereiche unter Zugspannungen, da die Trocknung nur dort ein Kontraktionsbestreben hervorruft. Mit fortschreitender Trocknung weitet sich diese Zugzone auch in tiefer liegende Bereiche aus. Anhand der Darstellung in Abbildung A10c (siehe Anlage 26) ist ersichtlich, dass die größten Horizontalzugspannungen (σ_y) in der Mörtelfuge an der Mauerwerksoberfläche unmittelbar nach Einsetzen der Austrocknung ($t = 3$ min) auftreten.

Durch unterschiedliches Schwindverhalten von Fugenmörtel und Sandstein entstehen senkrecht zur Mauerwerksoberfläche wirkende Zwangsspannungszustände. Bedingt durch die im Vergleich zu entsprechenden Werten des Sandsteins höheren Schwindverformungen des Fugenmörtels kommt es dabei zur Ausbildung von Vertikalzugspannungen in der Fuge, während die fugennahen Bereiche des Sandsteins unter Druckspannungen stehen. In der Abbildung A10b der Anlage 26 sind Vertikalspannungsverteilungen (σ_z) im Schnitt 1 - 1 durch die Mörtelfuge für verschiedene Zeitpunkte nach Einsetzen der Austrocknung dargestellt. Darin ist ersichtlich, dass die maximalen Vertikalspannungen in der Mörtelfuge nicht an der Mauerwerksoberfläche auftreten, sondern einige Millimeter darunter. Mit fortschreitender Austrocknung verlagert sich das Maximum der Spannungsverteilungskurve in tiefere Bereiche des Mauerwerks, wobei der Betrag der maximalen Zugspannung zunimmt.

Zur Identifikation der maßgebenden Mörtelkennwerte, denen im Hinblick auf die mechanischen Beanspruchungen in den Deckschichtfugen eine besondere Bedeutung zukommt, war die Durchführung von Parameterstudien erforderlich. In diesen Parameterstudien mussten verschiedene Mörtelkennwerte variiert werden, um deren jeweilige Einflüsse auf die Größenordnungen der auftretenden Mauerwerksspannungen analysieren und bewerten zu können. Zu den hierbei berücksichtigten Mörtelkennwerten zählen im Wesentlichen der E-Modul und das Schwindmaß sowie die Kriechzahl (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.3). Darüber hinaus wurden auch Einflüsse erfasst, die sich aus der Fugendicke ergeben. Die Tabellen A14 bis A17 der Anlagen 23 bis 25 zeigen einen Auszug der im Rahmen dieser Parameterstudie untersuchten Kombinationen von Mörtelkennwerten und Trocknungsbedingungen. Dieser tabellarischen Zusammenstellung kann neben der Vorgehensweise bei der Durchführung und Auswertung der Parameterstudie auch die Größenordnung der jeweils für die dargestellten Beanspruchungskombinationen berechneten Spannungen entnommen werden. Dabei entspricht $\sigma_{y, \max, \text{Haft}}$ der maximalen Haftzugspannung zwischen Fugenmaterial und Sandstein, berechnet im Schnitt 2 - 2 (siehe Abbildung 7.14). Analog hierzu

sind $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}}$ und $\sigma_{z, \max, \text{Mörtel}}$ die maximalen Spannungen in Richtung der y- bzw. z-Achse entsprechend des in Abbildung 7.15 angegebenen Koordinatensystems.

Die Größenordnung der in Tabelle A14 (Anlage 23) angegebenen Zug- sowie Haftzugspannungen lassen bei allen dort zusammengefassten Parameterkombinationen vermuten, dass sich - unter örtlich ungünstigen Bedingungen entsprechend der angesetzten Randbedingungen - Rissbildung einstellt ($\sigma_{y, \max, \text{Haft}} \geq 1,0$ N/mm²). Als Ergebnis der Spannungsanalyse ergab sich, dass die Höhe der berechneten Haftzugspannungen zwischen Sandstein und Fugenmörtel (siehe Abbildung A10c in Anlage 26) nahe der Mauerwerksoberfläche in der Regel kritische Werte annimmt und bei der Herleitung der Anforderungskriterien für den Fugenmörtel besonders berücksichtigt werden muss.

Die in den Abbildungen A10a und A10c (siehe Anlage 26) dargestellten Ergebnisse zeigen auch, dass neben den genannten Horizontalspannungen im Kontaktbereich zwischen Sandstein und Mörtel auch die Horizontal- und Vertikalspannungen innerhalb der Mörtelfuge zu Rissbildung führen können.

In Analogie zu den bereits erwähnten Spannungsverteilungen der Abbildungen A10a bis A10c zeigen die Kurven der Abbildungen A11a bis A11c (vgl. Anlagen 26 und 27) die Verteilungen der Horizontal- und Vertikalspannungen in der Mörtelfuge (Fugendicke $d = 6$ mm) sowie der Horizontalspannungen in der Kontaktzone zwischen Mörtel und Sandstein (Haftspannungen), die unter Berücksichtigung von Krieeffekten ($E_{\text{eff}} = 500$ N/mm²) sowie eines reduzierten Endschwindmaßes von $\Delta\varepsilon_{\text{H}} = -0,25$ mm/m (Mörtel M0, vgl. Abbildung 7.11 in Abschnitt 7.3.3) erstellt wurden. Anhand des Vergleichs der Abbildungen A10a bis A10c mit den entsprechenden Darstellungen der Abbildungen A10a bis A11c wird deutlich, welchen Einfluss Materialeigenschaften wie die Kriechneigung in Kombination mit dem Schwindverhalten des Fugenfüllstoffes auf die Größenordnung der Beanspruchungen in der Mörtelfuge besitzen kann.

Im Rahmen der Auswertung der Ergebnisse stellte sich heraus, dass sowohl durch die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung von Krieeffekten (vgl. Abschnitt 7.3.3) als auch durch die Abminderung des Endschwindmaßes die Größenordnung der in der numerischen Simulation berechneten Spannungen zum Teil deutlich reduziert wird. So führt der Ansatz einer Kriechzahl von $\varphi_{\text{cr}} = 2,0$ für den Mörtel bei der ersten aufgeführten Beanspruchungskombination nach Tabelle A15 in Anlage 24 zu Spannungen von $\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,3$ N/mm²; $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 0,5$ N/mm² und $\sigma_{z, \max, \text{Mörtel}} = 0,4$ N/mm², die deutlich unter den entsprechenden in Tabelle A14 (siehe Anlage 23) angegebenen Werten liegen ($\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,0$ N/mm²; $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,1$ N/mm²; $\sigma_{z, \max, \text{Mörtel}} = 1,5$ N/mm²). Für die übrigen Kombinationsfälle gilt diese Feststellung sinngemäß (vgl. Anlage 23 bzw. Anlage 24).

Die Auswertung der erhaltenen Ergebnisse hat gezeigt, dass die Größe des Endschwindmaßes der wichtigste Einflussparameter zur Minimierung der in der Mörtelfuge auftretenden Spannungen ist. Diese Beobachtung ergibt sich im Wesentlichen aus dem Vergleich der in Tabelle A15 (siehe Anlage 24) bzw. A17 (siehe Anlage 25) zusammengefassten rechnerischen Spannungswerte.

Zudem stellte sich heraus, dass im Hinblick auf die Anforderungskriterien für den Fugenmörtel neben der Zug- auch die der Haftzugfestigkeit des Mauerwerks von besonderer Bedeutung ist. Um diese Anforderungskriterien realistisch ansetzen zu können, war die wirklichkeitsnahe Berücksichtigung von Kriecheffekten in der numerischen Simulation erforderlich. Die Festlegung von Kriechparametern wie z. B. der Endkriechzahl φ_{cr} als weitere Anforderungskriterien für den Mörtel erweist sich jedoch aufgrund der zu erwartenden Schwierigkeiten im Rahmen der Umsetzung dieser Anforderungen in geeignete Mörtelrezepturen als wenig aussichtsreich.

Anhand der Ergebnisse in Tabelle A14 in Anlage 23 ist ferner ersichtlich, dass sich eine Vergrößerung der Fugendicke von 6 mm auf 12 mm unter den in Ansatz gebrachten Randbedingungen nachteilig auf die berechneten Zug- bzw. Haftzugspannungen auswirkt. Die Ausbildung einer vergleichsweise dünnen Fuge im Bereich der Kuppeldeckschicht ist daher zu bevorzugen. Diese Feststellung gilt sinngemäß auch für die Ergebnisse der numerischen Analyse gemäßigerer Trocknungsbedingungen (d. h. Austrocknung von Feuchtepotential $\Phi = 10$ auf $\Phi = 0,75$, vgl. dazu Abschnitt 3.3). Diese Ergebnisse sind in der Tabelle A14 in Anlage 23 zusammengefasst.

7.3.5.4 Anforderungen an den Fugenmörtel

Die nach Auswertung der numerischen Untersuchungen ermittelten Anforderungskriterien an den Fugenmörtel sind in Tabelle 7.6 zusammengestellt. Bei deren Aufstellung erwies es sich als ausgesprochen kompliziert, Grenzwerte festzulegen, deren Einhaltung einerseits weitgehende Rissicherheit gewährleisten, andererseits die Entwicklung eines baustellentauglichen Mörtels nicht als unmöglich erscheinen lassen.

Es wurde davon ausgegangen, dass die Anforderungskriterien, die an den Fugenfüllstoff zu richten waren, von einem mineralischen Mörtel im Grundsatz erfüllt werden können. In diesem Zusammenhang muss jedoch ausdrücklich hervorgehoben werden, dass es bei der praktischen Umsetzung zum Teil nur mit großem Aufwand möglich war, einen Fugenmörtel zu entwickeln, der den in Tabelle 7.6 genannten Anforderungen zumindest annähernd gerecht wird. Die exakte Einstellung aller dieser Mörtelparameter erwies sich als unmöglich. Die

Wahl eines geeigneten Fugenmörtels musste daher einen in Bezug auf die Anforderungskriterien akzeptablen Kompromiss darstellen.

Tabelle 7.6: Anforderungen an den Fugenmörtel

Materialkennwert	Erforderlicher Wertebereich	Bemerkung
Endschwindmaß ε_H [mm/m] ¹⁾	< 0,2	an den Stein angepasst, bzw. ($\varepsilon_{s,Mö} - \varepsilon_{s,St}$) möglichst klein
Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm ²]	> 0,5	möglichst groß
Zugfestigkeit β_Z [N/mm ²]	> 0,5	möglichst groß
E-Modul E [N/mm ²]	< 4000	möglichst klein
Temperaturdehnzahl α_{Th} [1/K]	$\approx 10 \cdot 10^{-6}$	an den Stein angepasst

¹⁾ nach DIN 42450, Ausschalen im Alter von 1 Tag, Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte

Die im Folgenden zusammengestellten Anforderungskriterien gehen zu einem wesentlichen Teil aus den Ergebnissen der geschilderten numerischen Untersuchungen hervor. Als maßgebend für die Festlegung der Anforderungskriterien erwiesen sich die in der Tabelle A17 (siehe Anlage 25) dargestellten Parameterkombinationen.

Im Rahmen der Parameterstudie stellte sich, wie oben bereits erwähnt, die Höhe des Endschwindmaßes als die wichtigste Einflussgröße zur Minimierung der im Fugenmörtel auftretenden Spannungen heraus. Entsprechend den Werten in Tabelle 7.6 sollten Endschwindmaße in Größenordnungen kleiner als 0,2 mm/m (bzw. größer als - 0,2 mm/m) angestrebt werden, die vermutlich aber unter baupraktischen Bedingungen nur schwer erreicht werden können. Dieser Wert ergab sich aus den in Tabelle A17 dargestellten Ergebnissen, aus denen hervorgeht, dass selbst unter Annahme eines vergleichsweise niedrigen Endschwindmaßes von 0,25 mm/m und unter Berücksichtigung ausgeprägter Kriecheigenschaften der Mörtel ($\varphi_{cr} = 3,3$; $E_{eff} = 1100$ N/mm²) rein rechnerisch eine Rissbildung nicht ausgeschlossen ist.

Die vorangehende Feststellung bezieht sich jedoch nur auf den Fall einer vergleichsweise starken Austrocknung des Fugenbereichs (Austrocknung von Feuchtepotential $\Phi = 1,0$ auf $\Phi = 0,4$, vgl. Tabelle A17 in Anlage 25). Im Fall einer weniger stark ausfallenden Trocknung der Mörtelfuge (Austrocknung auf $\Phi = 0,75$) entstehen hingegen geringere maximale Spannungen, bei der eine Rissbildung eher unwahrscheinlich ist.

In diesem Zusammenhang ist auf die besondere Bedeutung einer Nachbehandlung der frisch gefüllten Mörtelfuge auf die Mauerwerksdauerhaftigkeit hinzuweisen. Durch die Nachbehandlungsmaßnahmen soll eine frühzeitige Austrocknung des noch vergleichsweise niederfesten Mörtels verhindert werden, die in der Regel mit einer ausgeprägten Schwindrissbildung verbunden ist. Die Gefahr der Schwindrissbildung ist in dem Zeitraum unmittelbar nach dem Verfüllen der Mauerwerksfugen besonders groß, da die Zug- und Haftzugfestigkeitseigenschaften des Mörtels in diesem frühen Stadium noch sehr gering sind. Mauerwerksfugen, deren Mörtelfüllung durch starke Schwindrissbildung vorgeschädigt ist, führen im Vergleich zu ungeschädigten Mörtelfugen zu einem erheblich reduzierten Dauerhaftigkeitspotential des Mauerwerks. Daher sind Nachbehandlungsmaßnahmen bei der Errichtung des Kuppeldeckschichtmauerwerks unbedingt vorzunehmen.

Eine ähnlich große Bedeutung wie dem Endschwindmaß ist der Haftzugfestigkeit zwischen dem Sandstein und dem Mörtel sowie der Mörtelzugfestigkeit beizumessen. Beide Kennwerte sollten nach Möglichkeit Werte größer als $0,5 \text{ N/mm}^2$ annehmen (siehe dazu Tabelle A17 in Anlage 25). Die Größe der Schwindverformungen sowie die im Stein-Mörtel-Stein-Verbund übertragbaren Zugspannungen entscheiden darüber, ob es zu einer Ablösung des Mörtels von den Steinflanken kommt.

Grundsätzlich sollte das Fugenmaterial weicher sein als der Stein, mit dem er vermauert ist, damit die durch thermische und hygri-sche Verformungen verursachten Spannungen an der Grenzfläche zwischen Stein und Mörtel klein bleiben. Eine vergleichsweise hohe Kriechneigung und Duktilität des Mörtels in Verbindung mit einem E-Modul kleiner 4000 N/mm^2 sind daher als günstig zu bewerten.

Neben dem hygri-schen Verformungsverhalten ist auch das thermische Verformungsverhalten des Fugenmaterials von Bedeutung. Je besser die Temperaturdehnzahl an die des Sandsteins angepasst ist, um so niedriger bleiben die in der Kontaktzone zwischen Fugenmaterial und Sandstein auftretenden Spannungen, die langfristig betrachtet zur Ablösung des Mörtels von den Steinflanken führen können. Die Werte der Temperaturdehnzahlen des Fugenmörtels sollen in einer Bandbreite von etwa 50 % bis 150 %, bezogen auf den entsprechenden Wert des Sandsteins (möglichst nahe an 100 %, das entspr. $10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$), angepasst werden (siehe auch Sneathlage [5.28], sowie Knöfel und Schubert [7.18]). Da sich eine gezielte Beeinflussung dieses Mörtelkennwerts jedoch grundsätzlich als ausgesprochen schwierig erweisen dürfte, wurde bei diesem Kennwert im Rahmen der Optimierungsarbeiten auf die Einstellung eines vorgegebenen Sollwertes verzichtet.

Neben den genannten Anforderungen sollte der Fugenmörtel so auf den Sandstein abgestimmt sein, dass schädliche chemische Reaktionen und optische Veränderungen sowie Ausblühungen ausgeschlossen sind. Im Weiteren muss der Mörtel frostbeständig und mit den Sandsteinen der Varietäten Mühlleite bzw. Wehlen und Reinhardtsdorf auch nach unvermeidlichen Verwitterungsprozessen chemisch verträglich sein.

Um eine Konzentration von Feuchtigkeit im Bereich der Fugen zu vermeiden, sollte der Fugenmörtel dem Eindringen der Feuchtigkeit keinen geringeren Widerstand entgegenbringen als der Sandstein. In Bezug auf das Trocknungsverhalten sollte der Widerstand des Mörtels höchstens dem des Steins entsprechen. Zudem sollte das Feuchtespeichervermögen des Mörtels nicht größer sein als das des Steins. Als maßgebend werden hierfür jeweils die Mittelwerte der Sandsteinvarietät Mühlleite gemäß Tabelle A6 in Anlage 6 erachtet. Daraus ergeben sich für den Wasseraufnahmekoeffizient W , die Diffusionswiderstandszahl μ sowie die Wasseraufnahme (Feuchtegehalt) u_m und den Sättigungswert S folgende Sollwerte: $W \leq 12,9 \text{ kg}/(\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$; $\mu \leq 10,1$; $u_m \leq 10,19 \text{ M.-%}$; $S \leq 0,68$. Aufgrund der zu erwartenden Schwierigkeiten bei der mörteltechnologischen Einstellung dieser Kennwerte wurde wie im Fall der Temperaturdehnzahl auf eine entsprechende Optimierung der Mörtel Eigenschaften verzichtet.

Abschließend ist hervorzuheben, dass es sich bei den hier genannten Anforderungskriterien für den Fugenmörtel ausschließlich um solche Eigenschaften handelt, denen der Fugenfüllstoff weitgehend gerecht werden sollte, um die Gefahr von witterungsbedingten Schäden zu minimieren. Anforderungen an den Fugenmörtel, die sich aus statischen Gesichtspunkten ergeben, wurden im Rahmen der vorgestellten numerischen Untersuchungen nicht berücksichtigt und müssen gesondert formuliert werden.

7.4 Mörtelentwicklung und -prüfung

7.4.1 Vorgehensweise

Ziel war es, Verguss- und Verfugmörtel zu entwickeln, deren Materialkennwerte den Sollwerten (siehe Tabelle 7.6) möglichst weitgehend entsprechen. Hierbei wurde von Mörtelrezepturen, die im aufgehenden Mauerwerk des Bauloses 3 Anwendung fanden, ausgegangen. Durch schrittweise Veränderung dieser Ausgangsrezepturen wurden neue Mörtelmischungen mit verbesserten Eigenschaften gewonnen. Aus statischen Gründen wurde von den Mörteln für das Kuppelmauerwerk der Frauenkirche eine Mindestdruckfestigkeit von $\beta_{D, \min} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ gefordert. Darüber hinaus sollten die Druckfestigkeitswerte den oberen Grenzwert von $\beta_{D, \max} = 5 \text{ N/mm}^2$ nach Möglichkeit nicht überschreiten. Damit sollte verhindert werden, dass das Mauerwerk der äußeren Deckschicht erheblich höhere Steifigkeitswerte aufweist als die darunter liegende Hintermauerung.

Das vorgestellte Entwicklungsprogramm sieht gegenüber den jeweiligen Ausgangsmischungen des Bauloses 3 für den Vergussmörtel neben Veränderungen des Zementgehaltes u. a. den Einsatz von Quarzmehl, verschiedenen Kunststoffdispersionen und eines Quellmittels vor. Zusätzlich sollte der Vergussmörtel eine stabile und trotzdem fließfähige Konsistenz (Ausbreitmaß 30,5 cm) aufweisen, die den Einsatz dieses Fugenfüllstoffes in der Kuppeldeckschicht der Frauenkirche mit seinen besonderen Gegebenheiten ermöglicht.

Ähnlich wie beim Vergussmörtel wird auch beim Verfugmörtel eine Dispersion zur Verbesserung der Haftzugfestigkeit verwendet. Voraussetzung für die Wirksamkeit dieser Dispersion ist dabei jedoch das Vorhandensein einer ausreichenden Wassermenge im Mörtel. Deswegen wurde zunächst anstatt einer ursprünglich „erdfeuchten“ Konsistenz für den Verfugmörtel eine plastische Konsistenz (Ausbreitmaß ca. 16 cm, siehe dazu auch Abschnitt 7.4.2.2) angestrebt.

Bei der Versuchsbeschreibung für die Mörtelentwicklung und -prüfung ist zwischen 2 Mischserien zu unterscheiden. Dies betrifft sowohl die Verfugmörtel als auch die Vergussmörtel. Die Durchführung der 2. Mischserie erwies sich als notwendig, weil sich an den entsprechenden Mörtelproben der bereits abgeschlossenen 1. Mischserie zum Teil deutliche Anzeichen von Ausblühungen zeigten (siehe dazu auch Abschnitt 7.1.3). Hierbei kamen sowohl für den Verguss- als auch für den Verfugmörtel zum Teil neue Mörtelkomponenten zum Einsatz, während andere Mörtelbestandteile entfielen. Zur eindeutigen Unterscheidung werden im Folgenden die Rezepturen, bei denen diese zusätzlichen Mörtelbestandteile verwendet wurden, als Mischungen der Serie 2 bezeichnet. Dementsprechend trägt die davor durchgeführte Serie von Mischungen, bei der die ursprünglich für den Einsatz in den Verguss- und Verfugmörtelrezepturen vorgesehenen Mörtelmaterialien zum Einsatz kamen, die Bezeichnung Mischserie 1.

Zur besseren Unterscheidung der Mörtelrezepturen wird die Mörtelbezeichnung, die im Wesentlichen aus einer laufenden Nummerierung in römischen Ziffern besteht, gelegentlich um eine mittels Bindestrich und in runden Klammern angehängte arabische Ziffer ergänzt. Diese angehängte Ziffer gibt die Mischserie an, der die Mörtelrezeptur zugeordnet ist. Beispiel: Mit Verguss III-(2) ist die Vergussmörtelrezeptur III der 2. Mischserie gemeint. Dieses Bezeichnungssystem gilt in analoger Weise auch für den Verfugmörtel.

Die Verbesserung der Mörtel Eigenschaften erfolgte schrittweise durch Veränderung der Ausgangsrezeptur gemäß der in den Tabellen 7.7 bis 7.10 dargestellten Methodik. Damit ergaben sich für den Vergussmörtel neben der Ausgangsrezeptur Los 3 in der 1. Mischserie insgesamt 6 neue Mischungen (Verguss I bis Verguss VI, vgl. Tabelle 7.7). Die Anzahl der untersuchten Vergussmörtelrezepturen wurde im Rahmen der 2. Mischserie um weitere 4 Rezepturen erweitert (vgl.

Tabelle 7.8). Für den Verfugmörtel umfasste die 1. Mischserie einschließlich der Ausgangsmischung Los 3 insgesamt 5 Rezepturen (siehe Tabelle 7.9). Auch beim Verfugmörtel kamen in der 2. Mischserie weitere zu prüfende Rezepturen hinzu. Dabei handelt es sich um 6 zusätzliche Mischungen, die in Tabelle 7.10 dargestellt sind.

7.4.2 Mischungsrezepturen

7.4.2.1 Vergussmörtel

Mischserie 1

Bei der Herstellung der untersuchten Vergussmörtel kamen in der Mischserie 1 neben Zement CEM I 42,5 R, Kalkhydrat, Trassmehl und Kalksteinmehl zur Anwendung (vgl. Tabelle 7.7). Als Zuschlag wurden Sande mit den Kornfraktionen von 0 mm bis 0,63 mm und 0 mm bis 0,4 mm verwendet. Zudem setzte sich die Ausgangsrezeptur neben einem Entschäumer (Agitan P 803) und einem Stabilisierungsmittel (Tylose ML MH 300 P 2) zur Verbesserung des Wasserhaltevermögens und der Verarbeitbarkeit auch aus einem Fließmittel (braun B 01001 B-A) zusammen.

Tabelle 7.7: Zusammensetzung der untersuchten Vergussmörtelrezepturen, Mischserie 1 (Angaben in kg/t Trockenmörtel)

Komponente	Vergussmörtelmischung (Vg)												
	Los 3		I-(1)		II-(1)		III-(1)		IV-(1)		V-(1)		VI-(1)
CEM I 42,5 R	65,0	↑	100,0		100,0	↓	65,0		65,0		65,0	↑	100,0
Kalkhydrat	40,0		40,0		40,0		40,0		40,0		40,0		40,0
Trassmehl	50,0		50,0		50,0		50,0		50,0		50,0		50,0
Kalksteinmehl	275,0	↓	240,0		240,0	↑	275,0		275,0		275,0	↓	240,0
Sand Tubag 0-0,5 mm	400,0	↓	300,0		300,0		300,0		300,0		300,0		300,0
Sand F 32	170,0		170,0		170,0		170,0		170,0		170,0		170,0
Entschäumer Agitan P 803	2,0		2,0		2,0		2,0		2,0		2,0		2,0
Tylose ML MH 300 P 2	1,0		1,0		1,0		1,0	↓	-		-		-
Fließmittel braun B 01001 B-A	3,5		3,5	↑	6,0		6,0		6,0		6,0		6,0
Quarzmehl W 6	-	↑	100,0		100,0		100,0		100,0		100,0		100,0
Dispersion Wacker RE 523 Z	-	↑	5,0		5,0		5,0		5,0	↑	10,0		10,0
Quellmittel Tricosal	-	↑	1,0		1,0		1,0		1,0		1,0		1,0
Tylose MC MH 20 P	-		-		-		-	↑	2,0		2,0		2,0

In der Rezeptur Verguss I wurde im Unterschied zur Ausgangsmischung des Bauloses 3 zur Verbesserung der Fließ- und Schwindeigenschaften durch Füllereffekte ein Teil des Sandes durch Quarzmehl ersetzt. Darüber hinaus kamen zusätzlich ein Kunststoffdispersionspulver (Wacker RE 523 Z) sowie ein Quellmittel (Quelltricosal) zur Verbesserung der Haftzugfestigkeit bzw. zur

Reduktion des Erhärtungsschwindens zum Einsatz. Um einen sich dadurch einstellenden Festigkeitsverlust auszugleichen, wurde zusätzlich der Zementgehalt erhöht.

Die Vergussmörtelrezeptur II zeichnet sich gegenüber der Rezeptur Verguss I durch einen höheren Fließmittelgehalt aus. Dadurch war es möglich, bei gleichbleibender Mörtelkonsistenz den Wasser-Bindemittelwert W/B zu reduzieren. Diese Maßnahme ist mit einer Zunahme der Zug- und Druckfestigkeiten der Mörtel verbunden. Um die Festigkeitswerte jedoch nicht zu sehr ansteigen zu lassen, wurde ein Teil der Zementmenge in der Rezeptur Verguss III zur Reduktion der Mörtelfestigkeit durch Kalksteinmehl ersetzt.

Bei der Mischung Verguss IV ist die Tylose ML MH 300 P 2 gegen ein vergleichbares Zusatzmittel (Tylose MC MH 20 P) mit geringerem Wasserrückhaltevermögen ausgetauscht worden. Diese Maßnahme zielt darauf ab, den Wasseranspruch der Mörtelmischung zu reduzieren, wodurch (bei vorgegebener Mörtelkonsistenz, siehe dazu auch Kapitel 4.1) die Schwindeigenschaften positiv beeinflusst werden.

Im Vergleich zu den vorstehend genannten Mischungen weist die Mörtelrezeptur Verguss V einen nochmals erhöhten Kunststoffdispersionsgehalt auf. Als Folge dieser Maßnahme ist dabei neben einem weiteren Anstieg der Haftzugfestigkeiten jedoch auch mit einem Abfall der Zug- und Druckfestigkeiten des Mörtels zu rechnen. Um diesen Festigkeitsabfall zumindest teilweise zu kompensieren wurde bei der Rezeptur Verguss VI nochmals der Zementanteil erhöht.

Mischserie 2

Die Mörtelprüfungen an den Proben der Mischserie 1 ergaben, dass die Rezeptur Verguss V von allen untersuchten Vergussmörtelmischungen dieser Serie insgesamt die günstigsten Eigenschaften aufweist. Die Untersuchungen zum Ausblühverhalten zeigten jedoch, dass hinsichtlich des Ausblühverhaltens eine weitergehende Optimierung erforderlich war (siehe dazu auch Abschnitt 7.4.5.1 und 7.4.6.1). Ausgangsbasis für die daraufhin in Angriff genommene Mischserie 2 bildet daher die Rezeptur Verguss V der Serie 1. Die Vergussmörtelrezepturen dieser 2. Mischserie sind in Tabelle 7.8 zusammengefasst.

Im Rahmen dieser fortgesetzten Mörteloptimierung kamen neben neuen Zementarten (Dyckerhoff Sulfadur CEM I 42,5 R-HS/NA bzw. Tubag CEM II/A-S 52,5) ein alkalifreies und hochwirksames Fließmittel (Tricosal Maxiflow) als auch zwei zusätzliche Kunststoffdispersionspulver zum Einsatz. Hierbei handelte es sich um die Dispersionen Wacker RI 554 Z sowie Elotex WS 73. Diese Komponenten ersetzen jeweils die entsprechenden Bestandteile des Verguss-

mörtels V der Serie 1. Im Weiteren wurde beim Vergussmörtel der Serie 2 die Tylose MC MH 20 P gegen die Tylose ML MH 300 P2 ausgetauscht, die bereits in der Ausgangsmischung des Bauloses 3 zum Einsatz kam.

Das Anmischen der Vergussmörtelrezepturen der 2. Mischserie erfolgte dabei stets unter der Vorgabe, bei einem Wassergehalt von $W = 21,4 \%$ der Mörteltrockenmasse – dieser Wert ergab sich aus den Untersuchungen der 1. Mischserie – ein Ausbreitmaß von 30,0 cm bis 30,5 cm anzustreben. Hierfür wurde der Gehalt an Fließmittel jeweils solange variiert, bis sich der o. g. Sollwert des Ausbreitmaßes einstellte. Durch diese Vorgehensweise sollte sichergestellt werden, dass die mechanischen Eigenschaften der Ausgangsvergussmörtelmischung V der 1. Mischserie nach Möglichkeit nicht verändert werden.

Ursprünglich war vorgesehen, neben den in Tabelle 7.8 angegebenen Mörtelrezepturen auch Mischungskombinationen unter gleichzeitiger Verwendung des Zements Sulfadur CEM I 42,5 R-HS/NA zusammen mit dem Fließmittel FM braun 801 001 B-A u. a. auf ihr Ausblühverhalten zu untersuchen.

Tabelle 7.8: Zusammensetzung der untersuchten Vergussmörtelrezepturen, Mischserie 2 (Angaben in kg/t Trockenmörtel)

Komponenten	Vergussmörtelmischung (Vg)					
	I-(2)		II-(2)		III-(2)	IV-(2)
CEM I 42,5R-HS/NA (Sulfadur)	65,0	↓	-	↑	65,0	65,0
CEM II/A-S 52,5	-	↑	55,0	↓	-	-
Kalksteinmehl	275,0	↑	285,0	↓	275,0	275,0
Quarzmehl W6	100,0		100,0		100,0	100,0
Trassmehl	50,0		50,0		50,0	50,0
Kalkhydrat	40,0		40,0		40,0	40,0
Sand Tubag 0-0,63	300,0		300,0		300,0	300,0
Sand F32	170,0		170,0		170,0	170,0
Fließmittel Maxiflow (Pulver)	0,75	↑	1,0	↓	0,75	0,75
Tylose ML MH 300 P 2	1,0		1,0		1,0	1,0
Entschäumer Agitan P 803	2,0		2,0		2,0	2,0
Quellmittel Tricosal	1,0		1,0		1,0	1,0
Dispersion Wacker RE 523 Z	10,0		10,0	↓	-	-
Dispersion Wacker RI 554 Z	-		-	↑	10,0	↓
Dispersion Elotex WS 73	-		-		-	↑
						10,0

Beim Anmischen dieser Rezepturen erwies es sich jedoch als unmöglich, das angestrebte Ausbreitmaß allein durch Anpassung des Fließmittelgehalts einzustellen. Die im Rahmen von Vorversuchen an diesen Mischungen ermittelten Ausbreitmaße lagen dabei stets unterhalb des Sollwerts von 30,5 cm. Zur exakten Annäherung des Ausbreitmaßes hätte daher zusätzlich der Wassergehalt erhöht werden müssen, was jedoch im Hinblick auf die oben genannte Vorgabe ausgeschlossen war. In den weiteren Mischungsrezepturen kam daher aus-

schließlich das Fließmittel Maxiflow (Pulver) zur Anwendung. Durch den Einsatz dieses vergleichsweise hochwirksamen Zusatzmittels konnte der Fließmittelgehalt von der ursprünglich angesetzten Zugabemenge von 6 kg/Tonne Trockenmörtel auf 0,5 kg/Tonne Trockenmörtel reduziert werden.

7.4.2.2 Verfugmörtel

Mischserie 1

Ähnlich wie bei der Optimierung der Vergussmörtel diene auch bei den Verfugmörteln die Rezeptur des Bauloses 3 als Ausgangsbasis für die Weiterentwicklungsarbeiten. Die Zusammensetzungen dieser Ausgangsrezeptur sowie die daraus abgeleiteten 4 weiteren Verfugmörtelmischungen der 1. Mischserie (Verfug I bis Verfug IV) können der Tabelle 7.9 entnommen werden.

Als Bindemittel kamen neben dem Zement CEM I 32,5 R Wotan auch das Trassmehl und das Kalkhydrat zum Einsatz, das zuvor schon beim Vergussmörtel verwendet worden war. Der Zuschlag der Verfugmörtel setzte sich aus insgesamt drei verschiedenen Mainsanden zusammen (Sand 103, 104 und 105). Zusatzmittel kamen in der Ausgangsmischung des Bauloses 3 lediglich in Form des Luftporenbildner Hostapur OSB zur Anwendung.

Tabelle 7.9: Zusammensetzung der untersuchten Verfugmörtelrezepturen, Mischserie 1 (Angaben in kg/t Trockenmörtel)

Komponente	Verfugmörtelmischung (Vf)								
	Los 3		I-(1)		II-(1)		III-(1)		IV-(1)
CEM I 32,5 R (Wotan)	35,0		35,0	↑	80,0		80,0		80,0
Trassmehl	52,0		52,0		52,0		52,0		52,0
Kalkhydrat	116,0		116,0	↓	71,0		71,0		71,0
Sand 103	100,0		100,0		100,0		100,0		100,0
Sand 104	125,0		125,0		125,0		125,0		125,0
Sand 105	572,0		572,0		572,0		572,0		572,0
Luftporenbildner Hostapur OSB	0,10		0,10		0,10		0,10		0,10
Dispersion Wacker RE 530 Z	-	↑	5,0		5,0	↑	10,0		10,0
Tylose MC MKX 15000 PP 20	-		-		-		-	↑	0,05

Das Konzept des Vorgehens bei der Verbesserung der Verfugmörteleigenschaften entspricht im Wesentlichen dem der Vergussmörteloptimierung (vgl. Abschnitt 7.4.2.1). Dabei wurde im ersten Optimierungsschritt – ähnlich wie bei den Vergussmörteln – versucht, durch Einsatz einer Kunststoffdispersion die Haftzugeigenschaften der Verfugmörtel zu verbessern (siehe dazu Tabelle 7.9 Verfug I). Bei der hierfür vorgesehene Kunststoffdispersion Wacker RE 530 Z

handelt es sich um ein Dispersionspulver, das ein Festkleben des Verfugmörtels an der Kelle beim Verfüllen der Fuge weitgehend verhindern soll.

Da die Zugabe des Dispersionspulvers erfahrungsgemäß mit einer Reduktion der Zug- und Druckfestigkeitseigenschaften sowie des E-Moduls verbunden ist, wurde bei der Verfugmörtelrezeptur Verfüg II gegenüber der Mischung Verfüg I der Zementgehalt von $Z = 35 \text{ kg/t}$ auf $Z = 80 \text{ kg/t}$ erhöht und die Zugabemenge an Kalkhydrat um den entsprechenden Wert reduziert (vgl. Tabelle 7.9).

Als Folge dieser Maßnahme musste mit Festigkeitssteigerungen gerechnet werden. Es galt dabei als nicht ausgeschlossen, dass die Gesamtfestigkeitswerte über das angestrebte Maß von $\beta_D = 5 \text{ N/mm}^2$ für die Mörteldruckfestigkeit weit hinausgehen. Die Verfugmörtelrezeptur III zeichnet sich daher (zur weiteren Verbesserung der Haftzugfestigkeitseigenschaften) durch einen nochmals erhöhten Gehalt an Kunststoffdispersionspulver aus, wodurch ein Teil des Druckfestigkeitszuwachses wieder kompensiert werden konnte.

Den vorerst letzten Verbesserungsschritt der 1. Mischserie stellt die Verfugmörtelrezeptur IV dar, bei der eine hochviskose Methylcellulose (MC MKX 15000 PP20) zum Einsatz kam. Durch Zugabe dieses Zusatzmittels sollte das Wasserückhaltevermögen des Mörtels weiter verbessert werden, um dadurch der Gefahr des Wasserentzuges durch den stark saugenden Sandstein entgegenzuwirken.

Mischserie 2

Die Prüfung der im Rahmen der 1. Mischserie hergestellten Mörtelrezepturen ergab für die Verfugmörtel, dass die Rezeptur Verfüg IV für eine weitergehende Optimierung die günstigsten Voraussetzungen besitzt. Allerdings war auch hier eine Verbesserung des Ausblühverhaltens erforderlich. Das dabei gewählte Vorgehen beruht auf dem Austausch von Zement und Zusatzmitteln durch neue Mörtelkomponenten entsprechend den in Tabelle 7.10 dargestellten Kombinationsvarianten.

Neben den bereits vorgestellten Mörtelbestandteilen der Rezeptur IV der 1. Mischserie, die die Ausgangsbasis für die Optimierung der 2. Mischserie darstellt, kamen im Weiteren die Zemente CEM I 42,5 R HS/NA Sulfadur und CEM II/A 52,5 sowie die Kunststoffdispersionen Wacker RI 554 Z und Elotex WS 73 zum Einsatz. Hierbei handelt es sich um dieselben Ersatzkomponenten, die auch bei den Vergussmörtelmischungen der 2. Serie verwendet wurden. Aufgrund der im Vergleich zum Zement CEM I 32,5 R „Wotan“ höheren Reaktionsgeschwindigkeit der Zemente CEM I 42,5 R HS/NA Sulfadur und CEM II/A 52,5 konnte bei den Rezepturen Verfüg I-(2), II-(2), V-(2) und VI-(2) ein

Teil der Zementmenge durch Kalksteinmehl ersetzt werden (siehe dazu Tabelle 7.10).

Bei allen untersuchten Verfugmörtelrezepturen der 2. Mischserie ergab die Summe der Massen von Zement und Kalksteinmehl (wie bei der Ausgangsmischung Verfug IV) stets 80 kg/Tonne Trockenmörtel. Dieses Vorgehen wurde gewählt, damit die Ergebnisse der Mörtelprüfungen für die 2. Mischungsreihe nach Möglichkeit jeweils in derselben Größenordnung wie die entsprechenden Werte der 1. Mischungsreihe liegen.

Tabelle 7.10: Zusammensetzung der untersuchten Verfugmörtelrezepturen, Mischserie 2 (Angaben in kg/t Trockenmörtel)

Komponente	Verfugmörtelmischung (Vf)									
	I-(2)		II-(2)		III-(2)		IV-(2)		V-(2)	VI-(2)
CEM I 32,5 R (Wotan)	-		-	↑	80,0		80,0	↓	-	-
CEM I 42,5R-HS/NA (Sulfadur)	70,0	↓	-		-		-	↑	70,0	70,0
CEM II/A-S 52,5	-	↑	60,0	↓	-		-		-	-
Kalksteinmehl	10,0	↑	20,0	↓	-		-	↑	10,0	10,0
Trassmehl	52,0		52,0		52,0		52,0		52,0	52,0
Kalkhydrat	71,0		71,0		71,0		71,0		71,0	71,0
Sand 105	572,0		572,0		572,0		572,0		572,0	572,0
Sand 104	125,0		125,0		125,0		125,0		125,0	125,0
Sand 103	100,0		100,0		100,0		100,0		100,0	100,0
Tylose MC MKX 15000 PP20	0,05		0,05		0,05		0,05		0,05	0,05
Luftporenbildner Hostapur OSB	0,10		0,10		0,10		0,10		0,10	0,10
Dispersion Wacker RE 530 Z	10,0		10,0	↓	-		-		-	-
Dispersion Wacker RI 554 Z	-		-	↑	10,0	↓	-	↑	10,0	↓
Dispersion Elotex WS 73	-		-		-	↑	10,0	↓	-	↑

Das Anmischen der Verfugmörtelrezepturen erfolgte im Unterschied zur Herstellung der Vergussmörtelmischungen unter der Vorgabe, durch gezielte Variation des Wassergehalts eine geeignete Mörtelkonsistenz einzustellen. Dabei war zu berücksichtigen, dass erfahrungsgemäß ein Ausbreitmaß von 14 cm eine untere Grenze darstellt, bei der die zugegebene Kunststoffdispersion im Mörtel gerade noch wirksam werden kann. Daher wurde in den Versuchen der 1. Mischserie zunächst ein Ausbreitmaß von 16 cm angestrebt, das deutlich oberhalb dieses Grenzwertes lag.

Darüber hinaus sollte der angemischte Verfugmörtel ausreichende Baustellen-tauglichkeit besitzen. Diese Anforderung war jedoch bei den Mörteln der 1. Mischserie nicht immer erfüllt. In Bezug auf die Wasserzugabemenge bedeutet dies, dass sich ein Verfugmörtel mit einem Ausbreitmaß von 16 cm (oder größer) aufgrund seiner weichen Konsistenz nur sehr schlecht in den Fugenspalt eindrücken lässt und daher unter Baustellenbedingungen kaum noch zweckgemäß einsetzbar ist. Deswegen ist im Rahmen der 2. Mischserie die Zugabewas-

sermenge jeweils so auf die Rezeptur abgestimmt worden, dass sich (im Unterschied zur 1. Mischserie) ein Ausbreitmaß von 15 cm einstellte.

7.4.3 Herstellung und Lagerung der Proben

Für jede Rezeptur wurden jeweils 10 l Mörtel hergestellt. Zunächst mussten die einzelnen Komponenten für die Dauer von 10 Minuten trocken miteinander vermischt werden. Das Anmischen erfolgte danach bei laufendem Rührwerk durch Zugabe der Trockenmischung in den mit der Anmachwassermenge befüllten Mischtrug. Die Mischdauer betrug bei den Vergussmörteln 4 Minuten. Diese Mischzeit war erforderlich, damit das zugegebene Fließmittel seine Wirkung während des Mischvorganges voll entfalten konnte. Da beim Verfugmörtel auf die Zugabe eines Fließmittels verzichtet wurde, war hier eine Mischdauer von 1 Minute ausreichend. Direkt im Anschluss daran erfolgte die Bestimmung des Ausbreitmaßes, der Frischmörtelrohichte sowie des Luftgehaltes der Verguss- bzw. der Verfugmörtel in Anlehnung an [7.19] bzw. [7.20].

Nach der Bestimmung der Frischmörteleigenschaften wurden die bereitgestellten Stahlschalungen mit dem jeweiligen Verguss- oder Verfugmörtel befüllt. Dabei kamen im Wesentlichen Schalungen zur Herstellung von Standardmörtelprismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm³ zur Anwendung. Zusätzlich wurden von jeder Mörtelmischung jeweils 6 flache Zylinderscheiben (Höhe $H = 6$ mm, Durchmesser $D = 50$ mm) für die Durchführung der Haftzugfestigkeitsprüfung auf speziellen Sandsteinplatten hergestellt (siehe dazu auch Abschnitt 7.4.4). Ein Verdichten der hergestellten Vergussmörtelproben war aufgrund seiner fließfähigen Mörtelkonsistenz nicht erforderlich. Beim Verfugmörtel erfolgte die Verdichtung durch jeweils 10-maliges wechselseitiges Anheben und Fallenlassen der zunächst locker befüllten Stahlschalungen (Fallhöhe ca. 3 cm). Danach wurden die Proben weiter mit Mörtel befüllt, erneut verdichtet und geglättet.

Sämtliche Probekörper verblieben bis zum Ausschalen im Klimaraum bei einer Lufttemperatur von $T = 20$ °C, wobei die Mörtelprismen jedoch zur Verhinderung einer vorzeitigen Austrocknung durch Abdecken mit feuchten Tüchern und Kunststofffolie gegen Austrocknung geschützt waren.

Grundsätzlich sollten die Probekörper 24 Stunden nach der Herstellung ausgeschalt werden, was jedoch nicht immer durchführbar war. In einigen Fällen war das Ausschalen der Prismen aufgrund der sehr langsamen Festigkeitsentwicklung des Vergussmörtels erst am 3. Tag nach der Probenherstellung möglich. Nach dem Ausschalen wurden die Probekörper bis zur Durchführung der entsprechenden Mörtelprüfungen im Klimaraum bei einer Lufttemperatur von 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert.

7.4.4 Mörtelprüfung

Das Versuchsprogramm zur Prüfung der hergestellten Mörtelproben umfasst neben der Bestimmung verschiedener Frischmörtelkennwerte auch die Ermittlung der physikalischen, der mechanischen sowie der hygrischen Materialeigenschaften des Fugenfüllstoffs. Im Mittelpunkt der Versuche steht dabei die Prüfung der im Rahmen numerischer Voruntersuchungen hergeleiteten Mörtelkennwerte (siehe dazu Kapitel 7.3). Darüber hinaus beinhaltet das Versuchsprogramm die Prüfung des Dauerhaftigkeitsverhaltens der entwickelten Verguss- und Verfugmörtel im Frost-Tau-Wechselversuch. Die durchgeführten Mörtelprüfungen werden im Folgenden näher vorgestellt.

7.4.4.1 Frischmörtelkennwerte

Unmittelbar nach dem Anmischen der Verguss- und der Verfugmörtel jedoch vor dem Herstellen der Probekörper wurden jeweils die Frischmörteleigenschaften ermittelt. Zu den dabei bestimmten Kennwerten gehören das Ausbreitmaß zur Beurteilung der Konsistenz, die Frischmörtelrohddichte sowie der Luftgehalt des Verguss- bzw. des Verfugmörtels in Anlehnung an [7.19] bzw. [7.20]. Das Befüllen und Verdichten des Messgefäßes (Messvolumen $V = 1,0 \text{ dm}^3$) zur Bestimmung der Rohddichte und des Luftgehalts erfolgte bei dem Verfugmörtel nach dem Schockverfahren. Beim Vergussmörtel war auf Grund seiner fließfähigen Konsistenz keine Verdichtung erforderlich.

7.4.4.2 Physikalische Kennwerte

Zur umfassenden Analyse der Mörteleigenschaften gehört unter anderem auch die Ermittlung solcher Parameter, die die Gefügestruktur sowie die Feuchtetransporteigenschaften des Baustoffes beschreiben. Auch eine erste Abschätzung der Dauerhaftigkeitseigenschaften des Mörtels (Frost-Tau-Widerstand) ist anhand dieser Werte zumindest in grober Näherung möglich. Ähnlich wie bei den Untersuchungen an den Sandsteinen werden diese Materialparameter im Folgenden als physikalische Kennwerte bezeichnet.

Die Prüfung dieser Mörtelkennwerte umfasst neben der Bestimmung der Rein- und Rohddichte auch die Ermittlung der Gesamtporosität, des Sättigungswertes sowie der kapillaren Wasseraufnahme und des Wasseraufnahmekoeffizienten. Dabei handelt es sich um dieselben Materialkennwerte, die auch zur Bewertung der Sandsteineigenschaften herangezogen worden sind. Die Versuchsdurchführung dieser Experimente am Verguss- und Verfugmörtel erfolgte daher entsprechend der in Kapitel 7.2 beschriebenen Vorgehensweise, auf die hier nicht näher

eingegangen wird. Ergänzend ist jedoch anzumerken, dass sämtliche physikalischen Mörtelkennwerte im Probenalter von 28 Tagen ermittelt wurden.

7.4.4.3 Mechanische Kennwerte

Die Prüfung der mechanischen Kennwerte wie der Druckfestigkeit, des E-Moduls sowie der Zug- und Haftzugfestigkeit der Mörtelproben bzw. des Stein-Mörtel-Stein-Verbundes erfolgte in Anlehnung an DIN 18555 [7.21]. Die Prüfungen fanden dabei jeweils im Probenalter von 7 Tagen und 28 Tagen statt.

Bei der Bestimmung der Druckfestigkeit an Standardprismen mit den Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ wurden die Proben einer einaxialen, über den Probenquerschnitt gleichmäßig verteilten, langsam und stetig zunehmenden Druckbelastung bis zum Eintreten des Bruchs unterworfen. Die Druckfestigkeit wird als Quotient aus der gemessenen Höchstkraft und der druckbeanspruchten Querschnittsfläche ermittelt. Die Bestimmung der Zugfestigkeit an den Mörteln erfolgte dabei in analoger Weise. Dazu mussten jedoch zur Einleitung der Zugkräfte Stahlstempel an den Stirnflächen aufgeklebt werden.

Sowohl die Druck- als auch die Zugversuche an den Mörtelprismen wurden jeweils weggesteuert mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v = 1,0 \text{ mm/min}$ durchgeführt. Durch Kerben der Zugproben konnte gewährleistet werden, dass sich das Versagen der Prismen unter Zugbeanspruchung im Bereich der Probenmitte einstellt. Für die Berechnung der Zugfestigkeit auf der Grundlage der so erhaltenen Messwerte wurde die entsprechende Nettoquerschnittsfläche des Bruchquerschnitts herangezogen.

Anhand der parallel zu den Druckversuchen aufgezeichneten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen konnte für alle untersuchten Mörtelrezepturen der E-Modul ermittelt werden. Dieser Kennwert entspricht dabei jeweils der Steigung der Tangente im Ursprung. Bei der Versuchsdurchführung kamen zur messtechnischen Erfassung der Prüfkörperdehnungen jeweils 2 induktive Wegaufnehmer zum Einsatz, die an gegenüberliegenden Mantelflächen der Mörtelprismen befestigt waren.

Die Prüfung der Haftzugfestigkeit des Stein-Mörtel-Stein-Verbundes erfolgte anhand spezieller Probekörper in Anlehnung an DIN 18555 [7.22] bzw. DIN ISO 4624 [7.23]. Dazu wurden pro Mörtelrezeptur jeweils 6 flache Mörtelzylinder auf besonders vorbehandelten Sandsteinplatten, die als Untergrund dienten, hergestellt. Prüfparameter war dabei jeweils die Verbundfestigkeit zwischen dem Mörtelzylinder und der Sandsteinplatte (ermittelt im Probenalter von 7 Tagen und 28 Tagen). Die Abmessungen der Mörtelzylinder betragen dabei 6

mm in der Höhe und 50 mm im Durchmesser. Die Höhe H des Zylinders entspricht in diesem Versuch der Dicke der Stoßfuge im Deckmauerwerk.

Bei den verwendeten Sandsteinplatten handelte es sich um einen Prüfuntergrund, der in derselben Weise vorbehandelt worden war, wie es für die Steinflanken des Deckmauerwerks am realen Bauwerk vorgesehen ist. So wiesen die im Versuch verwendeten Grundplatten zur Verbesserung der Haftzugfestigkeiten zwischen Mörtel und Sandstein wie die Steinflanken des Deckmauerwerks aufgerauhte Oberflächen auf. Vor dem Aufbringen der Mörtelzylinder wurden die Sandsteinplatten vorgesenkt.

Zur Bestimmung der Haftzugfestigkeit kam eine Prüfvorrichtung zur Anwendung, bei der die Einleitung der Prüfkraft in den Mörtelzylinder – ähnlich wie im Zugversuch – über einen aufgeklebten Stahlstempel mit einem Durchmesser von $D = 50$ mm erfolgte. Im Verlauf dieser Versuche wurde die Zugkraft kontinuierlich bis zum Bruch gesteigert. Ähnlich wie beim Druck- und beim Zugversuch wird die Haftzugfestigkeit aus dem Quotienten der gemessenen Höchstlast und der zugbeanspruchten Querschnittsfläche ermittelt (vgl. dazu [7.22] sowie [7.23]).

Da sich im Rahmen der Haftzugfestigkeitsprüfungen an den Verfugmörteln mehrfach Probleme einstellten, die im Wesentlichen auf Unebenheiten der o. g. Mörtelprüfflächen zurückzuführen waren, musste zur Prüfung der Verfugmörtelhaftzugfestigkeitswerte ein weiteres Verfahren herangezogen werden. Dazu wurden Haftzugprobekörper hergestellt, die jeweils aus 2 Sandsteinbohrkernen (Durchmesser $D = 50$ mm) sowie einer in der Mitte verlaufenden Mörtelfuge (Dicke $D = 6$ mm) bestanden. Diese 2 Sandsteinbohrkerne wurden unter Verwendung des zu prüfenden Verfugmörtels zu einem zylindrischen Haftzugprobekörper vermörtelt. Nach der bereits beschriebenen Lagerung der Proben im Klimaraum erfolgte die Haftzugprüfung in analoger Weise wie die Prüfung der Zugfestigkeit in einer Prüfmaschine.

Die aufgebrachte Kraft der Prüfmaschine durchlief den zylindrischen Haftzugprobekörper in Probenlängsrichtung. Dazu mussten zuvor auch hier jeweils beidseitig zylindrische Stahlstempel (Durchmesser $D = 50$ mm) aufgeklebt werden. Die senkrecht zur Prüfkraft orientierte Mörtelfuge stand dabei unter Zugspannungen. Da die hierbei verwendeten Bohrkerne aus steinmetzmäßig bearbeiteten (gekrönelten) Sandsteinplatten entnommen worden sind, konnten auch im Rahmen dieser Versuche entsprechende Einflüsse auf die Haftzugfestigkeit erfasst werden.

Die Maschinenkraft wurde während der Versuchsdurchführung bis zum Erreichen der Maximallast mit einer Geschwindigkeit von 1,0 mm/min gesteigert.

Die Haftzugfestigkeit errechnet sich auch hier aus dem Quotienten der maximalen Maschinenlast und der Mörtelquerschnittsfläche.

7.4.4.4 Hygrisches Formänderungsverhalten

Die Untersuchung des Formänderungsverhaltens der untersuchten Mörtelrezepturen erfolgte in Anlehnung an DIN 52450 [7.10]. Dazu wurden an jeweils 3 Mörtelprismen (Standardprismen mit den Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$) pro Rezeptur Messmarken angebracht. Beim Anbringen dieser Messmarken unmittelbar nach dem Ausschalen – in der Regel im Probenalter von 1 Tag – kam ein Spezialkleber zum Einsatz.

Nach Abschluss dieser Vorbereitungsmaßnahmen (Ankleben der Messmarken) konnten jeweils die Ausgangslänge l_0 sowie die Ausgangsmasse m_0 der Mörtelproben ermittelt werden. Vom Zeitpunkt der Herstellung bis zum Ausschalen waren die Prismen gegen Austrocknen geschützt (durch Abdecken mit feuchte Tüchern und Plastikfolie, siehe dazu Abschnitt 7.4.3). Ab dem Zeitpunkt des Ausschalens stellten sich jedoch Trocknungseffekte an den Mörtelproben ein. Die mit dieser fortschreitenden Austrocknung und Erhärtung im Klimaraum bei einer Lufttemperatur von 20 °C und 65% relativer Luftfeuchte einhergehenden Schwindverformungen der Mörtelprismen wurden im Rahmen der beschriebenen Versuche durch regelmäßige Längen- und Massenbestimmung erfasst.

7.4.4.5 Frost-Tau-Widerstand

Bei der Prüfung des Frost-Tau-Widerstands in Anlehnung an DIN 52104 [5.24] wurden die dabei verwendeten Probekörper (Standardprismen mit den Abmessungen $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$, je Rezeptur 3 Proben) zunächst für die Dauer von 24 Stunden einer Wassertränkung unter Atmosphärendruck ausgesetzt.

Nach dieser Vorbehandlung begann die Frost-Tau-Wechsel-Prüfung der Mörtelprismen durch zyklisches Abkühlen auf eine Temperatur von $T_1 = -20 \text{ °C}$ für die Dauer von mindestens 4 Stunden an Luft, gefolgt von einer jeweils 1-stündigen Auftauphase unter Wasser bei einer gleichbleibenden Temperatur von $T_2 = 20 \text{ °C}$. Nach jedem 2. Zyklus wurden an den Mörtelprismen die Massenverluste infolge von Frostsprengungen durch Wägen ermittelt sowie eine visuelle Begutachtung der Proben durchgeführt.

7.4.4.6 Ausblühverhalten

Ausblühneigung der Festmörtel

Für die Untersuchungen zum Ausblühverhalten der Festmörtel kamen Standardprismen mit den Abmessungen 40 x 40 x 160 mm³ zum Einsatz, die hierzu jeweils mit einer Stirnfläche (Abmessung 40 x 40 mm²) in ein Wasserbad gesetzt wurden. Diese Art der Versuchsdurchführung ähnelt damit stark der Vorgehensweise bei der Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten, jedoch waren die verwendeten Mörtelprismen bei den hier beschriebenen Ausblühversuchen jeweils unversiegelt.

Die Proben tauchten beim Versuch ca. 10 mm tief in destilliertes Wasser ein. Mit der sich daraufhin einstellenden Durchfeuchtung der Mörtelprismen sowie des an der Oberfläche der Probekörper stattfindenden Feuchteübergangs vom Festmörtel an die Umgebungsluft (Lufttemperatur 20 °C, 65 % rel. Luftfeuchte) wurden die wesentlichen versuchstechnischen Voraussetzungen für eine mögliche Kristallbildung wasserlöslicher Salze auf den Oberflächen der Mörtelprismen geschaffen. Mit diesem Verfahren sollte untersucht werden, ob die Entstehung von Ausblühungen bei Verwendung der weiterentwickelten Mörtelrezepturen der 1. Mischserie grundsätzlich möglich ist.

Nachdem sich an den genannten Mörtelprismen deutliche Ausblühungen gezeigt hatten, wurden zur Identifikation derjenigen Mörtelkomponenten, auf die das beschriebene Ausblühverhalten ggf. zurückzuführen ist, weitere Versuche dieser Art durchgeführt. Die Mörtelrezepturen der dafür hergestellten Probekörper entsprachen dabei im Wesentlichen der Vergussmörtelmischung V bzw. der Verfugmörtelmischung IV der 1. Mischserie. Diese Rezepturen wurden gewählt, weil es sich hierbei um die Mischungen mit den günstigsten Eigenschaften handelte. Beim Anmischen jeder Probenserie wurde die Ausgangsrezeptur jeweils durch Wegfall eines anderen Zusatzmittels gezielt variiert. Aus diesen Untersuchungen sollte der Einfluss einzelner Zusatzmittel auf das Ausblühverhalten der o. g. Verguss- und Verfugmörtelrezepturen analysiert werden.

Im Weiteren wurde das oben beschriebene Verfahren zur künstlichen Erzeugung von Mörtelausblühungen herangezogen, um zu überprüfen, ob die gerade im Hinblick auf ihre Ausblühneigung weiterentwickelten Verguss- und Verfugmörtelrezepturen der Mischserie 2 tatsächlich eine Verbesserung gegenüber den Eigenschaften der 1. Mischserie darstellen. Während die Ausblühversuche an den Festmörtelproben der 1. Mischserie jeweils im Anschluss an die Ermittlung der mechanischen Kennwerte sowie des hygrischen Formänderungsverhaltens und des Frost-Tau-Widerstands stattfanden, erfolgte die Analyse der Ausblüheigenschaften an den Probekörpern der Mischserie 2 jeweils bevor die übrigen Experimenten durchgeführt wurden. Dabei wurden die Ausblüheigenschaften

gemäß der oben vorgestellten Versuchsmethode für sämtliche Rezepturen der 1. und der 2. Mischserie untersucht.

Nach Abschluss der Ausblühversuche an den Verguss- und Verfugmörtelrezepturen der 2. Mischserie fand eine Selektion derjenigen Mischungen statt, die die günstigsten Ausblüheigenschaften aufwiesen. Dabei wurden nur solche Rezepturen der 2. Mischserie für die Fortsetzung der Versuche ausgewählt, an denen nach optischer Begutachtung die geringsten Ausblühungen feststellbar waren. Für die Bestimmung der mechanischen Kennwerte, des hygrischen Formänderungsverhaltens sowie des Frost-Tau-Widerstands kamen daher nur jeweils 2 Verguss- und 2 Verfugmörtelmischungen der Mischserie 2 in Betracht. Die Eigenschaften der übrigen Mischungsrezepturen der 2. Mischserie wurden nicht weiter untersucht. Auf diese Weise sollte der Prüfumfang auf ein vertretbares Maß reduziert werden.

Auskristallisierte Salze

Aus den Krusten der auskristallisierten Salze wurde Probenmaterial für röntgendiffraktometrische Untersuchungen gewonnen. Anhand der Ergebnisse dieser Experimente sind qualitative Aussagen hinsichtlich des Phasenbestandes der Salzausblühungen möglich. Die Ergebnisse dieser Experimente wurden mit Messkurven verglichen, die aus röntgendiffraktometrischen Analysen an einzelnen Mörtelkomponenten, insbesondere an Zusatzmitteln, erstellt worden sind. Mit dieser Vorgehensweise sollte untersucht werden, ob die Ausblühungen ggf. durch die Zugabe eines oder mehrerer Zusatzmittel verursacht werden.

Quantitative Angaben zum untersuchten Probenmaterial können auf der Grundlage dieser Analysetechnologie jedoch nicht formuliert werden, da die Messmethode dafür nicht geeignet ist. Hierzu sind weitergehenden chemisch-mineralogische Untersuchungen erforderlich, die im Folgenden sowie in Abschnitt 7.4.6 noch eingehender behandelt werden.

Wasserlösliche Bestandteile des Festmörtels

Anhand der vorhandener Festmörtelproben der Ausgangsmischungen des Baubaus 3, der Vergussmörtelrezeptur V (Mischserie 1) sowie der Verfugmörtelmischung IV (Mischserie 1) wurde der jeweilige Gehalt an wasserlöslichen Bestandteilen ermittelt. Die Ergebnisse dieser Analysen beschreiben somit das ausblühfähige Potential der o. g. Mörtelrezepturen im erhärteten Zustand.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden die Festmörtelproben zunächst fein zermahlen und das zerkleinerte Mörtelmaterial anschließend in demineralisiertem Wasser gelöst. Das aus dieser Suspension gewonnene Filtrat bildete die

Ausgangsbasis für die durchzuführenden chemischen Analysen. Die Bestimmung des Gehalts an wasserlöslichen Alkalien erfolgte dabei anhand des Flammenphotometerverfahrens. Zudem kam zur Chloridgehaltsermittlung die potentiometrische Titration zur Anwendung, während der Gehalt an Sulfaten nach Ausfällung gravimetrisch bestimmt wurde.

Das Programm der durchgeführten chemischen Analysen umfasst darüber hinaus die Bestimmung des Kalzium- und Magnesiumanteils (durch Titration) sowie des Nitrat- und Ammoniumgehalts (mittels Indikatorteststäbchen). Abschließend ist die Sulfitgehaltsbestimmung zu erwähnen, die jedoch nur qualitativ erfolgte, wobei Bleiacetatindikatorpapier verwendet wurde. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den Tabellen A24 und A25 in Anlage 33 zusammengefasst.

7.4.5 Ergebnisse

7.4.5.1 Vergussmörtel

Mischserie 1

Um die Verwendbarkeit des Fugenfüllstoffs als Vergussmörtel nicht in Frage zu stellen, sollte als Vorgabe ein Ausbreitmaß von 30,5 cm angestrebt werden. Wie aus dem Vergleich der entsprechenden Werte in Tabelle A18 (siehe Anlage 28) ersichtlich ist, wurde dieser Wert bei allen untersuchten Vergussmörtelrezepturen annähernd erreicht. Geringfügige Abweichung vom Sollwert konnten dabei jedoch nicht völlig vermieden werden.

Für die untersuchten Vergussmörtel wurden Frischmörtelrohddichten zwischen $\rho_{\text{Roh}} = 1,90 \text{ kg/dm}^3$ und $\rho_{\text{Roh}} = 2,02 \text{ kg/dm}^3$ ermittelt. Die Messwerte für den Luftgehalt lagen in Größenordnungen von $V_{\text{Luft}} = 1,2 \text{ Vol.-%}$ bis $V_{\text{Luft}} = 2,5 \text{ Vol.-%}$.

Die Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen zur Ermittlung der mechanischen Vergussmörtelkennwerte sind ebenfalls in Tabelle A18 der Anlage 28 zusammengefasst. Zusätzlich können die mechanischen Eigenschaften der untersuchten Vergussmörtel den Diagrammen der Abbildungen A12a und A12b (siehe dazu Anlage 30) entnommen werden. Dabei handelt es sich um Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Druckversuch, die jeweils im Probenalter von 28 Tagen aufgezeichnet worden sind. Abbildung A12a gibt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Probekörper der 1. Mischserie sowie der Ausgangsrezeptur des Bauloses 3 wieder.

Für die Druckfestigkeit der untersuchten Fugenfüllstoffe bestand die Vorgabe, dass die entsprechenden Werte der verbesserten Rezepturen in ähnlichen Größenordnungen wie die Druckfestigkeit der Ausgangsmischung Los 3, d. h. $\beta_D =$

3,26 N/mm² (vgl. Tab. A18 in Anlage 18), liegen sollte. Aus dem Vergleich der Messergebnisse ist ersichtlich, dass die Druckfestigkeitswerte der Vergussmörtelrezepturen II ($\beta_D = 3,70$ N/mm²) und V ($\beta_D = 3,44$ N/mm²) diesem Sollwert vergleichsweise nahe liegen, während die entsprechenden Werte der Rezepturen I und III deutlich kleiner, die der Rezepturen IV und VI erheblich größer als der angestrebte Wert sind.

Grundsätzlich sollte der Mörtel möglichst weich sein. Ein E-Modul der Mörtelmischung kleiner 4000 N/mm² ist daher als günstig zu bewerten. Im Probenalter von 28 Tagen wird dieser Grenzwert jedoch bereits von den entsprechenden Messwerten der Vergussmörtelrezepturen Los 3 ($E = 4100$ N/mm²), II ($E = 4400$ N/mm²), IV ($E = 5500$ N/mm²) und VI ($E = 6000$ N/mm²) überschritten (vgl. Tab. A18). Die Messwerte der übrigen Vergussmörtelrezepturen liegen im genannten Probenalter unterhalb des Grenzwertes von $E_{lim} = 4000$ N/mm². Es ist jedoch davon auszugehen, dass bei allen untersuchten Mörtelrezepturen mit weiter zunehmendem Probenalter der Elastizitätsmodul noch geringfügig ansteigt.

Eine große Bedeutung ist der Zug- und die Haftzugfestigkeit des Mörtels bzw. des Stein-Mörtel-Stein-Verbundes beizumessen. Beide Parameter sollten nach Möglichkeit Werte größer als $\beta_{Z, HZ, Soll} = 0,5$ N/mm² annehmen. Die Erprobung der Vergussmörtelrezepturen der 1. Mischserie ergab jedoch, dass im Probenalter von 28 Tagen lediglich die Mörtelrezeptur VI Zugfestigkeiten ($\beta_{HZ} = 0,47$ N/mm²) bzw. die Vergussmörtelmischung II Haftzugfestigkeiten ($\beta_Z = 0,43$ N/mm²) in der anzustrebenden Größenordnung besitzen (vgl. Tab. A18, Anlage 28).

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen stellte sich die Höhe des Endschwindmaßes als wichtigste Einflussgröße zur Minimierung der im Fugenmörtel auftretenden Spannungen heraus (vgl. Abschnitt 7.3). Dementsprechend sollten bei der Optimierung der Mörtel Eigenschaften möglichst kleine Endschwindmaße angestrebt werden.

Das hygrische Formänderungsverhalten der Vergussmörtel der 1. Mischserie ist in Abbildung A13a (Anlage 31) graphisch dargestellt. Der angestrebte Sollwert von $\Delta\epsilon_{H, Soll} = -0,2$ mm/m ließ sich jedoch, wie anhand des Vergleichs der Kurven in Abbildung A13a sowie der Messwerte in Tabelle A18 ersichtlich ist, durch mörteltechnologische Maßnahmen nicht erreichen. Es zeigte sich, dass durch die Mörtelrezepturen I ($\Delta\epsilon_H = -1,25$ mm/m), II ($\Delta\epsilon_H = -1,28$ mm/m), III ($\Delta\epsilon_H = -1,25$ mm/m) und V ($\Delta\epsilon_H = -1,06$ mm/m) im Vergleich zur Ausgangsmischung Los 3 ($\Delta\epsilon_H = -1,4$ mm/m) immerhin deutliche Verbesserungen der Schwindeigenschaften der Vergussmörtel erzielt werden konnten. Von allen untersuchten Vergussmörtelrezepturen der 1. Mischserie zeigte die Rezeptur Verguss V die geringsten Schwindverformungen.

Zur Beurteilung der Verwitterungsbeständigkeit der Vergussmörtel werden Frost-Tau-Wechselversuche in Anlehnung an DIN 52104 [5.24] durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tabelle A18 (Anlage 28) zusammengefasst sowie in Abbildung A14a (Anlage 32) graphisch dargestellt. Auffällig ist dabei im Besonderen das Verhalten der aus den Vergussmörtelrezepturen I, II und III hergestellten Probekörper. Wie anhand der entsprechenden Kurvenverläufe im Diagramm der Abbildung A14a (Anlage 32) ersichtlich ist, handelt es sich bei den genannten Rezepturen um Vergussmörtelmischungen von deutlich geringerer Verwitterungsbeständigkeit als bei den übrigen Mischungen. Nach 35 Beanspruchungszyklen waren die Probekörper der o. g. Rezepturen bereits vollständig zerstört.

Die Frost-Tau-Wechselversuche an den Probekörpern der 1. Mischserie wurden nach insgesamt 105 Beanspruchungszyklen beendet, da aus den bis dahin vorliegenden Versuchsergebnisse eine hinreichend genaue Bewertung der Mörteldauerhaftigkeitseigenschaften möglich war. Hervorzuheben sind dabei die Vergussmörtelrezepturen IV und V, an deren Probekörpern von allen untersuchten Vergussmörtelrezepturen der 1. Mischserie insgesamt die geringsten Massenverluste festgestellt wurden (Verguss IV: 0,5 M.-%; Verguss V: 8,0 M.-%).

Bereits nach 7 Tagen kontinuierlicher Befeuchtung gemäß der in Abschnitt 7.4.4.6 beschriebenen Versuchsdurchführung zeigten sich an allen Prismen der Vergussmörtelrezepturen I bis VI (Mischserie 1) deutliche Ausblühungen an den oberen Bereichen der Probekörper. Diese Ausblühungen waren dabei zunächst als hellgrauer bis leicht gelblicher Schleier auf der Prismenoberfläche sichtbar. Daraus bildeten sich an allen Probekörpern der genannten Mörtelrezepturen Salzkrusten von mehreren Millimetern Dicke. An den Prismen der Vergussrezeptur des Bauloses 3 waren auch nach mehreren Wochen ununterbrochener Durchfeuchtung und Austrocknung keine Anzeichen von Salzkristallbildung an der Probenoberfläche sichtbar.

Zudem wurde anhand vorhandener Festmörtelproben der Ausgangsmischungen des Bauloses 3 sowie der Vergussmörtelrezeptur V der jeweilige Gehalt an wasserlöslichen Bestandteilen ermittelt. Die Eigenschaften der Vergussmörtelrezeptur V waren in diesem Zusammenhang von besonderem Interesse, da es sich hierbei um eine Mörtelmischung handelt, die in Bezug auf die Ergebnisse der o. g. Untersuchungen ausgesprochen positive physikalische, mechanische sowie hygri-sche Eigenschaften aber auch Dauerhaftigkeitseigenschaften aufwies, deren Ausblühverhalten aber näher analysiert werden sollte (siehe dazu Abschnitt 7.4.6.1). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zur Bestimmung der wasserlöslichen Bestandteile sind in der Tabelle A24 zusammengefasst (Anlage 33).

Im Rahmen dieser Versuche stellte sich heraus, dass es durch die Veränderung der Vergussmörtelrezeptur von der Ausgangsmischung Los 3 zur Vergussmör-

telrezeptur V zu einer deutlichen Zunahme der löslichen Natrium- und Magnesiumanteile kam (Faktor 1,7 bis 1,8 bzw. 3,0), während sich hingegen der Gehalt an löslichen Sulfaten kaum veränderte. Bei den Chloriden wurde sogar eine Abnahme der wasserlöslichen Mörtelbestandteile festgestellt. In den übrigen Fällen ergaben die Analysen keine signifikanten Gehaltsveränderungen.

Mischserie 2

Die Ergebnisse der Frischmörtelprüfungen für die Vergussmörtel der Mischserie 2 sind in der Tabelle A19 der Anlage 28 zusammengefasst. Zusätzlich enthält diese Tabelle die entsprechenden Angaben der Ausgangsmischung des Baulesos 3 sowie die Kennwerte der Vergussmörtelmischung V der 1. Mischserie. Da sich die Eigenschaften der Vergussmörtelrezeptur V im Rahmen der zuvor durchgeführten Versuche an den Proben der 1. Mischserie als vergleichsweise günstig erwiesen haben, sind die verschiedenen Kennwerte dieser Rezeptur zusammen mit den Werten der Ausgangsrezeptur Los 3 im Folgenden zu Vergleichszwecken stets mit angegeben.

Die bei der Herstellung des Frischmörtels für die Proben der Vergussmörtelrezepturen Verguss III-(2) und Verguss IV-(2) ermittelten Ausbreitmaße lagen mit 29,5 cm jeweils geringfügig unterhalb des angestrebten Sollwertes von 30,5 cm. Die Messwerte der Frischmörtelrohdichten dieser Rezepturen unterscheiden sich weder untereinander noch von den zuvor gemessenen Werten der Ausgangsrezeptur des Baulesos 3 sowie der Mischung Verguss V der 1. Serie (Größenordnung $\rho_{\text{Roh}} = 1,91 \text{ kg/dm}^3$ bis $\rho_{\text{Roh}} = 1,98 \text{ kg/dm}^3$) in nennenswertem Maße. Deutliche Unterschiede wurden hingegen bei den Ergebnissen der Luftgehaltsbestimmung festgestellt. Dabei ist der Messwert der Rezeptur Verguss III-(2) hervorzuheben, der mit $V_{\text{Luft}} = 4,7 \text{ Vol.-%}$ deutlich höher liegt als die übrigen Ergebnisse dieser Versuchserien 1 ($V_{\text{Luft}} = 1,4 \text{ Vol.-%}$) und 2 ($V_{\text{Luft}} = 1,6 \text{ Vol.-%}$, siehe dazu auch Tabelle A19 in Anlage 28).

Der Vergleich der physikalischen Kennwerte, die für die Vergussmörtel der 2. Mischserie in Tabelle A20 der Anlage 28 zusammengestellt sind, zeigt insgesamt deutliche Ähnlichkeiten der Messwerte beider Mischungen.

Während die Rohdichten der Rezepturen Verguss III-(2) und Verguss IV-(2) in der Größenordnung von $\rho_{\text{Roh}} = 1,6 \text{ kg/dm}^3$ liegen, wurden für diese Mischungen Reindichten von etwa $\rho_{\text{Rein}} = 2,65 \text{ kg/dm}^3$ ermittelt. Der Mörtel Verguss III-(2) weist mit $\Psi' = 39,8 \text{ Vol.-%}$ eine geringfügig höhere Gesamtporosität auf als der Mörtel Verguss IV-(2) mit $\Psi' = 36,6 \text{ Vol.-%}$. Bei den Sättigungswerten liegen hingegen entgegengesetzte Verhältnisse vor. Die Messungen ergaben hier für die Rezeptur Verguss III-(2) einen Sättigungswert von $S = 0,76$, während für die Mischung Verguss IV-(2) ein Sättigungswert von $S = 0,89$ festgestellt wurde.

Die Messwerte der Wasseraufnahme und des Wasseraufnahmekoeffizienten liegen für beide Vergussmörtelrezepturen jeweils wieder in denselben Größenordnungen. Dabei beträgt die Wasseraufnahme für die Rezeptur Verguss III-(2) 24,9 M.-% bzw. 21,8 M.-% für die Mischung Verguss IV-(2). Bei den Wasseraufnahmekoeffizienten liegen die Messwerte der beiden Vergussmörtel mit $W = 7,93 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ – gemessen für Mischung Verguss III-(2) – und $W = 7,39 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ – bestimmt für die Rezeptur Verguss IV-(2) – noch erheblich ausgeprägter in derselben Größenordnung.

Zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften wurden Druck-, Zug- und Haftzugversuche an den Probekörpern der Rezepturen Verguss III-(2) und Verguss IV-(2) durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Experimente sind zusammen mit den entsprechenden Werten der Vergussmörtelrezepturen des Bauloses 3 sowie der Mischung Verguss V der 1. Mischserie in Tabelle A19 (siehe Anlage 28) zusammengefasst. Zusätzlich können die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für den Druckversuch dieser Rezepturen – ermittelt im Probenalter von 28 Tagen – der Abbildung A12b (vgl. Anlage 30) entnommen werden.

Während die im Rahmen dieser Versuche ermittelte Druckfestigkeit der Rezeptur Verguss IV-(2) mit $\beta_D = 3,63 \text{ N}/\text{mm}^2$ den entsprechenden Druckfestigkeitswert der Ausgangsmischung des Bauloses 3 von $\beta_D = 3,26 \text{ N}/\text{mm}^2$ geringfügig übersteigt, liegt der entsprechende Wert der Rezeptur Verguss III-(2) mit $\beta_D = 2,61 \text{ N}/\text{mm}^2$ deutlich darunter. Diese Tendenz lässt sich auch auf die zugehörigen Elastizitätsmoduln übertragen. Hervorzuheben ist dabei die Rezeptur Verguss III-(2), deren E-Modul von $E = 3100 \text{ N}/\text{mm}^2$ (gemessen im Probenalter von 28 Tagen) im Gegensatz zum entsprechenden Wert der Mischung Verguss IV-(2) mit $E = 4100 \text{ N}/\text{mm}^2$ noch unterhalb der einzuhaltenden Obergrenze von $E_{\text{lim}} = 4000 \text{ N}/\text{mm}^2$ liegt.

Im Hinblick auf die geprüften Zug- und Haftzugfestigkeitseigenschaften handelt es sich bei der Rezeptur Verguss III-(2) um diejenige Mischung, deren Prismen von allen Vergussmörtelrezepturen die höchsten Messwerte aufweisen. Der angestrebte Sollwert von $\beta_{Z, \text{Soll}} = 0,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ bei der Zugfestigkeit wird zwar nicht ganz erreicht, jedoch kommt die gemessene Zugfestigkeit von $\beta_Z = 0,47 \text{ N}/\text{mm}^2$ diesem Sollwert vergleichsweise nahe. Bei den Haftzugfestigkeiten wird der angestrebte Grenzwert von ebenfalls $\beta_{\text{HZ}, \text{Soll}} = 0,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ von den Messergebnissen der Rezeptur Verguss III-(2) mit $\beta_{\text{HZ}} = 0,64 \text{ N}/\text{mm}^2$ hingegen deutlich überschritten.

Neben den oben vorgestellten Frischmörtelkennwerten und den mechanischen Kennwerten enthält die Tabelle A19 (vgl. Anlage 28) auch die Ergebnisse der Untersuchungen zum hygri-schen Formänderungsverhalten, die an den Prismen der Rezepturen Verguss III-(2) und Verguss IV-(2) durchgeführt worden sind. Bei den in Tabelle A19 angegebenen Messergebnissen handelt es sich um die

Schwinddehnungen, die sich an den Mörtelprismen während der Erhärtung (Lagerung im Klimaraum, siehe dazu auch Abschnitt 7.4.3) eingestellt haben. Der zeitliche Verlauf der Schwindverformungen kann dem Diagramm der Abbildung A13b (siehe Anlage 31) entnommen werden. Zu Vergleichszwecken enthält sowohl die Tabelle A19 als auch die Abbildung A13b neben den Messwerten der o. g. Vergussmörtelrezepturen der 2. Mischserie jeweils auch die entsprechenden Ergebnisse Vergussmörtelmischung des Bauloses 3 bzw. die Vergussmörtelmischung V der 1. Mischserie.

Wie anhand der Kurvenverläufe der Abbildung A13b ersichtlich ist, haben die Proben der dort dargestellten Vergussmörtelrezepturen 45 Tage nach Beginn der Schwindversuche ihr Endschwindmaß weitgehend erreicht. Die dabei gemessenen Schwinddehnungen sind in Tabelle A19 angegeben. An den Prismen der Vergussmörtelmischungen V der 1. Mischserie sowie III der 2. Mischserie wurden insgesamt die geringsten Schwindverformungen festgestellt ($\epsilon_H = -1,06$ mm/m für Verguss V-(1) bzw. $\epsilon_H = -1,08$ mm/m für Verguss III-(2)). Die Schwindverformungen der Rezeptur Verguss IV-(2) sind zwar mit $\epsilon_H = -1,24$ mm/m deutlich größer als die der vorstehend genannten Mischungen. Im Vergleich zur Ausgangsvergussmörtelmischung des Bauloses 3 weist die Rezeptur Verguss IV-(2) jedoch geringere Schwindverformungen auf (Verguss Los 3: $\epsilon_H = -1,40$ mm/m).

Der Vergleich der in Tabelle A19 (siehe Anlage 28) angegebenen Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch zeigt, dass an den Probekörpern der Rezepturen Verguss V-(1) sowie Verguss III-(2) nach 53 durchlaufenen Beanspruchungszyklen noch keine Massenverluste festgestellt worden sind. Hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang, dass die Prismen der Vergussmörtelmischung IV-(2) mit Massenverlusten von 100 M.-% infolge von Frosteinwirkung bereits vollständig zerstört sind. Wie anhand des entsprechenden Kurvenverlaufs in Abbildung A14b (siehe Anlage 32) ersichtlich ist, setzte der Zerfallsprozess der Probekörper dieser Vergussmörtelmischung bereits nach 25 durchlaufenen Beanspruchungszyklen ein und war nach etwa 48 Frost-Tau-Wechseln beendet.

An den Probekörpern der Rezeptur Verguss III-(2) waren nach 70 Beanspruchungszyklen zwar schon erste, sehr dünne Risse zu erkennen, Massenverluste durch Abplatzungen traten jedoch erst danach auf. Nach 170 Frost-Tau-Wechseln waren allen Probekörper der Vergussmörtelmischungen zerstört.

Im Verlauf der unter Abschnitt 7.4.4.6 geschilderten Versuche zeigten sich an den Oberseiten aller untersuchten Vergussmörtelprismen der 2. Mischserie unterschiedlich starke Ausblühungen. Besonders intensive Ausblühungen konnten dabei an den Prismen der Mörtelrezepturen Verguss I-(2) und Verguss II-(2) festgestellt werden. Die ausblühenden Salze bildeten in diesen beiden Fällen regelrechte Krusten, die sich in ihren Dimensionen deutlich von den erheblich

schwächeren Ausblühererscheinungen der Vergussmörtelrezepturen III-(2) und IV-(2) unterschieden. Von allen untersuchten Vergussmörtelrezepturen der 2. Mischserie zeigten sich an den Prismen der Mischung Verguss III-(2) die geringsten Ausblühungen.

7.4.5.2 Verfugmörtel

Mischserie 1

Bei den experimentellen Untersuchungen an den Verfugmörtelrezepturen I bis IV der Mischserie 1 sollte ein Ausbreitmaß von 16 cm angestrebt werden. Damit besitzen diese Mörtel eine plastische Konsistenz und unterscheiden sich darin von der Tubag-Ausgangsmischung des Bauloses Los 3, die als vergleichsweise steif eingestuft werden muss (vgl. [7.20]). Die Unterschiede im Ausbreitmaß zwischen den genannten Mörtelrezepturen sind anhand der Werte in Tabelle A21 (siehe Anlage 29) erkennbar.

Auffallend sind die im Vergleich zum entsprechenden Kennwert der Ausgangsmischung Los 3 deutlich niedrigeren Frischmörtelrohichten der Rezepturen I bis IV. Die für diese Rezepturen gemessenen Werte liegen dabei in Größenordnungen von $\rho_{\text{Roh}} = 1,47 \text{ kg/dm}^3$ bis $\rho_{\text{Roh}} = 1,69 \text{ kg/dm}^3$. Ursache für die geringen Frischmörtelrohichten der Rezepturen I bis IV ist der vergleichsweise hohe Luftgehalt (zwischen $v_{\text{Luft}} = 14,3 \text{ Vol.-%}$ und $v_{\text{Luft}} = 30,0 \text{ Vol.-%}$) dieser Verfugmörtelmischungen (vgl. Tab. A21 in Anlage 29).

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen, die an den Verfugmörteln der 1. Mischserie im Probenalter von 28 Tagen durchgeführten wurden, sind in der Tabelle A21 der Anlage 29 zusammengefasst. Zudem enthält die Abbildung A12c der Anlage 30 eine Darstellung der im Rahmen der Druckfestigkeitsprüfungen aufgezeichneten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen.

Die ermittelten Druckfestigkeitswerte liegen in Größenordnungen zwischen $\beta_D = 0,99 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_D = 2,15 \text{ N/mm}^2$. Damit weisen die untersuchten Verfugmörtelproben erheblich geringere Druckfestigkeiten als die Vergussmörtelprobekörper auf (vgl. dazu Tabelle A21 der Anlage 29). Die ermittelten Werte des E-Moduls aller untersuchten Verfugmörtelrezepturen der 1. Mischserie liegen im Probenalter von 28 Tagen unterhalb des Grenzwertes von $E_{\text{lim}} = 4000 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tabelle A21).

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen an den Verfugmörteln der 1. Mischserie wurden neben den o. g. mechanischen Kennwerten auch Zugfestigkeitswerte für ein Probenalter von 28 Tagen ermittelt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind zusammen mit den bereits vorgestellten Messwerten in Tabelle A21 zusammengestellt. Dabei ergaben sich Zugfestigkeitswerte zwi-

schen $\beta_Z = 0,17 \text{ N/mm}^2$ (Rezeptur I) und $\beta_Z = 0,49 \text{ N/mm}^2$ (Rezeptur IV). Die Messwerte der letztgenannten Verfugmörtelrezeptur erreicht damit annähernd die Größenordnung des angestrebten Sollwerts von $\beta_{Z, \text{Soll}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$. Aus den in Abschnitt 7.4.4.3 erwähnten Gründen (Unebenheiten auf den Oberflächen der Verfugmörtelprobekörper) konnten für die Verfugmörtel der 1. Mischserie keine abgesicherten Haftzugfestigkeitskennwerte ermittelt werden. Im Rahmen der Untersuchungen an den Verfugmörteln der 2. Mischserie wurde eine andere Prüfmethode gewählt, die zuverlässigere Ergebnisse liefert (siehe Abschnitt 7.4.4.3).

Ähnlich wie bei der Optimierung der Vergussmörteleigenschaften ließ sich auch bei den Untersuchungen zur Verbesserung der Verfugmörtelrezepturen der Sollwert des Endschwindmaßes von $\Delta\epsilon_H = -0,2 \text{ mm/m}$ durch mörteltechnologische Maßnahmen nicht erreichen (vgl. Tabelle A21 in Anlage 29 bzw. Abbildung A13c in Anlage 31). Trotzdem konnte im Vergleich zur Ausgangsmischung Los 3 ($\Delta\epsilon_H = -1,19 \text{ mm/m}$) durch die Mörtelmischungen II ($\Delta\epsilon_H = -0,91 \text{ mm/m}$), III ($\Delta\epsilon_H = -1,04 \text{ mm/m}$) und IV ($\Delta\epsilon_H = -0,89 \text{ mm/m}$) eine deutliche Reduktion der Schwindverformung des Verfugmörtels erzielt werden.

Im Rahmen der Frost-Tau-Wechselversuche an den Verfugmörtelprismen der 1. Mischserie wurden insgesamt 75 Beanspruchungszyklen durchlaufen. Wie anhand der Ergebnisse in Tabelle A21 (siehe Anlage 29) bzw. aus den Kurvenverläufen der Abbildung A14c (vgl. Anlage 32) ersichtlich ist, überstanden sämtliche Verfugmörtelprismen diese Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen mit vergleichsweise geringen Schäden in Form von Abplatzungen entlang der Kanten. Die größten Massenverluste wurden dabei an den Mörtelprismen der Verfugmörtelrezeptur des Bauloses 3 festgestellt (10,9 M.-%), während die Rezeptur Verfug IV mit 0,9 M.-% die geringsten Schäden aller Versuchkörper dieser 1. Mischserie aufwies.

Ähnlich wie bei den Probekörpern der Vergussmörtelrezepturen der 1. Mischserie bildete sich auch an den Prismen der Verfugmörtelmischungen dieser Serie nach kurzer Zeit der Befeuchtung bzw. Austrocknung zunächst ein hellgrauer bis gelber Schleier auf der Oberseite der Proben. Auch hier entstanden an allen Prismen mit Ausnahme der Probekörper der Verfugmörtelrezeptur des Bauloses 3 im Verlauf der Ausblühversuche deutliche Salzkrusten, deren Ursachen und Zusammensetzungen näher analysiert worden sind.

Das Vorgehen bei der Durchführung von chemischen Analysen zur Untersuchung der auskristallisierten Salze entspricht weitgehend der für die Vergussmörtel der 1. Mischserie geschilderten Weise. Chemische Analysen wurden nur am Probenmaterial der Verfugmörtelrezeptur des Bauloses 3 sowie der Mischung Verfug IV durchgeführt. Als Grund für die Auswahl dieser zwei Rezepturen ist zum einen die Tatsache zu nennen, dass an den Mörtelprismen der

Ausgangsverfugmörtelrezeptur des Bauloses 3 keine Ausblühungen festgestellt wurden. Zum anderen wurde die Verfugmörtelrezeptur IV ausgewählt, weil es sich hier um eine Rezeptur mit vergleichsweise positiven Materialeigenschaften handelt, wie sich im Rahmen der vorangegangenen Mörtelprüfungen an den Probekörpern der 1. Mischserie herausgestellt hat (siehe dazu auch Abschnitt 7.4.6.2).

Die Ergebnisse der chemischen Analysen zur Bestimmung der leicht wasserlöslichen und damit prinzipiell ausblühfähigen Festmörtelbestandteile sind in Tabelle A25 der Anlage 33 zusammengestellt. Diese Untersuchungen ergaben, dass sich bei den Verfugmörteln durch die Mischungsveränderungen von der Ausgangsrezeptur des Bauloses 3 zur Verfugmörtelrezeptur IV eine Verdoppelung der Anteile an löslichen Sulfaten eingestellt hat, während beim Kalium- und Kalziumanteil ein Zuwachs um den Faktor 1,5 bzw. 1,8 ermittelt wurde (vgl. Tabelle A25 in Anlage 33). Bei den übrigen löslichen Bestandteilen wurden keine signifikanten Zunahmen festgestellt.

Mischserie 2

Im Gegensatz zum Verfugmörtel des Bauloses 3 bzw. zu den Verfugmörteln der 1. Mischserie sollte im Rahmen der 2. Mischserie ein Ausbreitmaß von 15 cm angestrebt werden (siehe dazu Abschnitt 7.4.2.2). Beim Anmischen der Rezepturen Verfug III und Verfug VI der 2. Mischserie konnte diese Vorgabe nicht exakt eingehalten werden (Verguss III-(2): 14,0 cm bzw. Verguss VI-(2): 14,5 cm, vgl. dazu auch Tabelle A22 in Anlage 29). Die Kennwerte der Frischmörtelrohichte liegen für die beiden o. g. Vergussmörtelrezepturen mit etwa $\rho_{\text{Roh}} = 1,7 \text{ kg/dm}^3$ geringfügig über dem entsprechenden Wert der Verfugmörtelmischung IV der 1. Mischserie ($\rho_{\text{Roh}} = 1,47 \text{ kg/dm}^3$). Ursache dafür könnte der im Vergleich zur Mischung Verfug IV-(1) bei den Verfugmörtelrezepturen III-(2) und VI-(2) festgestellte erheblich geringere Luftgehalt des Frischmörtels sein (Vf III-(2): $V_{\text{Luft}} = 11,9 \text{ Vol.-%}$; Vf VI-(2): $V_{\text{Luft}} = 13,2 \text{ Vol.-%}$ und Vf IV-(1): $V_{\text{Luft}} = 24,5 \text{ Vol.-%}$).

Die Kennwerte der Roh- und Reindichten der untersuchten Verfugmörtel (Mischserie 2) liegen mit $\rho_{\text{Roh}} = 1,57 \text{ kg/dm}^3$ (Verfug III) und $\rho_{\text{Roh}} = 1,58 \text{ kg/dm}^3$ (Verfug VI) bzw. mit $\rho_{\text{Rein}} = 2,64 \text{ kg/dm}^3$ (Verfug III) sowie $\rho_{\text{Rein}} = 2,57 \text{ kg/dm}^3$ (Verfug VI) in denselben Größenordnungen wie die entsprechenden Vergussmörtelmessergebnisse der Mischserie 2 (siehe dazu Tabelle A23 in Anlage 29 bzw. Tabelle A20 in Anlage 28). Diese Feststellung gilt sinngemäß auch für die Kennwerte der Gesamtporosität und die Wasseraufnahme. Auffällig ist hingegen der Sättigungswert der Verfugmörtelrezeptur III-(2) von $S = 0,53$, der damit deutlich unterhalb des Messergebnisses der Mischung Verfug VI-(2) (Sättigungswert $S = 0,74$) liegt.

Zudem ist der Wasseraufnahmekoeffizient w der Rezeptur Verfü­g III-(2) hervorzuheben, der mit $W = 2,60 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ als vergleichsweise niedrig zu bewerten ist. Der Wasseraufnahmekoeffizient der Mischung Verfü­g VI-(2) von $W = 9,72 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ ist dagegen geringfügig größer als die entsprechenden Ergebnisse der ebenfalls im Rahmen der 2. Mischserie untersuchten Rezepturen Verguss III-(2) mit $W = 7,93 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ und Verguss IV-(2) mit $W = 7,39 \text{ kg}/(\text{m}^2\sqrt{\text{h}})$ (vgl. Tabelle A23 in Anlage 29).

Die Druckfestigkeit der Verfü­gmörtelrezeptur VI-(2) von $\beta_D = 2,16 \text{ N}/\text{mm}^2$ liegt in derselben Größenordnung wie der Festigkeitswert der Mischung Verfü­g IV der 1. Mischserie ($\beta_D = 2,15 \text{ N}/\text{mm}^2$, siehe Tabelle A22 in Anlage 29 sowie Abbildung A12d in Anlage 30). Die Vergussmörtelmischung III-(2) weist mit $\beta_D = 2,66 \text{ N}/\text{mm}^2$ von allen untersuchten Verfü­gmörtelmischungen insgesamt den höchsten Druckfestigkeitswert auf.

Eine ähnliche Tendenz ist auch bei den Kennwerten des E-Moduls feststellbar. Für die Rezeptur Verguss III-(2) wurde dabei ein Elastizitätsmodul von $E = 4700 \text{ N}/\text{mm}^2$ ermittelt. Dieser Wert liegt deutlich oberhalb des einzu­haltenden Grenzwerts von $E_{\text{lim}} = 4000 \text{ N}/\text{mm}^2$ (vgl. Tabelle A22). Bei allen anderen Verfü­gmörtelmischungen – dies gilt sowohl für die Mischserie 1 als auch für die Mischserie 2 – wird dieser Grenzwert jedoch eingehalten.

Wie den Messwerten der Tabelle A22 in Anlage 29 entnommen werden kann, wurde die angestrebte Mindesthaftzugfestigkeit von $\beta_{\text{HZ, Soll}} = 0,5 \text{ N}/\text{mm}^2$ von keiner der untersuchten Verfü­gmörtelrezepturen erreicht. Der Haftzugfestigkeitswert der Mischung Verfü­g III-(2) liegt mit $\beta_{\text{HZ}} = 0,37 \text{ N}/\text{mm}^2$ zwar deutlich unterhalb des angestrebten Zielwertes, er kommt diesem Sollwert insgesamt jedoch näher als der Haftzugfestigkeitswert der Rezeptur Verfü­g VI-(2) ($\beta_{\text{HZ}} = 0,23 \text{ N}/\text{mm}^2$). Neben den Kennwerten der Zugfestigkeit enthält Tabelle A22 in Anlage 29 Angaben zur Haftzugfestigkeit der Verfü­gmörtel. Aufgrund der in Abschnitt 7.4.4.3 beschriebenen Schwierigkeiten liegen jedoch lediglich für zwei Verfü­gmörtelmischungen der 2. Mischserie abgesicherte Haftzugfestigkeitswerte vor. Diese müssen als ausgesprochen niedrig bewertet werden.

Tabelle A22 enthält die Messwerte der im Rahmen der 2. Mischserie durchgeführten Schwindversuche für die Rezepturen Verfü­g III-(2) und Verfü­g VI-(2). Ähnlich wie bei den zuvor erläuterten Mörtelkennwerten sind dort zu Vergleichszwecken zusätzlich die entsprechenden Kennwerte der Verfü­gmörtelmischungen des Bauloses 3 sowie der Rezeptur Verfü­g IV der 1. Mischserie angegeben.

Die hier vorgestellten Schwinddehnungen beziehen sich auf den Zeitpunkt 26 Tage nach Beginn der Trocknung. Wie der graphischen Darstellung der Schwindverformungen in Abbildung A13c (siehe Anlage 31) entnommen wer-

den kann, waren die Endschwindmaße zu diesem Zeitpunkt zwar noch nicht ganz erreicht, aus den Kurvenverläufen geht jedoch hervor, dass ab diesem Zeitpunkt mit keinen großen Verformungszunahmen mehr gerechnet werden musste.

Bei den hier angegebenen Messergebnissen der Verfugmörtelrezepturen III-(2) und VI-(2) handelt es sich um die Resultate von Wiederholungsversuchen, die durchgeführt wurden, um auszuschließen, dass eine mangelhafte Verdichtung der Schwindprobekörper die Messergebnisse verfälscht. Dabei zeigte sich anhand der Proben der Rezeptur Verfug III-(2) eine gegenüber den zuvor durchgeführten Versuchen deutliche Reduktion der Schwinddehnungen, wobei die hygrischen Verformungen dieser Mischung 26 Tage nach Trocknungsbeginn von $\Delta\varepsilon_H = -1,11$ mm/m ähnlich groß waren, wie die der Verfugmörtelmischung des Bauloses 3 ($\Delta\varepsilon_H = -1,15$ mm/m). Bei der Verfugmörtelrezeptur VI-(2) konnte im Rahmen der Versuchswiederholung keine Verbesserung der Schwindeigenschaften erzielt werden. Die Schwinddehnungen lagen hier in einer Größenordnung von $\Delta\varepsilon_H = -1,39$ mm/m.

Nach 150 Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen waren Schäden in Form von Massenverlusten und Rissbildungen nur an einzelnen Probekörpern der Mörtelmischungen Verfug III und VI der Mischserie 2 sichtbar. Die Mehrzahl der Mörtelprismen überstand diese Beanspruchung ohne signifikante Massenverluste. Mit der Anzahl an Frost-Tau-Wechseln nahmen diese Schäden jedoch deutlich zu. Nach 230 Beanspruchungszyklen waren auch die Prismen der Mörtelmischungen Verfug III und VI der Mischserie 2 zerfallen. Dieser Sachverhalt ist in Abbildung A14d (siehe Anlage 32) graphisch dargestellt. Aus den Ergebnissen dieser Versuche kann gefolgert werden, dass sowohl die Verfugmörtelrezeptur Vf III als auch die Mischung Vf VI der 2. Mischserie in ausreichendem Maße frostbeständig sind.

Ähnlich wie bei den Vergussmörteln bildeten sich auch an sämtlichen Verfugmörtelprobekörpern der Mischserie 2 zumindest leichte Ausblühungen an den Prismenoberflächen. In einigen Fällen zeigten sich dabei jedoch auch sehr intensive Salzkristallbildungen an den oberen Stirnflächen der Probekörper. An den Prismen der Verfugmörtelrezepturen I-(2) und II-(2) waren dabei die auffälligsten Krusten aller untersuchten Verfugmörtelmischungen erkennbar. Die geringsten Ausblühungen zeigten sich an den Prismen der Verfugmörtelrezeptur VI-(2).

Als auffällig erwies sich das Feuchtaufnahmeverhalten der Verfugmörtelrezeptur III-(2). Dabei zeigte sich an den Prismen dieser Mischung, dass die mit Versuchsbeginn durch kapillare Saugvorgänge allmählich in den Proben aufsteigende Feuchtigkeit während der zweimonatigen Versuchsdauer nicht bis zur Oberseite vordrang sondern etwa bei $\frac{2}{3}$ der Prismenhöhe zum Halten kam. Die Lage der Feuchtefront innerhalb der Prismen war anhand der gegenüber den trockene-

nen Mörtelbereichen dunkler erscheinenden feuchten Prismenbereiche deutlich erkennbar. Auch an diesen Prismen zeigten sich nach einiger Zeit kontinuierlicher Befeuchtung bzw. Austrocknung leichte Ausblühungen, die jedoch im Unterschied zu den übrigen Probekörpern nicht an den Prismenoberseiten sondern an den Mantelflächen in Höhe der Feuchtefront auftraten.

7.4.6 Bewertung und Diskussion

7.4.6.1 Vergussmörtel

Mischserie 1

Die Frischmörtelkennwerte wie die Frischmörtelrohichte sowie der Luftgehalt liegen für alle untersuchten Rezepturen der 1. Mischserie in einem Bereich, der für Vergussmörtel dieser Art üblich und zu erwarten ist (siehe Tabelle A18 in Anlage 28).

Bei den Kennwerten der Druckfestigkeit weisen die Rezepturen Verguss II und Verguss V Messergebnisse auf, die (gemäß Zielsetzung) etwa in dieselbe Größenordnung wie der entsprechende Kennwert der Ausgangsmischung des Bauleses 3 eingestuft werden können. Zudem liegen die Elastizitätsmoduln der Vergussmörtelrezepturen I, III und V im Gegensatz zu den Werten der übrigen Vergussmörtelmischungen unterhalb des einzuhaltenden Grenzwertes von $E_{lim} = 4000 \text{ N/mm}^2$. Bei den Zug- und Haftzugfestigkeitswerten ist auffällig, dass der anzustrebende Mindestwert von $\beta_{HZ, Soll} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ von keinem der untersuchten Vergussmörtel erreicht worden ist. Die Erprobung dieser Rezepturen ergab jedoch, dass im Probenalter von 28 Tagen immerhin die Vergussmörtelrezeptur VI Zugfestigkeiten ($\beta_Z = 0,47 \text{ N/mm}^2$) bzw. die Vergussmörtelrezepturen 0 und II Haftzugfestigkeiten ($\beta_{HZ} = 0,43 \text{ N/mm}^2$) in der anzustrebenden Größenordnung besitzen (siehe dazu auch Tabelle A18 in Anlage 28).

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen stellte sich die Höhe des Endschwindmaßes als wichtigste Einflussgröße zur Minimierung der im Fugenmörtel auftretenden Spannungen heraus (vgl. Kapitel 7.3). Dementsprechend sollten möglichst kleine Endschwindmaße angestrebt werden. Der angestrebte Sollwert von $\Delta\epsilon_H = -0,2 \text{ mm/m}$ ließ sich bisher jedoch, wie anhand des Vergleichs der Kurven in Abbildung A13a (siehe Anlage 31) sowie den Werten der Tabelle A18 (vgl. Anlage 28) ersichtlich ist, durch mörteltechnologische Maßnahmen nicht erreichen. Es zeigte sich, dass durch die Mörtelrezepturen Verguss I (mit $\Delta\epsilon_H = -1,25 \text{ mm/m}$), II (mit $\Delta\epsilon_H = -1,28 \text{ mm/m}$), III (mit $\Delta\epsilon_H = -1,25 \text{ mm/m}$) und V (mit $\epsilon_H = -1,06 \text{ mm/m}$) im Vergleich zur Ausgangsmischung Verguss 0 (mit $\Delta\epsilon_H = -1,40 \text{ mm/m}$) immerhin deutliche Verbesserungen der Schwindeigenschaften erzielt werden konnten.

Das Verhalten der aus den Vergussmörtelrezepturen I, II und III hergestellten Proben im Frost-Tau-Wechselversuch ist besonders auffällig. Da die Probekörper dieser Mischungen bereits nach ca. 30 Frost-Tau-Wechselzyklen vollständig zerstört waren, handelt es sich hierbei um Rezepturen von deutlich geringerer Verwitterungsbeständigkeit als bei den übrigen Mischungen. Im Gegensatz dazu zeichnet sich die Vergussmörtelrezeptur V der 1. Mischserie hingegen durch die geringsten Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch aus (vgl. Tabelle A18 in Anlage 28). Wie oben bereits erwähnt, besitzt diese Mörtelmischung zudem vergleichsweise günstige Schwindeigenschaften (s. o.). Mit einem Schwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -1,06$ mm/m weist sie insgesamt die niedrigsten hygrischen Dehnungen aller untersuchten Vergussmörtelrezepturen der 1. Mischserie auf (siehe oben).

Auf der Grundlage der o. g. Ergebnisse, insbesondere der Frost-Tau-Wechselversuche und der Schwindversuche, hat sich die Rezeptur V daher als die Mischung herausgestellt, die von allen untersuchten Vergussmörteln der 1. Mischserie die günstigsten Eigenschaften in Bezug auf ihre Eignung in der Kuppeldeckschicht besitzt. Als problematisch erwies sich hingegen das Ausblühverhalten sowohl der Vergussmörtelrezeptur V der 1. Mischserie als auch der anderen Mischungen dieser Serie. Ausgenommen davon ist die Vergussmörtelrezeptur des Bauloses 3.

Aufgrund der vergleichsweise scharfen Prüfbedingungen der durchgeführten Befeuchtungs- bzw. Trocknungsversuche zum Ausblühverhalten der Festmörtel eignen sich die daraus gewonnenen Ergebnisse nur bedingt zur Abschätzung des Ausblühverhaltens unter realen Witterungsverhältnissen. Sie lassen jedoch den Schluss zu, dass die Änderungen der Verguss- und Verfugmörtelrezepturen – ausgehend von der Vergussmörtelmischung des Bauloses 3 – zu einer nachteiligen Beeinflussung des Ausblühverhaltens geführt haben. Dabei ist hervorzuheben, dass im Rahmen der durchgeführten Experimente an den Verguss- und Verfugmörtelprismen des Bauloses 3, die zu einem wesentlichen Teil aus denselben Komponenten wie die weiterentwickelten Mischungen hergestellt worden sind, keine Ausblühungen feststellbar waren. Die weiterentwickelten Rezepturen unterscheiden sich u. a. durch die Zugabe von Zusatzmitteln sowie Quarzmehl, die in der Rezeptur des Bauloses 3 nicht zum Einsatz kamen (siehe dazu auch Abschnitt 7.4.2.1).

Grundsätzlich muss davon ausgegangen werden, dass die festgestellten Ausblühungen nicht auf den Einfluss eines einzelnen Zusatzmittels zurückzuführen sind. Die durchgeführten Untersuchungen am Vergussmörtel haben jedoch gezeigt, dass die Intensität der Ausblühungen durch Zugabe der Kunststoffdispersion deutlich zunahm.

Die qualitative Analyse mittels Röntgendiffraktometrie ergab für den Vergussmörtel der Rezeptur V, dass sich die festgestellten Ausblühungen im Wesentlichen aus Gips zusammensetzen. Zudem konnte in der Vergussmörtelmischung V eine bisher nicht näher identifizierte Phasenkomponente nachgewiesen werden, die sich mit hoher Wahrscheinlichkeit aus der zugegebenen Kunststoffdispersion bildet.

Obwohl die chemisch-mineralogischen Analysen an den Festmörteln der Vergussmörtelrezeptur V im Vergleich zur jeweiligen Ausgangsrezeptur des Bauloses 3 deutliche Zunahmen an wasserlöslichen Bestandteilen ergaben (siehe dazu auch Abschnitt 7.4.5.1 sowie Tabelle A24 in Anlage 33), können die Größenordnungen dieser Werte in beide Fällen trotzdem als vergleichsweise niedrig eingestuft werden.

Mischserie 2

Die Auswertung der Mörtelprüfungen ergab insbesondere für die Vergussmörtelrezeptur III der 2. Mischserie gegenüber der Ausgangsmischung des Bauloses 3 sowie der Rezeptur V der 1. Mischserie eine deutliche Verbesserung der Zugfestigkeit ($\beta_Z = 0,47 \text{ N/mm}^2$) und der Haftzugfestigkeit ($\beta_{HZ} = 0,64 \text{ N/mm}^2$, siehe dazu auch Tabelle A19 der Anlage 28). Als besonders positiv ist dabei zu bewerten, dass der Mittelwert der Haftzugfestigkeit den angestrebten Zielwert von ($\beta_{Z/HZ, \text{ Soll}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$) überschreitet, während die Zugfestigkeit diesem Sollwert vergleichsweise nahe kommt. Bei der Vergussmörtelmischung III der 2. Mischserie handelt es zudem um einen sehr weichen Mörtel, dessen E-Modul von $E = 3100 \text{ N/mm}^2$ unterhalb des entsprechenden Grenzwerts von $E_{\text{lim}} = 4000 \text{ N/mm}^2$ liegt. Diese Eigenschaft ist ebenfalls als vorteilhaft zu bewerten.

Gegenüber der Vergussmörtelmischung IV der 2. Mischserie zeichnet sich die Rezeptur III derselben Serie zusätzlich noch durch ihre vergleichsweise günstigen Schwindeigenschaften aus. Das Schwindmaß dieses Vergussmörtels von $\Delta\varepsilon_H = -1,08 \text{ mm/m}$ – gemessen am 54. Tag nach Beginn der Schwindversuche – ist identisch mit dem entsprechenden Wert des Vergussmörtels V ($\Delta\varepsilon_H = -1,08 \text{ mm/m}$) der 1. Mischserie, der sich – mit Ausnahme der Ausblühversuche – im Rahmen der durchgeführten Experimente durchaus bewährt hat.

Neben den erwähnten hygrischen Verformungseigenschaften besitzt die Vergussmörtelmischung IV der 2. Mischserie gegenüber der Rezeptur III dieser 2. Serie den weiteren gravierenden Nachteil einer erheblich geringeren Frostbeständigkeit (siehe Abschnitt 7.4.5.1). Grund dafür könnte der im Vergleich zum entsprechenden Messwert der Rezeptur Verguss IV-(2) deutlich höhere Luftgehalt des Frischmörtels der Mischung Verguss III-(2) sein (vgl. Tabelle A19 in Anlage 28). Der Frischmörtelluftgehalt von $V_{\text{Luft}} = 4,7 \text{ Vol.-%}$ bei der Mischung Verguss III-(2) liegt damit in etwa in der Größenordnung des Luftgehalts von

$V_{\text{Luft}} \approx 5,0$ Vol.-%, der in der Betontechnologie eine weitgehend frostsichere Mischungsrezeptur auszeichnet.

Das erheblich günstigere Verhalten der Mörtelmischung Verguss III-(2) im Frost-Tau-Wechselversuch ist auch anhand des im Vergleich zur Mischung Verguss IV-(2) deutlich geringeren Sättigungswerts erklärbar (siehe dazu auch Abschnitt 2.1.2.3 bzw. 7.4.5.1 sowie Tabelle A20 in Anlage 28).

Wie in Abschnitt 7.4.5.1 (Ergebnisse der Untersuchungen zum Ausblühverhalten) bereits dargestellt wurde, besitzt die Vergussmörtelmischung III der 2. Mischserie erheblich günstigere Ausblüheigenschaften als die Mörtel der 1. Mischserie. Durch den Austausch verschiedener Mörtelkomponenten gegen neue Bestandteile konnte die Ausblühneigung der Vergussmörtelrezepturen zwar nicht vollständig unterbunden, zum Teil jedoch deutlich reduziert werden. Dies ergaben die durchgeführten Ausblühversuche an den Mischungen der 2. Serie. Dabei hat sich gezeigt, dass bei den Vergussmörteln durch Verwendung der Kunststoffdispersionen Wacker RI 554 Z und Elotex WS 73 jeweils in Verbindung mit dem Zement Sulfadur CEM I 42,5 R-HS/NA die günstigsten Ausblüheigenschaften erzielt werden können.

Aus der Gesamtheit der zusammengestellten Ergebnisse kann gefolgert werden, dass es sich bei der Vergussmörtelrezeptur III der 2. Mischserie von allen untersuchten Vergussmörtelmischungen – dies gilt sowohl für die 1. wie auch für die 2. Mischserie – insgesamt um die für den Einsatz in der Kuppeldeckschicht geeignetste Mörtelrezeptur handelt.

7.4.6.2 Verfugmörtel

Mischserie 1

Die im Rahmen der 1. Mischserie an den Verfugmörteln ermittelten Ausbreitmaße liegen mit Ausnahmen der Ausgangsrezeptur des Bauloses 3 in der Größenordnung des anzustrebenden Sollwertes von 16 cm, wobei das Ausbreitmaß der Verfugmörtelrezeptur IV der 1. Mischserie diesem Sollwert exakt entspricht (siehe Tabelle A21 in Anlage 29). Wie in Abschnitt 7.4.5.2 bereits erwähnt, weisen alle Verfugmörtel vergleichsweise geringe Frischmörtelrohdsichten auf (Ausnahme: Rezeptur Los 3), die auf den Einsatz des Luftporenbildners in Kombination mit der gegenüber der Rezeptur des Bauloses 3 etwas höheren Zugabewassermenge zurückgeführt werden können. Dementsprechend sind bei diesen Mischungen die Frischmörtelluftgehalte als vergleichsweise hoch einzustufen.

In Bezug auf die ermittelten mechanischen Mörtelkennwerte ist als positiv zu bewerten, dass bei den Elastizitätsmoduln keine Überschreitungen der einzu-

haltenden Obergrenze von $E_{lim} = 4000 \text{ N/mm}^2$ festgestellt worden sind. In diesem Zusammenhang ist die Verfugmörtelrezeptur IV hervorzuheben, bei der der anzustrebende Mindestzugfestigkeitswert von $\beta_{HZ, Soll} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ durch das entsprechende Messergebnis in Höhe von $\beta_{HZ} = 0,49 \text{ N/mm}^2$ praktisch erreicht wurde. In Bezug auf die Haftzugfestigkeitseigenschaften liegen keine abgesicherten Messergebnisse vor. Aus dem im Rahmen der Versuchsdurchführung beobachteten Verhalten kann jedoch geschlossen werden, dass die Haftzugfestigkeiten der Verfugmörtel der 1. Mischserie einschließlich der Tubag-Ausgangsmischung des Bauloses 3 als sehr gering eingestuft werden müssen.

Ähnlich wie bei den Vergussmörteln konnte auch bei den Verfugmörteln das Ziel, die Schwinddehnungen der Mörtel auf einen Wert kleiner als $\Delta\varepsilon_H = (-)0,2 \text{ mm/m}$ zu reduzieren, nicht erreicht werden (siehe Tabelle A21 in Anlage 29). Im Rahmen der durchgeführten Mörteloptimierungen wurden jedoch auch hier gegenüber der Ausgangsmischung zum Teil deutliche Verbesserungen erzielt. Dabei zeigte die Rezeptur Verfug IV mit Schwinddehnungen von $\Delta\varepsilon_H = -0,89 \text{ mm/m}$ auch hinsichtlich des hygrischen Verformungsverhaltens die günstigsten Eigenschaften der Verfugmörtel dieser 1. Mischserie, aber auch der Vergussmörtel der 1. und der 2. Mischserie (vgl. dazu auch Tabelle A21 in Anlage 29 bzw. Tabelle A19 in Anlage 28).

Im Rahmen der Versuche an den Verguss- und Verfugmörteln zeigte sich die Tendenz, dass die Mehrzahl der Verfugmörtel die Frost-Tau-Wechselbeanspruchungen in der Regel mit geringeren Massenverlusten überstehen als die Vergussmörtel. Diese Feststellung lässt sich anhand der Kurven in den Abbildungen A14a, A14b und A14c (siehe Anlage 32) belegen. Dieses tendenzielle Verhalten lässt sich mit hoher Wahrscheinlichkeit auf die im Vergleich zu den Vergussmörteln erheblich größeren Luftgehalte zurückführen. Diese Eigenschaft der Verfugmörtel ist als positiv zu bewerten, da die Verfugmörtel am realen Bauwerk die zuvor mit dem Vergussmörtel verfüllten Fugen des Kuppeldeckmauerwerks nach außen abschließen und damit eine Schutzfunktion gegen die intensiven Witterungseinflüsse, welchen das Kuppelmauerwerk ausgesetzt ist, übernehmen können.

Unter Berücksichtigung der vorgestellten Messergebnisse handelt es sich bei der Verfugmörtelrezeptur IV-(1) um die Mischung, die im Hinblick auf ihre mechanischen Eigenschaften wie der Zug- und der Haftzugfestigkeiten aber auch auf ihr hygrisches Formänderungsverhalten und ihr Verhalten im Frost-Tau-Wechselversuch von allen untersuchten Verfugmörtelmischungen der 1. Mischserie die günstigsten Eigenschaften besitzt. Das Ausblühverhalten dieser Mischung ist jedoch verbesserungsbedürftig. Ähnlich wie bei den Vergussmörteln der 1. Mischserie ergab die qualitative Analyse der ausblühenden Substanzen mittels Röntgendiffraktometrie, dass sich die beobachteten Ausblühungen im Wesentlichen aus Gips zusammensetzen. Dabei muss auch im Falle der Ver-

fugmörtel davon ausgegangen werden, dass die festgestellten Ausblühungen nicht auf den Einfluss eines einzelnen Zusatzmittels zurückzuführen sind.

Mischserie 2

Die Ergebnisse der Untersuchungen am Verfugmörtel der 2. Mischserie werden in Abschnitt 7.4.5.2 bzw. in den entsprechenden Anlagen vorgestellt und ausführlich erläutert. Hervorzuheben sind dabei die Messwerte der Zugfestigkeitsprüfungen sowie die Resultate der Schwindversuche. Gegenüber den Kennwerten der Verfugmörtelrezeptur IV der 1. Mischserie besitzen beide untersuchten Mischungen der 2. Serie (III und VI) deutlich ungünstigere Schwindeigenschaften.

Im Rahmen der 2. Mischserie konnte gegenüber der Mischserie 1 keine Verbesserung der Zug- und der Haftzugfestigkeitseigenschaften erzielt werden. Dabei sind gerade die Haftzugfestigkeitswerte – ähnlich wie die Ergebnisse der Untersuchungen an den Mörteln der Mischserie 2 – als ausgesprochen gering zu bewerten. Dennoch sind insbesondere die Ergebnisse der Verfugmörtelrezeptur III-(2) im Vergleich zur Ausgangsmischung des Bauloses 3 als eine Verbesserung zu bewerten.

Von entscheidender Bedeutung ist im Rahmen der Mörtelauswahl das Verhalten der Verfugmörtelrezepturen III-(2) und VI-(2) im Frost-Tau-Wechselversuch. Diese Versuche haben gezeigt, dass beide Verfugmörtelmischungen gleichwertige und hinreichende Dauerhaftigkeitseigenschaften aufweisen. Daher ist die Mischung Verfüge III-(2) der Rezeptur Verfüge VI-(2) aufgrund der höheren Haftzugfestigkeit sowie des geringeren Schwindmaßes vorzuziehen. Für eine abschließende Eignungsbewertung sind jedoch die Ergebnisse der Untersuchungen an den Verbundkörpern heranzuziehen, die in Abschnitt 7.6 vorgestellt werden.

Die Tatsache, dass der Elastizitätsmodul der Verfugmörtelmischung III der 2. Mischserie den oberen Grenzwert von $E_{lim} = 4000 \text{ N/mm}^2$ um 700 N/mm^2 (17,5 %) überschreitet, ist als noch hinnehmbar zu bewerten. Von erheblich größerer Bedeutung als der E-Modul ist der Frost-Tau-Widerstand des Mörtels sowie seine Schwindeigenschaften und Zugfestigkeiten (vgl. Abschnitt 7.3.5.4).

Wie sich anhand der Ergebnisse der Untersuchungen an den kleinen Verbundkörpern belegen lässt (siehe dazu Abschnitt 7.6) hat sich der Verfugmörtel III-(2) aufgrund seines geringeren Sättigungswerts sowie seines niedrigen Wasseraufnahmekoeffizienten in Kombination mit höheren Druck- und Zugfestigkeitswerten (vgl. Tabelle A23 in Anlage 29) als geeigneter als die Rezeptur Verfüge VI-(2) erwiesen.

Die durchgeführten Ausblühversuche an den Verfugmörtelmischungen der 2. Serie ergaben, dass ähnlich wie bei den Vergussmörteln dieser Serie die Ausblühungen durch Austausch verschiedener Mörtelkomponenten gegen neue Bestandteile nicht vollständig unterbunden, aber zumindest teilweise erheblich reduziert werden konnten. Zudem wurde festgestellt, dass die Kombination der Kunststoffdispersion Elotex WS 73 und dem Zement Sulfadur CEM I 42,5 R-HS/NA auch bei den Verfugmörteln die besten Ergebnisse in Bezug auf die Ausblühneigung erwarten lässt.

Als problematisch erweist sich hingegen die Bewertung des Feuchtetransportverhaltens von Verfugmörtelmischung Vf III-(2), das an Proben dieser Rezeptur beobachtet wurde und sich vermutlich auf Hydrophobierungseffekte innerhalb des Mörtels zurückführen lässt. Diese Hydrophobierungseffekte, die den kapillaren Feuchtetransport innerhalb des Mörtelporengefüges stark herabsetzten, sind vermutlich die Ursache für den vergleichsweise niedrigen Sättigungswert sowie den niedrigen Wasseraufnahmekoeffizient dieser Rezeptur (vgl. Abschnitt 7.4.5.2).

Grundsätzlich hat sich dabei jedoch als positiv herausgestellt, dass die Rezeptur Vf III-(2) insgesamt nur in sehr geringem Maße zum Ausblühen neigt. Niedrige Sättigungswerte sowie Wasseraufnahmekoeffizienten von Fugenfüllstoffen sind aus Gründen der verbesserten Dauerhaftigkeit in einem Mauerwerk, wie dem der geplanten Kuppeldeckschicht, ebenfalls als vorteilhaft zu bewerten. In Bezug auf das Langzeitverhalten von Mitteln mit hydrophobierenden Wirkungen in Baustoffen ist anzumerken, dass nach den bisherigen Erfahrungen die Wirksamkeit der Hydrophobierung meist nach wenigen Jahren nicht mehr nachweisbar war.

7.5 Untersuchungen zum Einfluss der Mörtelzusätze

Zusätzliche Untersuchungen dienten dazu, den Einfluss der Mörtelzusätze näher zu quantifizieren, aber auch um die Notwendigkeit einer komplexen Zusammensetzung der Mörtel experimentell nachzuweisen. Diese Untersuchungen wurden sowohl an Verguss- als auch an Verfugmörteln durchgeführt. In Bezug auf die Durchführung der Mörtelprüfung bzw. die Prüfverfahren wird auf den Abschnitt 7.4.4 verwiesen.

Im Rahmen dieser Analysen sind zwei Vergussmörtel (Vg Zem I und Vg Zem II) auf der Basis der optimierten Mischung Vg III-(2) hergestellt worden, bei denen die Komponenten Kalkhydrat, Trassmehl, Kalksteinmehl und Quarzmehl vollständig durch Zement CEM I 42,5 R ersetzt wurden. Damit betrug der Zementgehalt bei diesen Rezepturen jeweils 530 kg (siehe Tabelle A26 in der Anlage 34). Zudem entfiel bei der Rezeptur Vg Zem II mit Ausnahme des Fließmit-

tels, welches für die Einstellung einer entsprechenden fließfähigen Konsistenz erforderlich war, die Zugabe aller übrigen Zusatzmittel.

Bei den Verfugmörteln wurde sinngemäß verfahren (siehe Tabelle A27 in Anlage 34). Ausgangsbasis bildete hier die optimierte Verfugmörtelmischung Vf III-(2). In Analogie zum Vorgehen bei den Vergussmörteln wurden bei den Rezepturen Vf Zem I und Vf Zem II die Komponenten Trassmehl und Kalkhydrat durch Zement CEM I 32,5 R ausgetauscht. Dadurch ergeben sich für diese beiden Mörtel Zementgehalte von jeweils 203 kg (siehe Tabelle A27). Bei der Verfugmörtelmischung Vf Zem II kamen wie bei der Vergussmörtelrezeptur Vg Zem II keine Zusatzmittel zum Einsatz.

Die Prüfergebnisse dieser Mörtel sind in den Tabellen 7.11 und 7.12 zusammengestellt. Darüber hinaus geben die Abbildungen 7.15 und 7.16 das Verhalten der Probekörper dieser Rezepturen im Frost-Tau-Wechselversuch wieder.

Tabelle 7.11: Eigenschaften der optimierten Vergussmörtelrezeptur Vg III-(2) und der Zementmörtelmischungen Vg Zem I und Vg Zem II (Mittelwerte)

Kennwerte		Vergussmörtelrezeptur (Vg)			Sollwert
		III-(2)	Zem I	Zem II	
Frishmörtelkennwerte					
Ausbreitmaß	[cm]	29,5	28,5	25,5	30,5
Frishmörtelrohddichte	[kg/dm ³]	1,91	1,99	2,15	-
Luftgehalt	[Vol.-%]	4,7	5,3	2,0	-
Mechanische Kennwerte (Probenalter 28 Tage)					
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	2,61	28,8	40,4	< 5,0
E-Modul	[N/mm ²]	3100	16000	20000	< 4000
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	0,47	2,73	3,07	> 0,5
Haftzugfestigkeit	[N/mm ²]	0,64	1,72	0,73	> 0,5
Hygrisches Formänderungsverhalten					
Schwinden nach 107 Tagen	[mm/m]	-1,08	-2,01	-1,43	< -0,2
Verwitterungsbeständigkeit (105 Beanspruchungszyklen)					
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	71	0	100	-

Auf das Ausbreitmaß, die Frishmörtelrohddichte und den Luftgehalt wirkte sich die Zunahme des Zementgehalts bzw. der Verzicht auf die Zusatzmittel nur in geringem Ausmaß aus (vgl. Tabelle 7.11). Erwartungsgemäß führte die Erhöhung des Zementanteils der Vergussmörtel Vg Zem I und Vg Zem II jedoch zu einer deutlichen Festigkeits- und Steifigkeitszunahme. In Bezug auf die anzustrebenden Sollwerte ist die Zug- und Haftzugfestigkeitszunahme grundsätzlich als positiv, die Zunahme der Druckfestigkeit Steifigkeit (E-Modul) jedoch als nachteilig hinsichtlich der Verträglichkeit mit den Sandsteinen im Mauerwerk

zu bewerten. Hervorzuheben sind dabei insbesondere die Werte des E-Moduls von 16000 N/mm² für die Rezeptur Vg Zem I und 20000 für die Mischung Vg Zem II, die den Grenzwert von 4000 N/mm² deutlich überschreiten (vgl. Tabelle 7.11). Zudem ist mit den Mischungsvariationen gemäß Tabelle A26 (siehe Anlage 34) im Vergleich zur Ausgangsmischung Vg III-(2) eine erhebliche Verschlechterung der Schwindeneigenschaften verbunden.

Die Schwindneigung nimmt dabei im Falle der Rezeptur Vg Zem I um den Faktor 1,9 und im Falle der Mischung Vg Zem II um den Faktor 1,3 zu. Ursache für dieses Verhalten sind die gegenüber der Mischung Vg III-(2) deutlich höheren Anteile des zum Schwinden neigenden Zementleims bzw. Zementsteins in den Mörtelrezepturen Vg Zem I und Vg Zem II (vgl. Tabelle A26 in Anlage 34).

Im Verhalten der Zementmörtel Vg Zem I und Vg Zem II im Frost-Tau-Wechselversuch, das in der Abbildung 7.16 graphisch dargestellt ist, zeigten sich unterschiedliche Tendenzen. Während der Vergussmörtel Vg Zem I 105 Frost-Tau-Wechsel ohne Schäden überstand (vgl. dazu auch Tabelle 7.12), waren die Proben des Vergussmörtels Vg Zem II, der ohne Zusatzmittel hergestellt wurde, bereits nach ca. 70 Frost-Tau-Wechseln vollständig zerfallen. Damit zeichnet sich der Zementmörtel Vg Zem I durch eine ähnlich hohe Frostbeständigkeit aus wie der Sandstein der Varietät ME, dessen Verhalten im Frost-Tau-Wechselversuch zusammen mit den entsprechenden Kurven der Vergussmörteln Vg Los 3 und Vg III-(2) ebenfalls in der Abbildung 7.16 dargestellt ist.

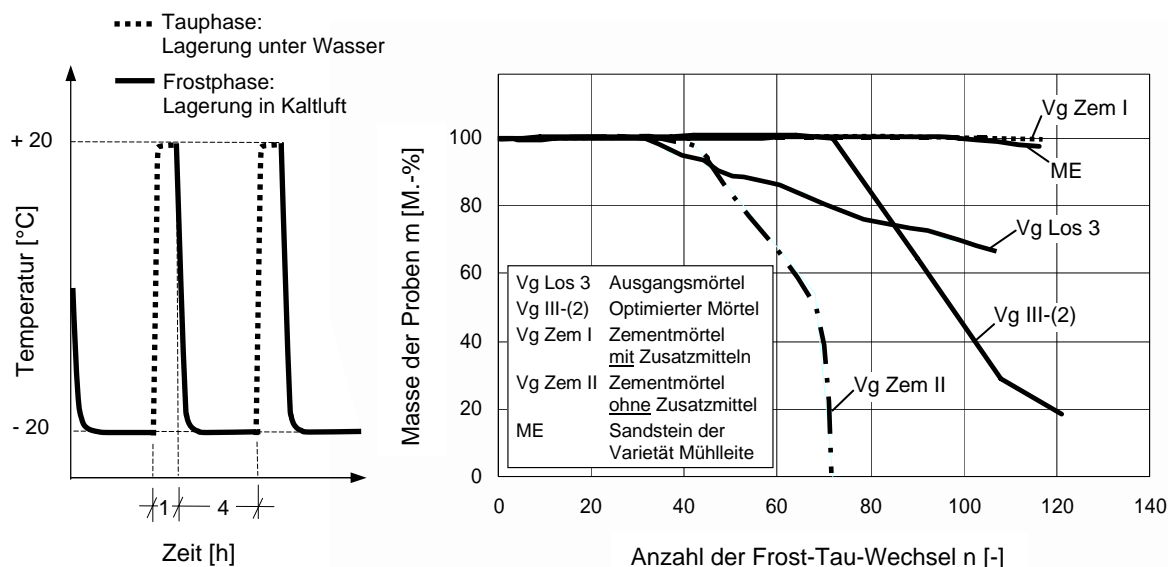


Abbildung 7.16: Temperaturbeanspruchung und Verhalten verschiedener Vergussmörtel bzw. des Sandsteins im Frost-Tau-Wechselversuch in Anlehnung an DIN 52104 [5.24]

Bei den Verfugmörteln zeigen sich als Folge der Mischungsvariationen gemäß Tabelle A27 in Anlage 34 im Unterschied zu den oben vorgestellten Verguss-

mörteln zum Teil deutliche Veränderungen der Frischmörtelkennwerte. Hervorzuheben sind dabei besonders die Werte des Luftgehalts von 25,0 Vol.-% für die Mischung Vf Zem I bzw. von 4,4 Vol.-% für die Mischung Vf Zem II (siehe Tabelle 7.12). Daraus lässt sich ableiten, dass die Erhöhung des Zementanteils mit einem Anstieg des Luftgehalts und mit einer Abnahme der Frischmörtelroh-dichte einhergeht. Darüber hinaus führt der Verzicht auf die Zusatzmittel bei der Mischung Vf Zem II, zu denen gemäß Tabelle A27 (siehe Anlage 34) u. a. auch ein Luftporenbildner gehörte, zu einer Verringerung des Luftgehalts und damit zu einem Anstieg der Frischmörtelroh-dichte (siehe Tabelle 7.12).

Tabelle 7.12: Eigenschaften der optimierten Verfugmörtelrezeptur Vf III-(2) und der Zementmörtelmischungen Vf Zem I und Vf Zem II (Mittelwerte)

Kennwerte		Verfugmörtelrezeptur (Vf)			Sollwert
		III-(2)	Zem I	Zem II	
Frishmörtelkennwerte					
Ausbreitmaß	[cm]	14,0	17,2	14,0	15,0
Frishmörtelroh-dichte	[kg/dm ³]	1,70	1,48	2,01	-
Luftgehalt	[Vol.-%]	11,9	25,0	4,4	-
Mechanische Kennwerte (Probenalter 28 Tage)					
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	2,66	3,41	10,17	< 5,0
E-Modul	[N/mm ²]	4700	4800	9900	< 4000
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	0,37	0,763	1,264	> 0,5
Haftzugfestigkeit	[N/mm ²]	0,15	0,31	0,79	> 0,5
Hygrisches Formänderungsverhalten					
Schwinden nach 105 Tagen	[mm/m]	-1,11	-1,44	-1,25	< -0,2
Verwitterungsbeständigkeit (109 Beanspruchungszyklen)					
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	2,01	0	100	-

In den mechanischen Kennwerten der variierten Verfugmörtel zeigen sich prinzipiell ähnliche Tendenzen wie bei den entsprechenden Vergussmörtelkennwerten, jedoch sind die Werte der Druck-, Zug- und Haftzugfestigkeit sowie des E-Moduls der Mischung Vf Zem I nur geringfügig größer als die der Rezeptur Vf III-(2) (vgl. Tabellen 7.11 und 7.12). Diese Tendenzen lassen sich u. a. auf den hohen Luftgehalt bzw. die geringe Rohdichte der Rezeptur Vf Zem I zurückführen. Ein derartiger Zusammenhang könnte zudem die Erklärung dafür liefern, weshalb die mechanischen Kennwerte der Rezeptur Vf Zem II in Tabelle 7.12 bei deutlich höherer Mörtelroh-dichte entsprechend größere Werte annehmen. Insgesamt liegen die Werte der Druck-, Zug- und Haftzugfestigkeit sowie des E-Moduls der Mischung Vf Zem II jedoch deutlich unterhalb der Messwerte von Vg Zem I und Vg Zem II in Tabelle 7.13.

Der Vergleich der Schwindwerte in Tabelle 7.12 lässt für die Verfugmörtel Vf Zem I und Vf Zem II ähnliche Tendenzen wie bei den Vergussmörteln in Tabelle 7.11 erkennen. Die Schwinddehnungen der Zementverfugmörtel liegen für die Rezeptur Vf Zem I um den Faktor 1,3 und für die Mischung Vf Zem II um den Faktor 1,13 über dem entsprechenden Wert der Bezugsmischung Vf III-(2). Als Ursache für dieses Verhalten kommt auch im Falle der Zementverfugmörtel die Zunahme des Zementleim- bzw. Zementsteinvolumens in Betracht.

In diesem Zusammenhang ist hervorzuheben, dass sich die Zementmörtel ohne Zusatzmitteln (Vg Zem II und Vf Zem II) im Gegensatz zu den Zementmörteln mit Zusatzmitteln (Vg Zem I und Vf Zem I) nach Wasserzugabe jeweils nur wenige Minuten verarbeiten ließen und sehr schnell anstifteten. Diese Eigenschaft ist mit hoher Wahrscheinlichkeit die Ursache für die im Vergleich zu den Rezepturen Vg Zem I und Vf Zem I deutlich geringere Schwindneigung der Verfugmörtelmischungen Vg Zem II und Vf Zem II (vgl. Tabellen 7.11 und 7.12).

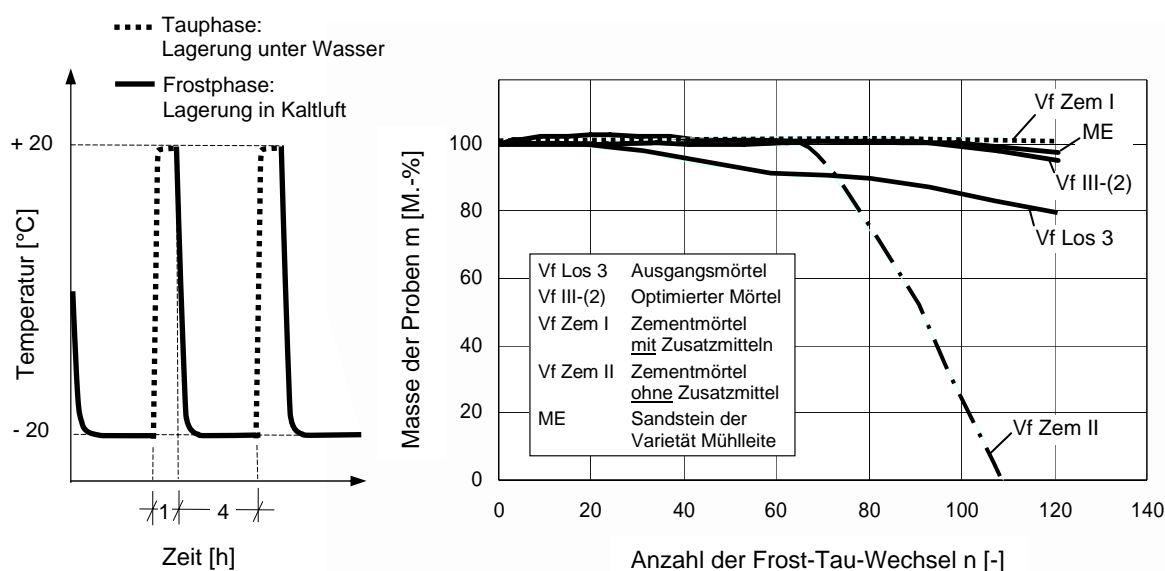


Abbildung 7.17: Temperaturbeanspruchung und Verhalten verschiedener Verfugmörtel bzw. des Sandsteins im Frost-Tau-Wechselversuch in Anlehnung an DIN 52104 [5.24]

Aufgrund der schlechten Verarbeitbarkeit bzw. der vorzeitigen Erhärtung der Zementmörtel Vg Zem II und Vf Zem II gestaltete sich die Herstellung von geeigneten Probekörpern für die Prüfung dieser Fugenfüllstoffe als ausgesprochen schwierig. In der Regel ließen sich diese Mörtel nach dem Einbau nur unzureichend verdichten. Als Folge dieser ungenügenden Verarbeitbarkeit erwiesen sich die Prismen dieser zusatzmittelfreien Zementmörtel als ausgesprochen schadensanfällig im Frost-Tau-Wechselversuch (vgl. Abbildungen 7.15 und 7.16 bzw. Tabellen 7.11 und 7.12). Diese Tendenz wurde sowohl an den Vergussmörteln (Vg Zem II) als auch an den Verfugmörteln (Vf Zem II) festgestellt. Die geringe

Verwitterungsbeständigkeit der Zementmörtel und ist daher nicht überraschend und lässt sich u. a. aus dem Verzicht auf die Zusatzmittel zurückführen.

Während sich die zusatzmittelfreien Zementmörtel durch ihre geringe Beständigkeit im Frost-Tau-Wechselversuch auszeichnen, erweisen sich die zusatzmittelhaltigen Zementmörtel sowohl im Falle der Vergussmörtel (siehe Abbildung 7.16) als auch im Falle der Verfugmörtel (siehe Abbildung 7.17) als ausgesprochen dauerhaft. Wie die Vergussmörtelrezeptur Vg Zem I ist auch Verfugmörtelmischung Vf Zem I als ähnlich verwitterungsbeständig einzustufen wie die Sandsteinvarietät ME (siehe Abbildung 7.16 bzw. Abbildung 7.17). Nach 109 Beanspruchungen im Frost-Tau-Wechselversuch in Anlehnung an [5.24] konnten an die Mörtelprismen der Rezeptur Vf Zem I keine Schäden festgestellt werden. Die Proben der Mischung Vf Zem II waren nach derselben Anzahl von Frost-Tau-Wechseln bereits vollständig zerfallen.

Tendenziell lässt sich das Verhalten der Verguss- und der Verfugmörtelprismen im Frost-Tau-Wechselversuch wie folgt zusammenfassen:

- Die Verfugmörtel erweisen sich als dauerhafter als die Vergussmörtel.
- Die Zementmörtel mit Zusatzmitteln sind verwitterungsbeständiger als die optimierten Verguss- und Verfugmörtelmischungen Vg III-(2) und Vf III-(2).
- Die optimierten Verguss- und Verfugmörtelmischungen Vg III-(2) und Vf III-(2) zeichnen sich durch eine deutlich höhere Dauerhaftigkeit als die jeweiligen Ausgangsmischungen des Bauleses 3 aus.
- Aufgrund der unzureichenden Verarbeitbarkeit ist ein Verzicht auf die Zusatzmittel im Falle der Zementmörtel mit einer erheblichen Verschlechterung der Dauerhaftigkeit verbunden.

7.6 Untersuchungen an den Verbundkörpern

7.6.1 Zielsetzung und Vorgehen

Ziel umfangreicher Untersuchungen an Verbundkörpern war die Erfassung der Dauerhaftigkeitseigenschaften in der Wechselwirkung zwischen dem für die Kuppeldeckschicht ausgewählten Sandstein und den jeweils dort verwendeten Mörteln. Anhand dieser Versuche sollte u. a. geprüft werden, welche Kombination von Verguss- und Verfugmörtel in Verbindung mit den Sandsteinen die günstigsten Dauerhaftigkeitseigenschaften besitzt. Diese Experimente waren nicht zuletzt deswegen durchzuführen, weil aus den vorliegenden Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen an den Verfugmörteln der 2. Mischserie (Mörtelprüfungen) nicht eindeutig hervorging, welche der Mörtelmischungen die günstigsten Dauerhaftigkeitseigenschaften aufweist. Die Versuchsergebnisse dieser Experimente stellen daher eine wichtige Entscheidungsgrundlage für die

Auswahl einer der 2 für die Kuppeldeckschicht in Frage kommenden Verfugmörtelrezepturen dar (siehe dazu Abschnitt 7.4.6.2). Anhand der Ergebnisse dieser Versuche lässt sich darüber hinaus verifizieren, ob die Verfugmörtelmischungen der 2. Mischserie ungünstigere bzw. günstigere Verbundeigenschaften aufweisen als die Verfugmörtelrezeptur IV der 1. Mischserie.

Darüber hinaus wurde im Rahmen dieser Experimente auch das Verhalten der in Abschnitt 7.5 vorgestellten Zementmörtel im Verbund mit den Sandsteinen untersucht. Wie die Untersuchungen zum Einfluss der Mörtelzusätze (siehe Abschnitt 7.5) dienten diese Versuchsserien dazu, die Notwendigkeit der in Abschnitt 7.4.2 behandelten komplexen Mischungszusammensetzungen experimentell zu belegen.

Das Versuchsprogramm umfasst neben Frost-Tau-Wechselversuchen zusätzlich nochmals Ausblühversuche. Diese Ausblühversuche sollten zeigen, inwieweit die verschiedenen Kombinationen von Verguss- und Verfugmörteln in Verbindung mit dem Sandstein der Varietät Mühleite Tendenzen zum Ausblühen besitzen. Die Prüfung erfolgte dabei sowohl unter den vergleichsweise scharfen Randbedingungen im Labor (entsprechend den Prüfbedingungen bei den bereits durchgeführten Mörtelprüfungen) als auch unter Bedingungen, wie sie den Klimaverhältnissen am realen Bauwerk erheblich näher kommen. Die dafür vorgesehenen Verbundkörper werden während dieser Versuche im Freien (Freigelände des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe) gelagert und sind dort den Einflüssen permanenter Bewitterung ausgesetzt.

Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden kleine (2-Stein-Probekörper) sowie große (4-Stein-Probekörper) Mauerwerkskörper unter Verwendung des Gesteinsmaterials der Varietät Mühleite, Eisenhaltige Bank hergestellt. Aufbau und Geometrie dieser Mauerwerkskörper können der Abbildung 7.18 entnommen werden.

Die Untersuchungen an den kleinen Verbundkörpern hatten zum Ziel, eine begrenzte Anzahl von Mörtel-Sandsteinkombinationen bei vertretbarem Material- und Arbeitsaufwand hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeitseigenschaften zu erproben. Zudem wurden aus einzelnen Kombinationen von Mörteln und Sandsteinen, die sich in den Untersuchungen an den kleinen Verbundkörpern als besonders dauerhaft erwiesen haben, große Verbundkörper hergestellt, die aufgrund ihrer Abmessungen die Verhältnisse im realen Kuppelmauerwerk besser wiedergeben als die kleinen Verbundkörper.

7.6.2 Versuchsprogramm

Tabelle 7.13 gibt eine Übersicht über das Versuchsprogramm der Experimente an den Verbundkörpern. Darin sind neben Angaben zur Prüfkörperart und zu den verwendeten Werkstoffen auch Hinweise zur Anzahl der hergestellten Verbundkörper sowie zu den Versuchen enthalten.

Tabelle 7.13: Art, Werkstoffe sowie Anzahl und Verwendung der Verbundprobenkörper

Art der Verbundkörper	Werkstoffe			Anzahl	Versuch/Verwendung
	Sandstein	Vergussmörtel	Verfugmörtel		
Klein (2 Steine)	ME	Vg III-(2)	Vf IV-(1)	1	Frost-Tau-Versuch
				1	Ausblühversuch im Labor
				1	Ausblühversuch im Freien
				1	Rückstellprobe
„	ME	Vg III-(2)	Vf III-(2)	1	Frost-Tau-Versuch
				1	Ausblühversuch im Labor
				1	Ausblühversuch im Freien
				1	Rückstellprobe
„	ME	Vg III-(2)	Vf VI-(2)	1	Frost-Tau-Versuch
				1	Ausblühversuch im Labor
				1	Ausblühversuch im Freien
				1	Rückstellprobe
Groß (4 Steine)	ME	Vg III-(2)	Vf III-(2)	1	Frost-Tau-Versuch
				1	Rückstellprobe
„	ME	Vg III-(2)	Vf VI-(2)	1	Frost-Tau-Versuch
				1	Rückstellprobe
Klein (2 Steine)	ME	Vg Zem I	Vf Zem I	1	Frost-Tau-Versuch
„	„	Vg Zem I	Vf Zem II	1	Frost-Tau-Versuch

Während die kleinen Verbundkörper sowohl zur Untersuchung des Ausblühverhaltens der Verguss- und Verfugmörtel im Verbund mit dem Sandstein als auch im Rahmen von Dauerhaftigkeitsversuchen (Frost-Tau-Wechselversuche) zum Einsatz kamen, dienten die großen Verbundkörper ausschließlich zur Erprobung des Dauerhaftigkeitsverhaltens der Mauerwerke (siehe dazu Tabelle 7.13). Zudem wurden kleine Verbundkörper herangezogen, um das Verbundverhalten verschiedener Kombinationen von Zementmörteln und dem Sandstein im Frost-Tau-Wechselversuch zu analysieren. Bei den hierfür verwendeten Mörteln handelt es sich um den Vergussmörtel Vg Zem I sowie um die Verfugmörtel Vf Zem I und II, die in Abschnitt 7.5 vorgestellt werden. Da diese Zementmörtel nur zu Vergleichszwecken entwickelt wurden und nicht für den Einsatz in einem Bauwerk in Betracht kommen, entfielen für die entsprechenden Mörtelkombinationen die Untersuchungen zum Ausblühverhalten.

Ursprünglich war geplant, auch von dem Vergussmörtel Vg Zem II Verbundkörper herzustellen und zu untersuchen. Die ungünstigen Verarbeitungseigenschaften ließen dies jedoch nicht zu (siehe dazu auch Abschnitt 7.5). Aufgrund des frühzeitigen Ansteifens dieses Vergussmörtels konnte der Fugenspalt nicht

vollständig und ohne Lufteinschlüsse verfüllt werden. Auf die entsprechender Verbundkörper musste daher verzichtet werden.

Mit sämtlichen Versuchen an den Verbundkörpern wurde im Mörtelalter von 28 Tagen begonnen. Die Lagerung der Probekörper erfolgte von der Herstellung bis zum Beginn der Versuche im Klimaraum bei einer Lufttemperatur von 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte.

Entsprechend den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen am Sandsteinmaterial (vgl. Abschnitt 7.2) wurden sowohl die großen wie auch die kleinen Verbundkörper ausschließlich aus Postaer Gesteinsmaterial der Varietät Mühlleite, Eisenhaltige Bank (Abkürzung ME) hergestellt.

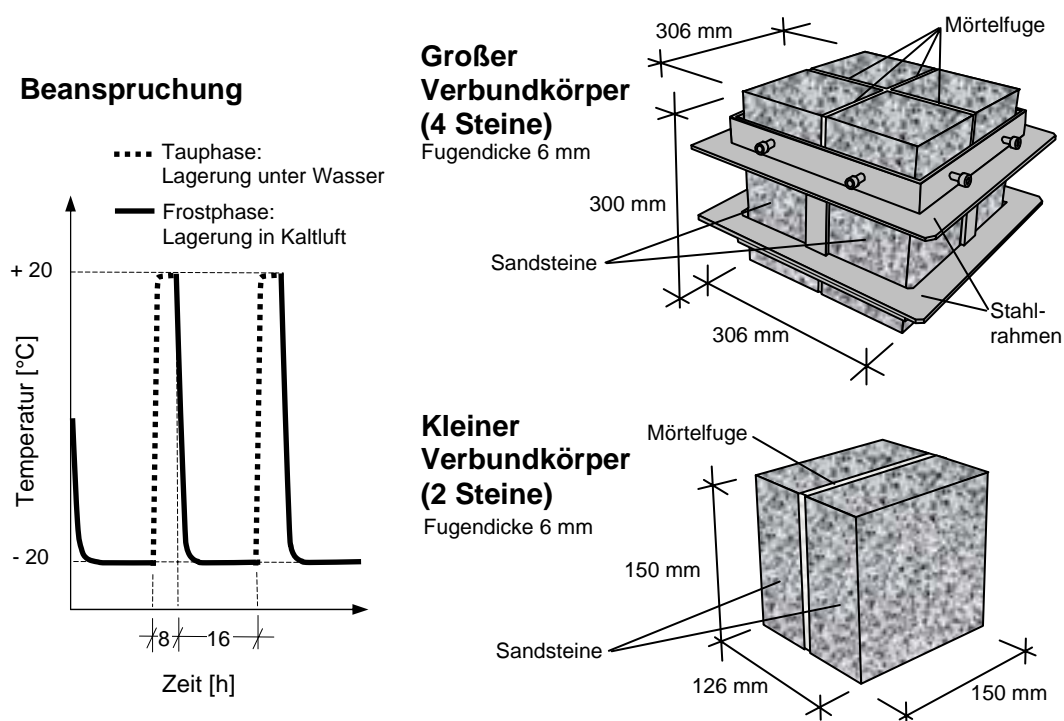


Abbildung 7.18: Untersuchungen an den Verbundkörpern: Frost-Tau-Zyklen (links) und Probekörpergeometrie (rechts)

Aufbau und Herstellung der Verbundkörper

Die großen Verbundkörper bestehen jeweils aus 4 Sandsteinblöcken mit den Abmessungen 150 x 150 x 300 mm³ die mittels kreuzförmig verlaufender Mörtelfuge miteinander verbunden sind (siehe Abbildung 7.18). Zusätzlich werden diese Verbundkörper durch Stahlrahmen zusammengehalten. Die Spannrahmen üben einen ähnlich verformungsbehindernden Einfluss auf die Mauerwerkskörper aus, wie er im realen Kuppelmauerwerk von den benachbarten Gesteinsblöcken der Kuppeldeckschicht ausgeht. Die Gesamtabmessungen dieser Mauerwerkskörper betragen somit ca. 306 x 306 x 300 mm³.

Der Einfluss der temperaturbedingten Verformungen der Spannrahmen auf das Verhalten der Mauerwerkskörper in den Versuchen bzw. auf die Versuchsergebnisse ist u. a. aufgrund des vergleichsweise geringen Unterschiedes der Wärmedehnzahlen des verwendeten Stahls St 37 ($\alpha_{Th, Stahl} = 12 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$) und des Sandsteins ($\alpha_{Th, Stein} = 10 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$, vgl. Tabelle 7.6) als vernachlässigbar einzustufen.

Bei der Herstellung dieser Verbundkörper wurden die 4 Sandsteinblöcke zunächst unter Verwendung der Stahlrahmen und speziell angefertigten Abstandhaltern so zusammengespannt, dass dabei ein 6 mm breiter kreuzförmiger Fugenspalt entstand, der anschließend mit dem Vergussmörtel der Rezeptur III-(2) vergossen worden ist. Entsprechend der geplanten Ausführung der Kuppeldeckschicht kamen zum Verfüllen der obersten Fugenbereiche die o. g. Verfugmörtel Vf III-(2) und Vf VI-(2) (jeweils 1 Mischung pro Probekörper) zum Einsatz.

Bei der Herstellung sowohl der großen wie auch der kleinen Verbundkörper kamen die bereits genannten Fugenabstandhalter aus Stahl zur Anwendung. Durch Einsatz dieser Abstandhalter wurde erreicht, dass der Fugenspalt der Mörtelfuge – ähnlich wie am realen Bauwerk vorgesehen – vor, während und nach dem Einbringen des Mörtels stets eine konstante Breite von 6 mm aufweist. Damit sollten Einflüsse erfasst bzw. analysiert werden, die sich bei einem festen Abstand der Fugenflanken von 6 mm aus dem Erhärtungsschwinden des Verguss- und Verfugmörtels auf die Fugendauerhaftigkeit ergeben (Schwindrissbildung).

Bei den kleinen Verbundkörpern wurden jeweils zwei Sandsteinquader mit den Abmessungen $150 \times 150 \times 60 \text{ mm}^3$ miteinander vermörtelt (siehe Abbildung 7.18). Auch hierbei beträgt die Fugendicke 6 mm (Abstandhalter).

Das Einbringen des Verguss- und Verfugmörtels erfolgte bei den kleinen Verbundkörpern in ähnlicher Weise wie bei den großen. Aufgrund der geringeren Probenabmessungen und des damit einhergehenden geringeren Eigengewichts konnte bei den kleinen Verbundkörpern jedoch auf die Stahlrahmen verzichtet werden.

Frost-Tau-Versuche

Ähnlich wie in den Dauerhaftigkeitsversuchen an den Sandstein- und Mörtelprobekörpern werden die Verbundprobekörper auch hier in zyklischer Abfolge erwärmt bzw. abgekühlt (siehe Abbildung 7.18). Auch in diesen Versuchen setzt sich ein Beanspruchungszyklus jeweils aus einer Frostphase (Lagerung der Verbundkörper in der Kältetruhe bei einer Lufttemperatur von $T_L = -20 \text{ °C}$) und einer anschließenden Tauphase (Unterwasserlagerung bei einer Wassertemperatur von $T_W = +20 \text{ °C}$) zusammen. Aufgrund der größeren Abmessungen der

Verbundkörper beträgt die Dauer der Tauphase hier jeweils 8 Stunden statt 1 Stunde wie in den Versuchen an den Sandstein- und Mörtelprismen in Anlehnung an DIN 52104 [5.24] (vgl. Abbildungen 7.16 bzw. 7.17 und 7.18).

Untersuchungen zum Ausblühverhalten

Die Versuche zum Ausblühverhalten an den kleinen Verbundkörpern fanden sowohl unter Laborbedingungen – entsprechend den Ausblühversuchen an den Mörtelprismen – als auch unter realen Klimaverhältnissen im Freien statt. Die Prüfung der Verbundkörper unter Laborbedingungen erfolgte analog zu den in Abschnitt 7.4.4.6 vorgestellten Ausblühversuchen am Mörtel. Die Verbundkörper standen dabei mit der Unterseite ca. 10 mm tief in destilliertem Wasser. Der mit Beginn der Wasserbenetzung einsetzende Feuchtetransport durch kapillares Saugen war daher im Wesentlichen in vertikaler Richtung von unten nach oben – parallel zu Orientierung der Mörtelfuge – ausgerichtet.

7.6.3 Ergebnisse

7.6.3.1 Ausblühverhalten

Lagerung im Freien

Insgesamt 3 der kleinen Verbundkörper wurden im Rahmen der Untersuchungen auf dem Freigelände des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe gelagert, wo sie den Einflüssen permanenter Bewitterung ausgesetzt waren (siehe Tabelle 7.13). An diesen kleinen Verbundkörpern zeigten sich während der ersten 12 Monate keine optischen Veränderungen an den Oberflächen der Probekörper. Jedoch wurden nach 12-monatiger Freilagerung erste Spuren von pflanzlichem Bewuchs festgestellt. Dieser Bewuchs zeigte sich in Form eines sehr dünnen dunkelgrünen Schleiers, der jedoch nur an der Nordseite der Proben auftrat. Die Bewucherscheinungen an diesen Proben in Freilagerung waren deutlich weniger stark ausgeprägt, als der Bewuchs, der im Rahmen der Laborversuche schon nach wenigen Monaten sichtbar wurden.

24 Monaten nach Beginn der Versuche waren keine Anzeichen von Ausblühungen oder Schäden in Form von Rissen oder Abplatzungen sichtbar. Die Versuche zum Ausblühverhalten im Freien wurden nach 2 Jahren beendet.

Lagerung im Labor

Die unter Laborbedingungen gelagerten kleinen Verbundkörper wiesen zunächst unterschiedlich starke Anzeichen von Ausblühungen auf. Im Rahmen dieser Versuche zeigten sich an allen Probekörpern nach einer Versuchsdauer von ca. 4 Monaten erste leichte graue Schleier auf den Seitenflächen der Sandsteinquader.

Diese Schleier waren nur lokal sichtbar und in ihrer Intensität sehr ungleichmäßig ausgeprägt.

In Folge der 12-monatigen Befeuchtung von der Unterseite bzw. der Austrocknung an der Oberseite der Verbundkörper wurden zudem an allen 3 Verbundprobekörpern der Laborversuche Anzeichen von pflanzlichem Bewuchs festgestellt, die sich lokal an den Oberflächen der Sandsteinquader als dünne hellgrüne Schichten zeigen.

Im Gegensatz zu den Probekörpern, bei denen die Verfugmörtelrezepturen Vf III-(2) und Vf VI-(2) der 2. Mischserie zum Einsatz kamen, zeigten sich an dem Verbundkörper, der unter Verwendung der Verfugmörtelmischung Vf IV-(1) der 1. Mischserie hergestellt worden war (Laborlagerung), neben den oben beschriebenen Schleiern nach einer Versuchsdauer von ca. 6 Monaten an den Ecken der Probekörperoberseite deutliche Salzkrusten. Diese gelblich gefärbten Krusten bildeten sich jedoch nicht im Bereich der Mörtelfugen sondern waren jeweils nur an den oberen Kanten bzw. Ecken der Sandsteinquader des o. g. Verbundkörpers erkennbar.

Im weiteren Verlauf dieser Versuche verstärkten sich auch die Ausblühungen an den Verbundprobekörpern, bei denen die Verfugmörtelrezepturen Vf III-(2) und Vf VI-(2) der 2. Mischserie zum Einsatz kamen. Jedoch bildeten sich dabei keine derart ausgeprägten Krusten, wie sie an dem Probekörper unter Verwendung der Verfugmörtelmischung Vf IV-(1) der 1. Mischserie beobachtet worden sind.

Die Laborversuch zum Ausblühverhalten der Verbundkörper wurden nach 12 Monaten kontinuierlicher Wasserlagerung an der Unterseite bzw. Austrocknung an der Oberseite beendet.

7.6.3.2 Dauerhaftigkeitsverhalten

Die Ergebnisse der Frost-Tau-Wechselversuche an den Verbundkörpern sind in der Abbildung 7.19 zusammengefasst. Neben Balkendiagrammen zur Schädigungsentwicklung der einzelnen Kombinationen aus Verguss- und Verfugmörteln werden in dieser Abbildung auch charakteristische Schadensbilder gezeigt.

Kleine Verbundkörper mit optimierten Mörteln

Im Rahmen der Versuche an den kleinen Verbundkörpern zeigten sich nach ca. 56 Beanspruchungszyklen erste Anzeichen von Fugenauswitterungen. Dabei kam es zunächst zu Rissbildungserscheinungen, später lösten sich dort Mörtelstücke heraus. Bei den betroffenen Stellen handelte es sich ausschließlich um

Bei den Probekörpern, die unter Verwendung der Verfugmörtel Vf IV-(1) und Vf VI-(2) hergestellt worden sind, nahm die Breite des Risses jeweils weiter zu. Nach Durchlaufen des 125. Frost-Tau-Wechsels zerbrachen diese Probekörper entlang des Risses, der sich nunmehr über die gesamte Fuge erstreckte. Im Verfugmörtel Vf III-(2) war zwar auch ein dünner Riss sichtbar, der sich jedoch erheblich langsamer ausbreitete und erst mit dem 153. Beanspruchungszyklus zum Versagen des entsprechenden Verbundkörpers führte. Daraufhin wurde auch diese Versuchsserie beendet.

Große Verbundkörper mit optimierten Mörteln

Nach 62 Beanspruchungszyklen zeigten sich bei beiden großen Verbundprobekörpern jeweils an den unteren Ecken im Bereich der Vergussmörtelfugen – der Vergussmörtel Vg III-(2) kam bei beiden Probekörpern zum Einsatz – erste Anzeichen von Kantenausbrüchen, die jedoch in ihrer Intensität nur sehr langsam zunahm. Im Rahmen der regelmäßig durchgeführten optischen Begutachtung (nach jedem 5. Frost-Tau-Zyklus) wurden nach 121 Zyklen an dem Verbundprobekörper unter Verwendung des Verfugmörtels Vf VI-(2) deutliche Risse entlang der Kontaktzone zwischen Stein und Mörtel festgestellt. Dabei handelt es sich jeweils um einen einzelnen durchgehenden Riss pro Fuge. Mit Durchlaufen des 125. Frost-Tau-Zyklus wiesen diese Risse an einigen Stellen bereits eine Breite von etwa 1 mm auf und der Probekörper Vf VI-(2) drohte trotz Spannrahmen entlang der gerissenen Zonen zu zerfallen. Daher wurden diese Versuche nach 153 Frost-Tau-Wechseln beendet.

An beiden Probekörpern wurden keine Anzeichen von Abplatzungen der Steinkanten im Bereich der Fugen oder Ecken festgestellt.

Kleine Verbundkörper mit Zementmörteln

An den Verbundkörpern, die gemäß Tabelle 7.13 unter Verwendung der Zementmörtelrezepturen Vg Zem I, Vf Zem I und Vf Zem II hergestellt worden sind, entstand jeweils nach 30 Frost-Tau-Wechseln ein umlaufender Riss im Verguss- und Verfugmörtel (siehe Abbildung 7.19). Die Breite dieses Risses nahm mit der Anzahl der Frost-Tau-Wechsel zu. Nach 69 Beanspruchungszyklen betrug die Rissbreite etwa 1 mm. Andere Arten von Schäden, wie das Ausbröckeln des Fugenfüllstoffes und das Auswittern der Fuge, das an den Verbundkörpern der optimierten Mörteln beobachtet wurden, zeigte sich an den Verbundkörpern der Zementmörtel nicht.

Unabhängig von der Art des verwendeten Verfugmörtels zerbrachen beide Verbundkörper entlang des im Zementmörtel entstandenen Risses nach 89 Frost-Tau-Wechseln.

7.6.4 Bewertung der Ergebnisse und Diskussion

Ausblühverhalten

Da das für die Entstehung von Salzausblühungen erforderliche Feuchteangebot im Rahmen der Ausblühversuche an den kleinen Verbundprobekörpern, die im Freien gelagert werden, naturgemäß erheblich geringer ist als in den Laborversuchen, konnten sich hier bislang keine entsprechenden Resultate zeigen. Dabei ist grundsätzlich zweifelhaft, ob sich an den Verbundprobekörpern in Freilagerung auch bei erheblich längerer Versuchsdauer überhaupt Ausblühungen zeigen würden, da die Trocknungsbedingungen (mittlere relative Luftfeuchte ca. 80 %) weniger scharf sind. Außerdem können die an den Oberflächen der Proben auskristallisierten Salze beispielsweise infolge eines Gewitterregens zum Teil sehr leicht wieder gelöst und fortgespült werden.

In Analogie zu den Ausblüherscheinungen an den Mörtelprismen stellten sich an dem Verbundkörper, bei dem der Verfugmörtel Vf IV-(1) der 1. Mischserie zum Einsatz kam, erwartungsgemäß die intensivsten Salzkristallbildungen ein (siehe Abschnitt 6.6.3.1). Zu den Bereichen des Verbundprobekörpers, in denen die Austrocknungsvorgänge und damit die Salzablagerungen in besonders ausgeprägtem Maße stattfinden, gehören auch hier jeweils die Ecken und Kanten der Probekörperoberfläche. Aus diesem Grunde bildeten sich bei dem o. g. kleinen Verbundkörper die Salzkrusten vornehmlich in solchen Bereichen.

In diesem Zusammenhang ist – wie in Bezug auf die entsprechenden Versuche an den Mörtelprismen bereits hervorgehoben wurde – zu betonen, dass es sich bei den Versuchsbedingungen dieser Ausblühversuche um ausgesprochen scharfe Prüfbedingungen handelt, die in dieser Form nicht am realen Bauwerk auftreten können. Aus diesem Grunde ist an realem Mauerwerk – ähnlich den Tendenzen der Ausblühversuche im Freien – kaum mit derart intensiven Ausblüherscheinungen zu rechnen, wie sie sich im Rahmen der Laborversuche gezeigt haben.

Dauerhaftigkeitsverhalten der optimierten Mörtel

Da sich im Rahmen der Untersuchungen an den Mörtelprobekörpern sowohl die Verfugmörtelrezeptur Vf III-(2) als auch die Mischung Vf VI-(2) als hinreichend frostbeständig erwiesen haben, ist in Bezug auf die in Abschnitt 7.4.5 vorgestellten Versuchsergebnisse der übrigen Untersuchungen an diesen Verfugmörteln die Rezeptur Vf III-(2) gegenüber der Mischung Vf VI-(2) zu bevorzugen. Als ausschlaggebend für diese Bewertung sind neben den genannten Dauerhaftigkeitseigenschaften im Besonderen die Haftzugfestigkeits- sowie die Schwindeigenschaften dieser Verfugmörtel (vgl. dazu Abschnitt 7.4.6.2). Hervorzuheben ist, dass diese Bewertung durch das Verhalten der Verguss- und

Verfugmörtel in Verbindung mit dem Sandstein im Rahmen der Versuche an den kleinen Verbundkörpern bestätigt werden.

Die Frost-Tau-Wechselversuche an den kleinen Verbundkörper zeigen, dass die optimierten Verfugmörtel u. a. auch eine schützende Wirkung in Bezug auf die Beanspruchung des eingesetzten Vergussmörtels aufweisen. Dieses Verhalten wurde offensichtlich, als sich an den Seitenflächen der Verbundkörper, an denen kein Verfugmörtel zum Einsatz kam, erste kleinere Vergussmörtelstücke aus den Fugen herauslösten, während die mit dem Verfugmörtel verschlossenen Verbundkörperoberflächen zum selben Zeitpunkt noch keine Anzeichen von Verwitterungsschäden aufwiesen. Dabei ist hervorzuheben, dass es sich bei dem beobachteten Verwitterungsverhalten der ausschließlich mit dem Vergussmörtel der Rezeptur Vg III-(2) verfüllten Fugenbereiche um einen Schädigungsvorgang handelt, mit dem in der beschriebenen Form am realen Deckschichtmauerwerk der Frauenkirche nicht zu rechnen ist, da sämtliche der Witterung direkt ausgesetzten Mörtelfugen durch Einbringen eines Verfugmörtels nach außen hin verschlossen werden.

Der große Verbundkörper mit dem optimierten Vergussmörtel Vg III-(2) zeigten prinzipiell ein ähnliches Verhalten wie die entsprechenden kleinen Mauerwerkskörper, jedoch traten die Fugenauswitterung und die Rissbildung jeweils nach einer größeren Anzahl Frost-Tau-Wechselzyklen auf (siehe Abb. 7.19). Da sich die Schäden, die an den großen und an den kleinen Verbundkörpern beobachtet wurden, sehr ähneln, ist davon auszugehen, dass das Versagen sowohl der großen wie auch der kleinen Verbundkörper auf die gleichen Schädigungsmechanismen zurückgeführt werden kann. Jedoch verhielten sich die großen Verbundkörper – neben möglichen anderen Ursachen – nicht zuletzt aufgrund der Verformungsbehinderung durch die Spannrahmen dauerhafter als die kleinen.

Im Rahmen der Frost-Tau-Wechselversuche an den großen Verbundkörpern wurden keine Anzeichen von Abplatzungen der Steinkanten im Bereich der Fugen oder Ecken festgestellt. Zudem hat sich auch in diesen Versuchen gezeigt, dass der Verfugmörtel Vf III-(2) für den Einsatz in der Kuppeldeckschicht besser geeignet ist als der Verfugmörtel Vf VI-(2). Dabei hat sich die schützende Wirkung des Verfugmörtels auch an den großen Verbundkörpern als positiv im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks herausgestellt, da die Verfugmörtelfüllung den darunter liegenden Vergussmörtel sehr wirksam vor Frostschäden schützt.

Dauerhaftigkeitsverhalten der Zementmörtel

Die kleinen Verbundkörper der Zementverfugmörtelrezeptur Vg Zem I erwiesen sich in Kombination mit den beiden Verfugmörteln Vf Zem I und Vf Zem II als deutlich verwitterungsanfälliger als die Verbundkörper der optimierten Mörtel (vgl. Abbildung 7.19). Da sich die Schädigungsentwicklungen beider Verbundkörper mit zunehmender Anzahl von Frost-Tau-Wechseln nicht signifikant unterscheiden, lässt sich ableiten, dass die vergleichsweise steifen Verfugmörtel Vf Zem I und II nur einen sehr begrenzten Einfluss auf die Schädigungsprogression ausüben.

Im Gegensatz zum Verhalten der Verbundkörper, die unter Verwendung der optimierten Mörtel hergestellt worden sind, zeigen die Verbundkörper der Zementmörtel im Frost-Tau-Wechselversuch keine Anzeichen von Fugenauswitterung (siehe Abbildung 7.19). Stattdessen bildet sich bei den Verbundkörpern der Zementmörtel jeweils ein einzelner umlaufender Riss, dessen Tiefe und Breite mit der Anzahl von Frost-Tau-Wechselzyklen zunimmt. Nach der vergleichsweise geringen Anzahl von 30 Beanspruchungszyklen durchtrennt dieser Riss den gesamten Probenquerschnitt und die Verbundkörper zerbrechen.

Die Ursachen für dieses Verhalten lassen sich anhand der in den Tabellen 7.11 und 7.12 (siehe Abschnitt 7.5) zusammengestellten Materialeigenschaften dieser Zementmörtel erläutern. Da es sich dem hierbei verwendeten Verguss Vf Zem I um einen ausgesprochen festen Zementmörtel handelt, lösen sich auch nach über 100 Frost-Tau-Wechseln keine Mörtelpartikel aus der Fuge. Jedoch kommt es aufgrund der hohen Steifigkeit (16000 N/mm^2) während der zyklischen Erwärmung ($+20 \text{ °C}$) und Abkühlung (-20 °C) zur Ausbildung von thermischen Spannungen im Fugenbereich, die sich den Schwindspannungen überlagern. Die Größenordnung dieser Spannungen kann die Haftzugfestigkeit des Mörtel von $1,72 \text{ N/mm}^2$ bzw. die Zugfestigkeit von $2,73 \text{ N/mm}^2$ bei Weitem überschreiten. Als Folge dieser thermischen Beanspruchung bilden sich fugenparallele Risse im Mörtel oder in der Kontaktzone.

Bei den optimierten Mörteln wie dem Vergussmörtel Vg III-(2) und dem Verfugmörtel Vf III-(2) liegen die Werte der Zug- und der Haftzugfestigkeit zwar deutlich unterhalb der entsprechenden Werte der Zementmörtel, jedoch sind die thermisch und hygriisch bedingten Spannungen im Mauerwerk aufgrund der niedrigen E-Moduln sowie der reduzierten Schwindneigungen dieser optimierten Mörtel in Bezug auf die Rissbildung als unkritisch zu bewerten. Da die optimierten Vergussmörtel allein als nicht ganz so dauerhaft wie die Zementmörtel zu bewerten sind, bringt der Einsatz des beständigeren Verfugmörtels Vf III-(2) im äußeren Mauerwerksbereich zusätzliche Vorteile (siehe oben "Dauerhaftigkeitsverhalten der optimierten Mörtel").

Hier zeigt sich der bekannte Sachverhalt, dass eine hohe Dauerhaftigkeit einzelner Komponenten nicht zwangsläufig zu einer hohen Dauerhaftigkeit eines Verbundwerkstoffes aus diesen Komponenten führt. Anhand der in Abbildung 7.19 dargestellten Ergebnisse lässt sich belegen, dass der Einsatz von speziell optimierten Mörteln, deren Eigenschaften auf die jeweiligen Steineigenschaften abgestimmt sind, zu günstigeren Dauerhaftigkeitseigenschaften des Mauerwerks führt, als durch den alleinigen Einsatz dauerhafter Mörtel möglich ist. Von entscheidender Bedeutung für die Qualität des Optimierungsergebnisses ist dabei der Aufwand und die Sorgfalt, mit der die Mörtel­eigenschaften an die hergeleiteten Sollwerte angepasst werden.

7.7 Beurteilung des Konzepts zur Dauerhaftigkeitsoptimierung

Übertragbarkeit

In den vorstehenden Abschnitten des Kapitels 7 wurde das Vorgehen zur Optimierung der Dauerhaftigkeitseigenschaften von Sandsteinmauerwerk in exemplarischer Form anhand des neu errichteten Kuppelmauerwerks der Frauenkirche Dresden vorgestellt. Gemäß der Übersicht in Abbildung 5.31 (siehe Abschnitt 5.4) ist das beschriebene Vorgehen grundsätzlich auch für die Instandsetzung bestehenden Sandsteinmauerwerks geeignet. Auch für Kombinationen aus Neuerrichtung und Instandsetzung kann das vorgestellte Konzept herangezogen werden.

Im Mittelpunkt des vorgestellten Konzepts steht die Entwicklung von gezielt auf die Gesteinseigenschaften angepassten Fugenfüllstoffen. Bei dafür in Betracht kommenden Materialien muss es sich – wie im oben dargestellten Fall der Frauenkirche Dresden – nicht zwangsläufig um mineralische Füllstoffe handeln. Prinzipiell wären als Fugenfüllstoffe beispielsweise auch Fugenbänder oder ähnliche Materialien denkbar, sofern sie im jeweiligen Einzelfall in ihren Eigenschaften den speziellen Anforderungskriterien entsprechen. Für das Kuppelmauerwerk der Frauenkirche schieden derartige Fugenfüllstoffe aus denkmalpflegerischen Gründen aus.

Die in Abschnitt 7.3 vorgestellte Analyse der im realen Kuppelmauerwerk der Frauenkirche auftretenden Beanspruchungen, die die Grundlage zur Herleitung von Anforderungskriterien für die Fugenmörtel darstellt, beschränkt sich bewusst auf die Betrachtung der hygri­schen Vorgänge im Mauerwerk. Gleichwohl liefern jedoch auch die thermischen Beanspruchungen einen Beitrag zur Verwitterung des Kuppelmauerwerks (siehe dazu Abschnitt 2.1.2.1). Die Analyse der thermischen Beanspruchungen und eine entsprechend erweiterte Spezifikation von Anforderungskriterien für die Fugenmörtel wäre auf der Grundlage des gewählten Ansatzes und der programmtechnischen Umsetzung auch durchaus möglich (siehe dazu Kapitel 4 sowie Abschnitte 6.1.4.3 und 6.3.1.2). Eine ge-

zielte Anpassung der Mörtel­eigenschaften, wie die Wärmedehnzahl, an die auf numerischem Wege abgeleiteten thermischen Sollwerte dürfte sich praktisch jedoch als ausgesprochen schwierig erweisen. Daher wurde im Rahmen des vorgestellten Forschungsprojekts auf eine Optimierung der thermischen Mauerwerk­eigenschaften verzichtet (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.5.4).

Hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang, dass sich zwar das Konzept des Vorgehens auf andere Problemstellungen und Randbedingungen im Zusammenhang mit der Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinmauerwerks übertragen lässt, die jeweiligen Ergebnisse jedoch nicht. D. h., dass die optimierten Mörtel für die Kuppel der Frauenkirche sich nicht in jedem Fall für den Einsatz in anderen Bauwerken und unter anderen Randbedingungen eignen. Das vorgestellte Konzept basiert darauf, dass die Mörtel­eigenschaften speziell auf den vorgesehenen Verwendungszweck abgestimmt werden. Bei den dabei entwickelten Fugenfüllstoffen handelt es sich also nicht um Universalmörtel; die Zielsetzung des Konzepts verfolgt genau das Gegenteil, nämlich die Spezialisierung. Diese Spezialisierung der Mörtel bringt gegenüber den Universalmörteln den Vorteil einer verbesserten Mauerwerksdauerhaftigkeit mit sich, die in den vorstehenden Abschnitten des Kapitel 7 in exemplarischer Form belegt werden konnte. Diesen Vorteilen stehen jedoch die Nachteile der vergleichsweise hohen Kosten und des Zeitaufwandes für die Entwicklung und die Optimierung der Mörtel gegenüber. Daher ist eine Dauerhaftigkeitsoptimierung in Anlehnung an das vorgestellte Konzept für Standardmauerwerk aus Wirtschaftlichkeitsgründen nicht zu empfehlen. Hingegen ist die Entwicklung speziell entwickelter Fugenfüllstoffe dann ratsam, wenn die zu erwartenden Kosten im Falle einer notwendigen vorzeitigen Mauerwerksinstandsetzung die Kosten einer optimierten Mörtelentwicklung nach dem vorgestellten Schema übersteigen.

Gültigkeit des Ansatzes

Zur Berechnung der Feuchteverteilungen im Mauerwerk der Kuppel­deckschicht wurde die in Abschnitt 6.1.4.3 hergeleitete Feuchtebilanzgleichung (6.26b) nach De Vries [3.12] für poröse Baustoffe herangezogen. Unter der Voraussetzung, dass entsprechend aufbereitete Feuchtetransportkennwerte in Ansatz gebracht werden, lassen sich auf der Grundlage dieser Gleichung Diffusions- und Kapillartransportvorgänge in den Poren des Sandsteins und des Mörtels zutreffend beschreiben (siehe dazu Abschnitt 6.1). Wie in Abschnitt 6.1.4.3 dargelegt wird, ist die Feuchtebilanzgleichung (6.26b) genau genommen nur für isotherme Verhältnisse verwendbar. Jedoch haben vergleichende Untersuchungen gezeigt, dass die Ungenauigkeiten, die sich im baupraktisch relevanten Temperaturbereich von -20 °C bis $+60\text{ °C}$ aus isothermen feuchtetechnischen Berechnungen auf der Grundlage von Gleichungen (6.26b) ergeben, vernachlässigbar gering sind und daher im vorliegenden Fall hingenommen werden können (siehe dazu Abschnitte 3.1.1, 3.1.2.4 und 3.3.3).

Darüber hinaus sind mit dem Ansatz von Gleichung (6.26b) im Rahmen numerischer feuchtetechnischer Analysen von Mauerwerksbauteilen Gültigkeitsbeschränkungen in Bezug auf den Einfluss der Schwerkraft zu beachten. Da in der Gleichung (6.26b) Schwerkrafteinflüsse auf den Feuchtetransport nicht erfasst werden (siehe Abschnitt 6.1.4.3), liefert sie nur für den Spezialfall des horizontalen Feuchtetransports bzw. für die Betrachtung geringer Steighöhen ($h \leq 1$ m) zutreffende Ergebnisse (vgl. dazu auch Abschnitt 3.3).

Die Neigung der Kuppeloberfläche variiert zwischen vertikaler Oberflächenorientierung im Bereich des Kuppelanlaufs bis hin zu Neigungswinkeln von ca. 45° im oberen Bereich. Der überwiegende Teil der Kuppeloberfläche ist jedoch annähernd vertikal ausgerichtet. Da die Feuchte im Wesentlichen durch Schlagregen an der Außenseite der Deckschicht ins Mauerwerksinnere gelangt und bei entsprechenden Trocknungsbedingungen wieder über die Außenseite an die Umgebungsluft abgegeben wird, sind die dominierenden Feuchteströme innerhalb des Kuppelmauerwerks überwiegend senkrecht zur Oberfläche d. h. in horizontaler Richtung ausgerichtet. Mit einem nennenswerten vertikalen Feuchtetransport im Deckmauerwerk der Kuppel ist nicht zu rechnen. Die Voraussetzung des annähernd horizontalen Feuchtetransports kann also im Bereich des Deckschichtmauerwerks als erfüllt angesehen werden.

Mörtelanforderungskriterien

In Abschnitt 5.3 werden Beurteilungskriterien für Instandsetzungsmörtel und Steinerfüllungsmörtel aus verschiedenen Literaturquellen vorgestellt. Dabei ist grundsätzlich zwischen qualitativen und quantitativen Kriterien zu unterscheiden. Die Beurteilungskriterien sind in der Tabelle 5.4 in allgemeiner Form zusammengetragen (siehe Abschnitt 5.3.2). In der Regel beziehen sich die quantitativen Beurteilungskriterien jeweils auf den entsprechenden Kennwert des Sandsteins. Zu Vergleichszwecken wurden diese allgemeinen qualitativen Beurteilungskriterien auf der Grundlage der Sandsteinkennwerte (Varietät ME) aus Tabelle A6 (siehe Anlage 6) in absolute qualitative Werte umgerechnet.

In der Tabelle 7.14 sind diese Werte den speziellen Anforderungskriterien für die Fugenmörtel des Projekts "Frauenkirche" gemäß Tabelle 7.6 (siehe Abschnitt 7.3.5.4) gegenübergestellt. Zudem enthält Tabelle 7.14 entsprechende Angaben zu den Materialkennwerten der optimierten Verguss- bzw. Verfugmörtel Vg III-(2) und Vf III-(2).

Die Zusammenstellung von Anforderungen für Instandsetzungsmörtel und Steinerfüllungsmörtel nach Knöfel/Schubert [5.27] umfasst insgesamt 16 einzelne Punkte – 10 quantitative und 6 qualitative Kriterien. Sie betreffen die Frischmörtelkennwerte, die thermisch-hygrischen und die mechanischen Eigenschaften sowie Dauerhaftigkeitseigenschaften und die Ausblühneigung. Darüber

hinaus wird für jedes Kriterium eine Wichtung angegeben, die in gewissen Grenzen eine entsprechende Prioritätsbewertung ermöglicht.

Die Zusammenstellung nach Budelmann/Weiß/Rostásy [2.42] umfasst 9 einzelne Kriterien (6 quantitative und 3 qualitative Punkte). Die Kriterien beziehen sich auf die Frischmörteleigenschaften, die thermisch-hygrischen und die mechanischen Eigenschaften sowie die Dauerhaftigkeitseigenschaften der Instandsetzungsmörtel und der Steinerfüllstoffe. Anforderungen an das Ausblühverhalten werden nicht angegeben. Die Auflistung nach Sneathlage [5.28] beschränkt sich auf die Spezifikation von insgesamt 7 qualitativen Anforderungskriterien in Bezug auf die thermisch-hygrischen und die mechanischen Mörtel-eigenschaften.

Die Auflistung der in Abschnitt 7.3.4.5 vorgestellten speziellen Anforderungskriterien ergibt zusammen mit den konstruktiven Anforderungen (Druckfestigkeit $2,5 < \beta_D < 5,0 \text{ N/mm}^2$, siehe Abschnitt 7.4.1) und den Anforderungen an die Verarbeitbarkeit für die Fugemörtel des Kuppeldeckmauerwerks der Frauenkirche (Ausbreitmaß, Verarbeitbarkeitszeit, Wasserrückhaltevermögen, Entmischungsneigung, siehe Abschnitte 7.4.1 und 7.4.2.2) insgesamt 16 Punkte (vgl. Tabelle 7.14). Davon wurden die Anforderungen in Bezug auf das Endschwindmaß, den E-Modul sowie die Zug- und Haftzugfestigkeit auf der Grundlage numerischer Verfahren abgeleitet. Die Anforderungskriterien zur kapillaren Wasseraufnahme, zum Wasseraufnahmekoeffizient, zur Diffusionswiderstandszahl und zum Sättigungswert sowie zur Dauerhaftigkeit und zur Ausblühneigung ergeben sich aus entsprechenden analytischen Betrachtungen (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.4.5). Die Anforderung in Bezug auf den Wärmedehnkoeffizient ist mit denen aus der übrigen Zusammenstellungen identisch. Analytische Überlegungen, die in Abschnitt 7.3.4.5 dargelegt sind, führen zwangsläufig zu dieser Übereinstimmung.

Anforderungen an die Kennwerte der Druckfestigkeit in der Lagerfuge und an die Haftscherfestigkeit finden sich ausschließlich in der Zusammenstellung nach Knöfel/Schubert (vgl. Tabelle 7.14). Prinzipiell ließen sich auch in der Auflistung der allgemeinen und der speziellen Anforderungskriterien gemäß Abschnitt 7.3.5.4 (kurz "AasA") entsprechende quantitative Kriterien angeben. Die Bestimmung quantitativer Angaben hierzu könnte unter Heranziehung numerischer Verfahren auf dieselbe Art und Weise wie für die Prismendruckfestigkeit und für die Zug- und Haftzugfestigkeit erfolgen.

Tabelle 7.14: Übersicht über die allgemeinen und die speziellen Anforderungskriterien für Instandsetzungsmörtel und Steinerfüllungsstoffe sowie über die Mörtel­eigenschaften der optimierten Verguss- und Verfugmörtel

Kennwert	Einheit	Allgemeine Anforderungen			Allgemeine und spezielle Anforderungen gemäß Abschnitt 7.3.5.4	Eigenschaften der optimierten Verguss- und Verfugmörtel	
		Knöfel/Schubert [5.27]	Snethlage [5.28]	Budelmann/Weiß/Rostásy [2.42]		Vg III-(2)	Vf III-(2)
Frischmörtel­eigenschaften							
Ausbreitmaß	[cm]	Sonderanforderungen	-	-	(Verguss 30,5) (Verfug 16,0)	29,5	14,0
Verarbeit­barkeitszeit	[h]	≥ 1	-	-	(> 2)	> 2	> 2
Wasserrückhalte­vermögen	-	hoch	-	etwa wie der Stein	(möglichst hoch)	hoch	hoch
Entmischungs­neigung	-	möglichst gering	-	-	(möglichst gering)	gering	sehr gering
Thermisch-hygrische Eigenschaften							
Sorptionsfeuchte	[M.-%]	0,7	-	-	-	-	-
Kapillare Wasseraufnahme	[M.-%]	-	-	ca. 8	möglichst ≤ 10,2	12,6	9,6
Wasseraufnahme­koeffizient	[kg/(m ² √h)]	möglichst nahe 12,9	6,5 ÷ 12,9	-	möglichst ≤ 12,9	7,9	2,6
Diffusions­widerstandszahl	[-]	≤ 10,1	5 ÷ 15	ca. 10	möglichst ≤ 10,1	-	-
Sättigungswert	[-]	möglichst gering	-	-	möglichst ≤ 0,68	0,76	0,53
Endquell- bzw. Endschwindmaß	[mm/m]	< 2	0,07 ÷ 0,15	< 2	< 0,2	1,08	1,11
Wärmedehn­koeffizient	[1/K]	5·10 ⁻⁶ ÷ 15·10 ⁻⁶ , möglichst 10·10 ⁻⁶	5·10 ⁻⁶ ÷ 15·10 ⁻⁶	< 10·10 ⁻⁶	möglichst 10·10 ⁻⁶	-	-
Mechanische Eigenschaften							
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	-	12 ÷ 36	> 2	(2,5 ÷ 5,0)	2,61	2,66
E-Modul	[N/mm ²]	2400 ÷ 12000, möglichst gering	2400 ÷ 7200	< 10000	< 4000	3100	4700
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	-	-	-	> 0,5	0,47	0,37
Haftzug­festigkeit	[N/mm ²]	> 0,1	50 % ÷ 100 % ¹⁾	möglichst hoch	> 0,5	0,64	0,15
Haftscher­festigkeit	[N/mm ²]	> 0,1	-	-	-	-	-
Druckfestigkeit in der Lagerfuge	[N/mm ²]	> 2,0	-	-	-	-	-
Dauerhaftigkeitseigenschaften							
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	möglichst gering, möglichst keine Risse	-	möglichst gering	möglichst gering	siehe Abb. A14b in Anlage 32	siehe Abb. A14d in Anlage 32
Ausblühverhalten							
Menge der ausblühenden Substanzen	-	möglichst gering	-	-	möglichst gering	gering	gering

¹⁾ Die Angaben beziehen sich auf den Kennwert der Mörtelzugfestigkeit.

() Die Werte in Klammern ergeben sich aus konstruktiven Aspekten und aus Gründen der Verarbeitbarkeit

Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen zur Optimierung der Mauerwerksdauerhaftigkeit für die Frauenkirche Dresden wurde jedoch darauf verzichtet, da die Fugendruckfestigkeit bei gleich bleibenden Trocknungs- und Geometrieverhältnissen in einem konstanten Verhältnis zur Prismendruckfestigkeit steht und die Fugendruckfestigkeit aufgrund des Wasserentzuges durch den Sandstein in der Regel höhere – also günstigere Werte – liefert (siehe dazu z. B. [7.24]). Da im Kuppeldeckmauerwerk der Frauenkirche überwiegend mit Druck- und Zugbeanspruchungen zu rechnen ist und die zu erwartenden Schubspannungen daher vergleichsweise niedrige Werte annehmen dürften, wurde der Haftscherfestigkeit als Optimierungskriterium für die Mörtelentwicklung eine eher untergeordnete Bedeutung beigemessen. Zudem wurde davon ausgegangen, dass dem Verbundverhalten von Mörteln und Sandstein bei der Mörtelentwicklung und -optimierung in Form des Kennwertes der Haftzugfestigkeit in hinreichendem Maße Rechnung getragen wird. Grundsätzlich lassen sich natürlich auch für die Kennwerte der Haftscherfestigkeit und der Druckfestigkeit in der Lagerfuge qualitative Anforderungen wie "möglichst hoch" formulieren. In Tabelle 7.14 sind diese Angaben jedoch nicht aufgenommen. Im Vergleich mit den beiden übrigen Konzepten stellen die Kriterienzusammenstellung nach Knöfel/Schubert und die *AasA* die umfassendsten Anforderungslisten dar.

Während in Bezug auf die Frischmörteleigenschaften die Listen nach Snethlage und Budelmann/Weiß/Rostásy kaum Anforderungen spezifizieren, lassen sich für diejenigen nach Knöfel/Schubert und der *AasA* weitgehende Überschneidungen der Anforderungskriterien feststellen (vgl. Tabelle 7.14). Dabei stellt die *AasA* für die Verarbeitbarkeitszeit mit $t > 2$ h die schärferen Anforderungen.

Hinsichtlich der thermisch-hygrischen Eigenschaften beinhalten alle vier Konzepte überwiegend quantitative Anforderungskriterien. Im Falle der Zusammenstellung nach Snethlage wird jeweils ein Toleranzintervall angegeben. Die geforderten Grenzwerte ergeben sich in der Regel aus der Größenordnung des entsprechenden Kennwertes für den Sandstein (siehe dazu Tabelle 5.4 in Abschnitt 5.3.2). Mit Ausnahme der Endquell- und Endschwindmaße sind die angegebenen Zielwerte der thermisch-hygrischen Eigenschaften der vier Zusammenstellungen weitgehend identisch. Diese Anforderungen werden von den optimierten Verguss- und Verfugmörteln Vg III-(2) und Vf III-(2) für die Kuppeldeckschicht der Frauenkirche in der Regel erfüllt. In einigen Fällen ergeben sich geringfügige Überschreitungen der Grenzwerte, die sich jedoch als hinnehmbar einstufen lassen.

In den Grenzwerten der hygrischen Verformungen unterscheiden sich die Anforderungslisten deutlich. Während in der Zusammenstellung nach Snethlage und in der *AasA* vergleichsweise scharfe Grenzwerte angegeben sind ($0,07 \text{ mm/m} < \Delta \epsilon_H < 0,2 \text{ mm/m}$), wird in den Konzepten nach Knöfel/Schubert und Budelmann/Weiß/Rostásy einheitlich eine Begrenzung der hygrischen Verformungen

auf $\Delta\varepsilon_H < 2$ mm/m gefordert. Diesen vergleichsweise gemäßigten Anforderungen nach Knöfel/Schubert und Budelmann/Weiß/Rostásy werden auch die optimierten Verguss- und Verfugmörtel Vg III-(2) und Vf III-(2) gerecht, während sie den Anforderungen gemäß Snethlage und der *AasA* nicht entsprechen (vgl. Tabelle 7.14).

Unterschiede zwischen den vier Konzepten werden auch in Bezug auf die Anforderungen an die mechanischen Mörtel Eigenschaften deutlich (siehe Tabelle 7.14). Sie zeigen sich sowohl in der Art der als maßgebend eingestuften Materialkennwerte als auch in der Größenordnung der jeweiligen Grenz- bzw. Sollwerte. Bei den Grenz- und Sollwerten sind die Unterschiede besonders ausgeprägt. Auffallend ist dabei, dass neben den bereits oben genannten Unterschieden in den Anforderungen zur Druckfestigkeit in der Lagerfuge bzw. zur Prismendruckfestigkeit und der Haftscherfestigkeit der Kennwert der Mörtelzugfestigkeit ausschließlich von der *AasA* als Beurteilungsparameter aufgeführt wird. In den Konzepten nach Knöfel/Schubert, Snethlage und Budelmann/Weiß/Rostásy bleibt dieser Materialkennwerte unberücksichtigt (vgl. Tabelle 7.14). Hier zeigen sich in den Anforderungskonzepten aus der Literatur entscheidende Lücken, denn die in Abschnitt 7.3 vorgestellten Untersuchungsergebnisse belegen, dass eine hinreichende Zugfestigkeit des Fugenmörtels eine wesentliche Voraussetzung für die Begrenzung der Rissgefahr im Mauerwerk darstellt.

Zudem sind die Anforderungen an den E-Modul und an die Haftzugfestigkeit des Mörtels in den drei Konzepten aus der Literatur entweder nur in Form von unscharfen Toleranzintervallen mit vergleichsweise weit gefassten Grenzen oder als ausgesprochen hoch angesetzte obere Grenzwerte (E-Modul) bzw. als sehr niedrig angesetzte Mindestwerte (Haftzugfestigkeit) angegeben. Präzise und auf der sicheren Seite liegende Anforderungskriterien für den E-Modul und die Haftzugfestigkeit des Mörtels werden ausschließlich in der *AasA* spezifiziert.

Neben den genannten Unterschieden zeigen sich in dem Anforderungskonzept nach Knöfel/Schubert und der *AasA* deutliche Gemeinsamkeiten bzw. Überschneidungen in Bezug auf die Wichtungen der Anforderungskriterien. Wie aus der Tabelle 5.4 in Abschnitt 5.3.2 hervorgeht, legen Knöfel und Schubert hinsichtlich der Bedeutung der Anforderungskriterien folgende Rangfolge fest:

1. "Wichtung 3" Endquell- bzw. Endschwindmaß und E-Modul
2. "Wichtung 2" Haftzugfestigkeit und Haftscherfestigkeit
3. "Wichtung 1" Wasseraufnahmekoeffizient, Wärmedehnzahl und Druckfestigkeit in der Lagerfuge
4. "erforderlich" Ausbreitmaß, Verarbeitbarkeitszeit, Wasserrückhaltevermögen und Verhalten im Frost-Tau-Wechselversuch

Die übrigen in Tabelle 5.4 angegebenen Anforderungen werden als "wünschenswert" eingestuft. Diese Wichtung der Kriterien entspricht in wesentlichen Punkten der Beurteilung des Einflusses der Mörtel­eigenschaften auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen im Mauerwerk infolge von Temperatur- und Feuchte­einwirkungen gemäß Abschnitt 7.3.5.3. Darin wird das Endschwindmaß als der Mörtelkennwert mit dem größten Einfluss auf die rechnerischen Spannungen im Mauerwerk hervorgehoben. Darüber hinaus ist der E-Modul, die Zug- und die Haftzugfestigkeit sowie die Wärmedehnzahl des Mörtels bzw. des Stein-Mörtelverbundes entscheidend für die Riss­gefahr im Mauerwerk (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.5.4). Eine prinzipiell ähnliche Bewertung des Einflusses dieser Kennwerte auf die Mauerwerksdauerhaftigkeit zeigt sich auch in der oben dargestellten Wichtung nach Knöfel und Schubert. Wie oben bereits dargelegt wurde, bleibt hierbei jedoch der Einfluss der Mörtelzugfestigkeit unberücksichtigt.

Bei der *AasA* handelt es sich um einen Katalog von Kriterien zur Eignungsbeurteilung von Instandsetzungsmörteln und Steiner­gänzungstoffen, in dem zwar in der Mehrzahl, aber nicht in allen Punkten die jeweils schärfsten Anforderungen gestellt werden (vgl. Tabelle 7.14). Das vorgestellte Konzept der gezielten Ableitung von Anforderungskriterien an die Eigenschaften der Mörtel, die die jeweiligen Verhältnisse und Bedingungen in jedem Einzelfall erfassen, erlaubt die Festlegung von entsprechenden Grenz- und Sollwerten, die teilweise auch unterhalb der Mindestwerte bzw. oberhalb der Höchstwerte der empfohlenen Grenzen nach Knöfel/Schubert [5.27], Sneathlage [5.28] und Budelmann/Weiß/Rostásy [2.42] einzustufen sind, ohne dass dabei die Mauerwerksdauerhaftigkeit nachteilig beeinflusst würde.

Der Vergleich der experimentell bestimmten Materialeigenschaften der Verguss- und Verfugmörtel Vg III-(2) und Vf III-(2) mit den in Tabelle 7.14 zusammengestellten Anforderungskriterien zeigt, dass die Mörtel in der Mehrzahl den Anforderungen der *AasA* gerecht werden. In den Fällen, in denen die geforderten Mörtel­eigenschaften nicht exakt eingehalten werden, sind jedoch stets die Anforderungen nach Knöfel/Schubert, Sneathlage und Budelmann/Weiß/Rostásy erfüllt (vgl. Tabelle 7.14). Daraus lässt sich folgern, dass es sich bei den o. g. optimierten Mörteln um Fugenfüllstoffe handelt, deren Eigenschaften auf der Grundlage des aktuellen bauphysikalischen Kenntn­istandes und im Rahmen der heutigen baustoff­technologischen Möglichkeiten weitestgehend auf die in ihrem vorgesehenen Einsatzbereich – dem Kuppeldeckmauerwerk der Frauenkirche – vorherrschenden Witterungsbedingungen abgestimmt sind. Es ist jedoch hervorzuheben, dass die Kriterien nach Knöfel/Schubert, Sneathlage und Budelmann/Weiß/Rostásy in wesentlichen Punkten zum Teil erheblich abgeschwächtere Anforderungen an die Fugenmörtel stellen. Es ist daher sehr fraglich, ob die Entwicklung von Fugenmörteln auf der Grundlage der Anforderungen aus der

Literatur zu derselben hohen Mauerwerksdauerhaftigkeit geführt hätte, wie in den Experimenten an den Verbundkörpern nachgewiesen wurde.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Die Sandsteinverwitterung bewirkt eine mechanische und chemische Veränderung der Gesteinsstruktur. Jedes Gestein wird langfristig betrachtet von den Einflüssen der Verwitterung zunächst verändert und schließlich zerstört. Physikalische, chemische und biologische Verwitterungsprozesse führen in der Regel zunächst zu einer Schädigung der Gesteins- und Mauerwerksoberfläche und schließlich zu einer tiefgreifenden Zerstörung des Gesteins- bzw. des Bauteilquerschnitts. Typische Schadensbilder der Sandsteinverwitterung sind Absandungserscheinungen sowie das Abbröckeln von Gesteinspartikeln und die Krustenbildung. Als weitere Verwitterungsphänomene tritt neben der Gefügelockering insbesondere die Schalenbildung auf.

Die Fugen stellen aufgrund ihrer Schwachstellen eine sehr empfindliche Komponente im Mauerwerk dar. Schäden am Fugenmörtel können unter Umständen gravierende Folgeschäden am gesamten Bauwerk nach sich ziehen. Auch bei instand gesetztem Mauerwerk zeigen sich derartige Schäden häufig schon nach vergleichsweise kurzer Zeit. In der überwiegenden Mehrzahl dieser Fälle sind Ausführungsfehler und mangelhafte Materialauswahl dafür verantwortlich.

Die Mechanismen, die zu den genannten Schäden führen, sind prinzipiell bekannt. Man weiß auch, welche Eigenschaften von Instandsetzungsmaterialien hier von Bedeutung sind. Für konkrete Anwendungen ist in der Praxis jedoch häufig unklar, welche Eigenschaften vorrangig zu erfüllen sind. Hinzu kommt, dass bestimmte wünschenswerte Eigenschaften von Instandsetzungswerkstoffen sich gegenseitig ausschließen. Entsprechende Empfehlungen sind nur qualitativer Natur.

Das Ziel dieser Arbeit war die Entwicklung eines wissenschaftlich begründeten Konzepts, das sich als Leitfaden für anspruchsvolle Instandsetzungsaufgaben an Natursteinfassaden unter Berücksichtigung objektspezifischer Bedingungen eignet. Das Konzept soll als „Werkzeug“ dienen, um die in Bezug auf die Dauerhaftigkeit maßgebenden Materialeigenschaften von Sandsteinen und Mörteln zu identifizieren und die Aufstellung einer Prioritätenfolge von Materialeigenschaften hinsichtlich ihres Einflusses auf die Größenordnung der witterungsbedingten Spannungen im Mauerwerk ermöglichen. Zudem sollen anhand des Konzepts quantitative Anforderungskriterien für die Auswahl von geeigneten Gesteins- und Fugenmaterialien abgeleitet werden können.

Der Konzeptentwicklung liegt eine wissenschaftliche Analyse der maßgebenden Schädigungsmechanismen zugrunde. Das Konzept trägt der Tatsache Rechnung, dass die Verwitterung von Sandsteinmauerwerk in den gemäßigten geographischen Breiten Mitteleuropas im Wesentlichen vom Feuchtegehalt des Mauerwerks und den natürlichen Witterungsbedingungen beeinflusst wird. Die Ein-

flüsse des Wassers werden häufig auch als "Motor der Verwitterung" angesehen. Die Bedeutung der Temperatur wird für die eigentliche Gefügezerstörung insbesondere von Sandsteinen bzw. von Sandsteinmauerwerk im Vergleich zur hygri- sch bedingten Gesteinsschädigung als eher gering bewertet.

Als Folge thermisch-hygrischer Einwirkungen entstehen in den betrachteten Bauteilen Spannungsfelder, die sich nur mittels rechnergestützter Analysen, z. B. auf der Grundlage der Methode der finiten Elemente oder durch ähnliche Verfahren, berechnen und auswerten lassen. Die numerische Simulation dieser Beanspruchungen setzt dabei die Erfassung der thermisch-hygrischen Vorgänge im Bauteil voraus. Die rechnerische Simulation von Feuchttransportvorgängen und den daraus resultierenden Spannungen und Verformungen in Mauerwerksbauteilen stellt daher einen der Hauptbestandteile dieser Arbeit dar.

Da Feuchttransportvorgänge messtechnisch nur mit großem Aufwand erfassbar sind, werden in den vorgestellten Untersuchungen zur Analyse des Feuchtehaushalts poröser Baustoffe speziell entwickelte Berechnungsverfahren herangezogen. Mit Hilfe dieser Berechnungsverfahren kann das Feuchteverhalten von Natursteinen sowie von Natursteinmauerwerk und im Besonderen die Feuchtesituation im Bereich der Mörtelfugen untersucht werden. Anhand numerischer Simulationsberechnungen sind auch die Effekte der Feuchteakkumulation und der Ausbildung von Feuchtenestern in Sandsteinmauerwerk erfassbar. Darüber hinaus können diese rechnerischen Untersuchungen für die Planung von Sanierungsmaßnahmen und bei der Auswahl von Mauerwerksmaterialien herangezogen werden. Die Herleitung entsprechender Stoffgesetze und Kennwerte für die numerische Simulation des Feuchtetransports und der hygri- schen Verformungen ist ein weiterer, wesentlicher Bestandteil dieser Arbeit.

Auf der Grundlage der rechnergestützten Methoden werden thermisch-hygrischen Beanspruchungen in Sandsteinen und Sandsteinmauerwerk hinsichtlich ihrer Schädigungswirkung verglichen und bewertet. Zudem werden maßgebende Beanspruchungs-, Material- und Strukturparameter identifiziert und in quantitativer Form anhand numerischer Simulationsberechnungen festgelegt. Derartige Untersuchungen stellen im Rahmen dieser Arbeit ein wichtiges Werkzeug zur Ableitung entsprechender Grenzwerte und Anforderungskriterien für die identifizierten Parameter dar.

Neben den Simulationsberechnungen werden Ansatzmöglichkeiten für eine Dauerhaftigkeitsoptimierung von Sandsteinmauerwerk aufgezeigt und Beurteilungskriterien für das Dauerhaftigkeitsverhalten von Sandsteinen und Instandsetzungsmörteln vorgestellt. Im Weiteren enthält die Arbeit eine Zusammenstellung von Anforderungskriterien für Instandsetzungsmörtel. Diese Zusammenfassung stellt das Ergebnis einer umfassenden Literaturrecherche dar, die im Rahmen dieser Arbeit kritisch diskutiert wird. Grundlage für die Beurteilung des

Verwitterungsverhaltens der Mauerwerksmaterialien bilden Strukturkennwerte, mechanische und hygri-sche Kennwerte sowie Materialparameter, die anhand von beschleunigten Verwitterungssimulationsversuchen ermittelt werden. Detaillierte Erläuterungen in Bezug auf die einzelnen Kennwerte sowie ihre experimentelle Bestimmung ergänzen die Zusammenstellung.

Das eigentliche Konzept zur Dauerhaftigkeitsoptimierung beruht im Wesentlichen auf der Auswahl von geeigneten Sandsteinen und der Entwicklung eines an die Steine angepassten, optimierten Instandsetzungsmörtels. Es eignet sich sowohl für die Instandsetzung von bereits bestehendem Sandsteinmauerwerk als auch für die Errichtung von Neubauten in Mauerwerksbauweise.

Das Konzept basiert auf einem Untersuchungsprogramm, das sich aus experimentellen Untersuchungen am Gesteinsmaterial, aus analytischen Untersuchungen sowie aus experimentellen Untersuchungen zur Mörtelentwicklung und -prüfung zusammensetzt. Darüber hinaus kann das Konzept um zusätzliche Untersuchungen erweitert werden. Für die analytischen Untersuchungen werden numerische Berechnungsmethoden wie die Methode der finiten Elemente (FEM) herangezogen, die sich auf diesem Anwendungsgebiet bewährt hat.

Anhand der Dauerhaftigkeitsverbesserung des Kuppelmauerwerks für den Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden wird die baupraktische Umsetzung des vorgeschlagenen Ansatzes in exemplarischer Form dargelegt. Zu den wesentlichen Zielen dieses Untersuchungsprogramms für den Wiederaufbau der Frauenkirche gehörte die Auswahl dauerhafter Sandsteinvarietäten. Darauf aufbauend waren unter Berücksichtigung der Eigenschaften der ausgewählten Sandsteine Anforderungskriterien an den Fugenfüllstoff abzuleiten und geeignete, d. h. dauerhaft feste und beständige Fugenmörtel zu entwickeln, die im gegenseitigen Verbund mit dem Sandstein positive Eigenschaften in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Werksteinfassade besitzen.

Die durchgeführten wissenschaftlichen Untersuchungen zur klimatischen Beanspruchung von Mauerwerk zeigten im Ganzen, dass mittels numerischer Methoden präzise Anforderungskriterien an die mechanischen Eigenschaften von Fugenmörtel und Steinen unter dem Blickwinkel ihrer Dauerhaftigkeit im Verbund hergeleitet werden können. Darauf aufbauend war es möglich, für klimatisch stark beanspruchte Mauerwerksbereiche, wie die Kuppel der Frauenkirche Dresden, ein komplexes Anforderungsprofil für die Fugenmörtel bei vorgegebenen Mauerwerkssteinen zu ermitteln.

In Bezug auf die Mörtel für die Kuppel der Frauenkirche Dresden gelang es, eine Ausgangsmischung hinsichtlich ihrer technologischen Eigenschaften und ihrer Dauerhaftigkeit erheblich zu verbessern. Allerdings konnten trotz der umfangreichen technologischen Möglichkeiten nicht alle Anforderungskriterien

gleichzeitig erfüllt werden. Die im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen entwickelten Mörtel wurden für die Errichtung der Hauptkuppel der Frauenkirche Dresden eingesetzt.

Im Rahmen laufender Forschungsprojekte werden die Möglichkeiten der zeitlichen Vorhersage von Frostverwitterungsvorgängen analysiert. Die Erkenntnisse, die im Rahmen dieser Untersuchungen gewonnen werden, lassen sich prinzipiell in das dargelegte Vorgehenskonzept integrieren. Daraus ergibt sich eine Erweiterung des Anforderungsspektrums für die Sandsteine sowie für die Instandsetzungsmörtel um entsprechende Kriterien, die die Frostbeständigkeit bzw. den Frost-Tau-Widerstand der Mauerwerkmaterialien charakterisieren.

Darüber hinaus können neue Entwicklungen in der Mörteltechnologie dazu beitragen, dass die Eigenschaften optimierter Fugenfüllstoffe den hergeleiteten Anforderungskriterien möglicherweise noch präziser angenähert werden können, als dies bisher möglich ist. Als Beispiel sei hier auf die Entwicklung von speziellen Fugenfüllstoffen verwiesen, deren Gefügeeigenschaften in Bezug auf den Kornaufbau und die Porositätseigenschaften die Eigenschaften des Sandsteins möglichst exakt widerspiegeln. Hinsichtlich der Eigenschaften dieser Fugenfüllstoffe, insbesondere zum Langzeitverhalten, liegen bisher keine Erfahrungen vor. Der Einsatz solcher Fugenfüllstoffe in der Kuppeldeckschicht der Frauenkirche kam daher nicht in Betracht. Sollten sich derartige Entwicklungen jedoch im Rahmen zukünftiger Forschungsprojekte als dauerhaft und praktikabel erweisen, ließen sich u. U. weitere Fortschritte in der Verbesserung der Verwitterungsbeständigkeit von Sandsteinmauerwerk erzielen.

9 Literaturverzeichnis

- [2.1] Künzel, H.: Überlegungen zur Gesteinsverwitterung. Bautenschutz und Bausanierung, 13. Jahrgang, 1990
- [2.2] Fitzner, B.: Einfluß der Porosität auf das Verwitterungsverhalten von Naturstein. TIZ-Fachberichte, Vol. 107, No. 7, 1983
- [2.3] Schießl, P.; Alfes, C.: Festigkeit und Verformbarkeit von Sandstein. Bedeutung für die Verwitterungsresistenz und Meßmethoden, Bautenschutz und Bausanierung, 14. Jahrgang, 1991
- [2.4] Krumbein, E.; Schönborn-Krumbein, C. E.: Biogene Bauschäden. Anamnese, Diagnose und Therapie in Bautenschutz und Denkmalpflege, Bautenschutz und Bausanierung, 10. Jahrgang, 1987
- [2.5] Collepari, M.: Degradation and restoration of masonry walls of historical buildings. Materials and Structures, 23. Jahrgang, 1990
- [2.6] Fitzner, B.: Die Prüfung der Frostbeständigkeit von Naturbausteinen. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1970
- [2.7] Searls, C. L.; Thomasen, S. E.: Deterioration Mechanisms in Sandstone. Durability of Building Materials and Components, Proceedings of the Fifth International Conference, Brighton, 1990
- [2.8] Fitzner, B.; Kownatzki, R.: Klassifizierung der Verwitterungsformen und Kartierung von Natursteinbauwerken. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [2.9] Blaschke, R.: Typische Verwitterungsprofile von Gesteinsproben im mikroskopischen Bild. 2. Statusseminar Bausubstanzerhaltung in der Denkmalpflege, Wuppertal 1988, Sonderausgabe Bautenschutz und Bausanierung, 1989
- [2.10] Kießl, K.: Feuchtetechnische Eigenschaften von Naturwerksteinen und bauphysikalische Konsequenz für ihre Erhaltung. 2. Statusseminar Bausubstanzerhaltung in der Denkmalpflege, Wuppertal 1988, Sonderausgabe Bautenschutz und Bausanierung, 1989
- [2.11] Kraus, K.: Verwitterung von Naturstein. Stand des Wissens und offene Fragen, Bautenschutz und Bausanierung, 11. Jahrgang, 1988

- [2.12] Grimm, W.-D.; Schwarz, U.: Naturwerksteine und ihre Verwitterung an Münchner Bauten und Denkmälern. Überblick über eine Stadtkartierung, Natursteinkonservierung, Arbeitsheft 31, Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege, 1984
- [2.13] Schuh, H.: Physikalische Eigenschaften von Sandsteinen und ihrer verwitterten Oberflächen. Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, Reihe B, Allgemeine und Angewandte Geologie, Verlag Friedrich Pfeil, München, 1987
- [2.14] Gründer, J.: Struktureller Aufbau und geomechanische Eigenschaften eines stark überkonsolidierten Tones – am Beispiel eines Feuerletzens. Veröffentlichung des Grundbauinst. des LGA Bayern, Heft 31, Eigenverlag des LGA, 1978
- [2.15] Künzel, H.: Sind wirklich Schadstoffe aus der Luft an der fortschreitenden Zerstörung unserer Denkmäler schuld? Bautenschutz und Bausanierung, 10. Jahrgang, 1987
- [2.16] Martinola, G.: Rissbildung und Ablösung zementgebundener Beschichtungen auf Beton. Dissertation, Institut für Baustoffe, Werkstoffchemie und Korrosion, ETH Zürich, 2000
- [2.17] Ross, K. D.; Hart, D.; Butlin, R. N.: Durability Tests for Natural Building Stone. Proceedings of the Fifth International Conference, Brighton, 1990
- [2.18] Fagerlund, G.: Assessment of the Service Life of Materials exposed to Frost. Durability of Building Materials and Components 7, Volume 1, London, 1996
- [2.19] Hirschwald, J.: Handbuch der bautechnischen Gesteinsprüfung. 1912
- [2.20] Winkler, E. M.: Stone: Properties, Durability in Man's Environment. Applied Mineralogy, Springer-Verlag, 1975
- [2.21] Peschel, A.: Natursteine. Nutzbare Gesteine und Industriemineralien, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1977
- [2.22] Poschod, K.: Das Wasser im Porenraum kristalliner Naturwerksteine und sein Einfluß auf die Verwitterung. Münchner Geowissenschaftliche Abhandlungen, Reihe B, Allgemeine und Angewandte Geologie, Verlag Friedrich Pfeil, München, 1990
- [2.23] Powers, T. C.: A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete. Journal of the American Concrete Institute, 16, No. 4, 1945

- [2.24] Chatterji, S.; Christensen, P.: A mechanism of breakdown of limestone nodules in a freeze/thaw environment. *Cement and Concrete research*, 9, 1979.
- [2.25] Powers, T. C.: The air-requirement of frost resistant concrete. *Highway Research Board*, No 29, 1949
- [2.26] Tada. S.: *Microstructural Approach to Frost Resistance of Highly Porous Materials. Durability of Building Materials and Components 7, Volume 1*, London, 1996
- [2.27] Setzer, M. J.: Die Mikroeislinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. *Ibausil – 14. Internationale Baustofftagung*, Bauhaus-Universität Weimar, 2000
- [2.28] Wendler, E.; Rückert-Thümling, R.: Gefügezerstörendes Verformungsverhalten bei salzbefrachteten Sandsteinen unter hygrischer Wechselbelastung. *Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Teil 2. Tagungsband des dritten Internationalen Kolloquiums zum Thema Werkstoffwissenschaften und Bausanierung*, Technische Akademie Esslingen, Expert Verlag, 1992
- [2.29] Wendler, E.: Zum Mechanismus der Schalenbildung bei tonigen Sandsteinen. *Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung*, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [2.30] Snethlage, R.: Zum Kenntnistand von Verwitterungsvorgängen an Natursteinen. *Natursteinkonservierung, Arbeitsheft 31*, Bayerisches Landesamt für Denkmalpflege, 1984
- [2.31] Schaffer, R. J.: The weathering of natural building stones. *Building Research Establishment Special Report No. 18*, Building Research Establishment, 1932, Facsimile Reprint, 1985
- [2.32] Correns, C. W.: Growth and dissolution of crystals under linear pressure. *Crystal Growth, Discussion of the Faraday Society*, 5, 1949
- [2.33] Winkler, E. M.; Singer, P. C.: Crystallisation pressure of salts in stone and concrete. *Bulletin of the American Geological Society*, 83, 1972
- [2.34] Bonnell, D. G. R.; Nottage, M. E.: Studies in porous materials with special reference to building materials. The crystallisation of salts in porous materials. *Journal of the Chemical Industry*, 58, 1939
- [2.35] DIN 52 111: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Kristallisationsversuch, Beuth Verlag, März 1990

- [2.36] Grimm, W.-D.: Zur Verwitterung von Denkmalgesteinen auf Friedhöfen der Bundesrepublik Deutschland. Statusseminar Bausubstanzerhaltung in der Denkmalpflege, Wuppertal 1988, Sonderausgabe Bautenschutz und Bausanierung, 1989
- [2.37] Fitzner, B.: Untersuchung der Zusammenhänge zwischen dem Hohlraumgefüge von Natursteinen und physikalischen Verwitterungsvorgängen. Mitteilungen zur Ingenieurgeologie und Hydrologie, Heft 29, Lehrstuhl für Ingenieurgeologie und Hydrologie der RWTH Aachen, August 1988
- [2.38] Fitzner, B.; Kalde, M.: Standarduntersuchungen und Verwitterungssimulation – Methoden zur Bestimmung des Verwitterungsverhaltens von Natursteinen bei Frost-Tau-Wechsel- und Salzbeanspruchung. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [2.39] Jornet, A.; Romer, A.: Erarbeitung von Grundlagen für die Sanierung von Naturstein. Bautenschutz und Bausanierung, 9. Jahrgang, 1986
- [2.40] Kießl, K.: Bauphysikalische Einflüsse bei der Krustenbildung am Gestein alter Bauwerke. Bauphysik, 11. Jahrgang, 1989
- [2.41] Franke, L.; Bentrup, H.: Schädigung von Mauerwerksbauten durch Umwelteinflüsse. Beurteilung und Instandsetzung, Bauphysik, 13. Jahrgang, 1991
- [2.42] Budelmann, H.; Weiß, D.; Rostásy, F. S.: Der Verbund zwischen Fugenmörtel und Naturstein – Anforderungen und Prüfung. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Teil 2. Tagungsband des dritten Internationalen Kolloquiums zum Thema Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, Expert Verlag, 1992
- [3.1] Badmann, R.; Stockhausen, N.; Setzer, M. J.: The Statistical Thickness and the Chemical Potential of Adsorbed Water Films. Journal of Colloid and Interface science, Vol. 82, No. 2, 1981
- [3.2] Feldman R. F.; Sereda, P. J.: Moisture Content – its Significance and Interaction in a Porous Body. International Symposium on Humidity and Moisture, Washington D. C., Vol. 4, 1963
- [3.3] Timofejew, D. P.: Adsorptionskinetik. VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1967
- [3.4] Mersmann, A.: Thermische Verfahrenstechnik. Grundlagen und Methoden, Springer Verlag, 1980

- [3.5] Hauffe, K.; Morrison, S. R.: Adsorption. Verlag Walter de Gruiter Verlag, Berlin, 1974
- [3.6] Kast, W.: Adsorption aus der Gasphase. Ingenieurwissenschaftliche Grundlagen und technische Verfahren, VCH Verlagsgesellschaft mbH, Weinheim, 1988
- [3.7] Brunauer, S.; Emmet, P. H.; Teller, E.: Adsorption of gases in multi-molecular layers. Journal of the American Chemical Society, Vol. 60, No. 2, 1938
- [3.8] Tschegg, E.; Heindl, W.; Sigmund, A.: Grundzüge der Bauphysik. Akustik, Wärmelehre, Feuchtigkeit, Springer-Verlag, Wien, 1984
- [3.9] Hall, C.: Water sorptivity of mortars and concretes: a review. Magazine of Concrete Research, Vol. 41, No. 147, 1989
- [3.10] Garrecht, H.: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1992
- [3.11] Lutz, P.; Jenisch, R.; Klopfer, H.; Freymuth, H.; Krampf, L.: Lehrbuch der Bauphysik. Schall, Wärme, Feuchte, Licht, Brand, Verlag B. G. Teubner, Stuttgart, 1985
- [3.12] De Vries, D. A.: The theory of heat and moisture transfer in porous media revisited. Int. J. of Heat and Mass Transfer, Vol. 30, 1987
- [3.13] Fernandez, C. P.; Philippi, P. C.: Vapour Condensation and Moisture Flow in Building Coating Materials. European Symposium "Science, Technology and Cultural Heritage", Bologna, 1989
- [3.14] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen - Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung. Dissertation, Universität – Gesamthochschule Essen, 1983
- [3.15] Krischer, O.; Kast, W.: Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik. Springer Verlag, 3. Auflage, 1978
- [3.16] Wolfseher, U.; Gertis, K.: Isothermer Gastransport in porösen Stoffen aus gaskinetischer Sicht. In: Hygrische Transportphänomene in Baustoffen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 258, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1976

- [3.17] Gertis, K.; Werner, H.: Die Problematik der Porenanalyse von Baustoffen – Kritische Ansätze zur hygri-schen Interpretation des Porengefüges. In: Hygri-sche Transportphänomene in Baustoffen. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 258, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1976
- [3.18] Carman, P.C.: Flow of Gas through Porous Media. London, 1956
- [3.19] Scheidegger, E.: The physics of flow through porous media. University of Toronto Press, Toronto, 1960
- [3.20] Schubert, H.: Kapillarität in porösen Feststoffsystemen. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, 1982
- [3.21] Lykow, A. W.: Transporterscheinungen in kapillarporösen Körpern. Akademie Verlag, Berlin, 1958
- [3.22] Cammerer, W. F.: Die kapillare Flüssigkeitsbewegung in porösen Körpern. VDI-Forschungsheft 500, 1963
- [3.23] Rose, D. A.: Water movement in unsaturated porous materials. Rilem Bulltin No. 29, 1965
- [3.24] van der Kooi, J.: Moisture Transport in Cellular Concrete Roofs. Technische Hogeschool Eindhoven, Dissertation, 1971
- [3.25] D'Ans, J.; La, E.: Taschenbuch für Chemiker und Physiker. Springer Verlag, 3. Auflage, 1970
- [3.26] Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1974
- [3.27] Kraus, K.: Experimente zur immissionsbedingten Verwitterung der Naturbausteine des Kölner Doms im Vergleich zu deren Verhalten am Bauwerk. Dissertation, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Universität Köln, 1985
- [3.28] Kehlbeck, F.: Einfluß der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1975
- [3.29] Lykow, A. W.: Systems of Differential Equations of Heat and Mass Transfer in Capillary-Porous Bodies (Review). Int. J. of Heat and Mass Transfer, Vol. 18, 1975
- [3.30] Künzel, H. M.: Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten. Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Stuttgart, 1994

- [3.31] Kießl, K.; Krus, M.; Künzel, H.: Weiterentwickelte Meß- und Rechenansätze zur Feuchtebeurteilung von Bauteilen. Praktische Anwendungsbeispiele. Bauphysik, 15. Jahrgang, 1993
- [3.32] Cerny, R.; Venzmer, H.: Ein modifiziertes Lykow-Modell zum Wärme- und Feuchtetransport in kapillarporösen Stoffen. Gesundheits-Ingenieur – Haustechnik – Bauphysik – Umwelttechnik, 1991
- [3.33] Kupke, C.; Pfrommer, P.: Ein Modell zur Beschreibung des instationären Wärme-, Wasserdampfdiffusions- und Kapillartransports in porösen Bauteilen. Gesundheits-Ingenieur – Haustechnik – Bauphysik – Umwelttechnik, 1992
- [3.34] Häupl, P.; Stopp, H.; Strangfeld, P.; Fechner, H.: Vergleich gemessener und berechneter Feuchteverteilungen bei innerer Kondensatbildung in Baustoffproben. Bauphysik, 16. Jahrgang, 1994
- [3.35] Kießl, K.; Krus, M.; Künzel, H.: Weiterentwickelte Meß- und Rechenansätze zur Feuchtebeurteilung von Bauteilen. Praktische Anwendungsbeispiele. Bauphysik, 15. Jahrgang, 1993
- [3.36] Grunewald, J.: Diffusiver und konvektiver Stoff- und Energietransport in kapillarporösen Baustoffen. Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden, 1996.
- [3.37] Grunewald, J.; Häupl, P.: Gekoppelter Feuchte-, Luft-, Salz- und Wärmetransport in porösen Baustoffen. Bauphysik-Kalender, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 2003
- [3.38] Sommer, E.: Beitrag zur Frage der kapillaren Flüssigkeitsbewegung in porigen Stoffen bei Be- und Entfeuchtungsvorgängen. Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 1971
- [3.39] Rüggemann, H.: Zur kapillaren Wasseraufnahme von Baustoffen. Gesundheits-Ingenieur – Haustechnik – Bauphysik – Umwelttechnik, 1989
- [3.40] Künzel, H.; Schwarz, B.: Die Feuchtigkeitsaufnahme von Baustoffen bei Beregnung. Bericht aus der Bausforschung, Heft 51, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1968
- [3.41] Cerný, R.: Zum Einfluß der Gravitation auf den Feuchtetransport in porösen Materialien. Gesundheits-Ingenieur – Haustechnik – Bauphysik – Umwelttechnik, 1989

- [4.1] Wittmann, F. H.: Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 290, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1977
- [4.2] Klug, P.: Kriechen, Relaxation und Schwinden von Zementstein. Dissertation, Technische Universität München, 1973
- [4.3] Feldmann, R.: Sorption and length-change scanning isotherms of methanol and water on hydrated portland cement. Proceedings of the Fifth International Symposium on the Chemistry of Cement, Vol. III, Tokyo, 1968
- [4.4] Dominik, A.; Lemke, R.; Buchenau, G.: Einfluß des Feuchtegehaltes auf die Eigenschaften von Natursteinen. 5. Internationales Kolloquium Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen MSR '99, Technische Akademie Esslingen, 1999
- [4.5] Felix, C.: Sandstone linear swelling due to isothermal water sorption. Internationales Kolloquium Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, 1983
- [4.6] Alfes, C.: Physikalisch-mechanische Eigenschaften von Sandsteinen, Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Teil 2. Tagungsband des dritten Internationalen Kolloquiums zum Thema Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, Expert Verlag, 1992
- [4.7] Alfes, C.; Schiessl, P.: Spannungsdehnungsverhalten, Schwinden und Kriechen von Sandsteinen. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1994
- [4.8] Snelthage, R.; Hoffmann, D.; Knöfel, D.: Physikalisch-chemische Verwitterungsreaktionen, Teil 2: Physikalisch-chemische Verwitterungsreaktionen. 2. Internationales Kolloquium Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, 1986
- [4.9] Aïtcin, P.-C.; Neville, A. M.; Acker, P.: Integrated View of Shrinkage Deformation. Con-crete International, Vol 19, No. 9, 1997
- [4.10] Schubert, P.: Zur Feuchtedehnung von Mauerwerk. Dissertation, Fakultät für Bauwesen, RWTH Aachen, 1982
- [4.11] Kamimura, K.; Sereda, P. J.; Swenson, F. G.: Changes in Weight and Dimensions in the Drying and Carbonation of Portland Cement Mortars. Magazine of Concrete Research, Vol. 17, 1965

- [4.12] Kroone, B.; Blakey, F. A.: Reaction between Carbon Dioxide Gas and Mortar. ACI-Journal, Vol. 56, 1959
- [4.13] Müller, H. S.; Kvitsel, V.: Kriechen und Schwinden von Beton. Grundlagen der neuen DIN 1045 und Ansätze für die Praxis, Beton und Stahlbeton, Band 97, Heft 1, 2002
- [4.14] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. Mauerwerk-Kalender 2001, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 26. Jahrgang, 2001
- [4.15] DIN 1053: Mauerwerk. Berechnung und Ausführung, Teil 1, Beuth Verlag, November 1996
- [4.16] DIN 4227: Spannbetonbauteile; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung. Teil 1, Beuth Verlag, Dezember 1979
- [4.17] Joisel, A.: Influence des retraits hydraulique et thermique sur la fissuration des bétons. Rilem-Symposium of Hydraulic Concretes, Madrid, 1968
- [4.18] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts der Technischen Hochschule Stuttgart, Heft 3, 1962
- [4.19] Möller, U.: Thermo-hygrische Formänderungen und Eigenspannungen von natürlichen und künstlichen Mauersteinen. Dissertation der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Stuttgart, 1993
- [4.20] Ziegeldorf, S.; Kleiser, K.; Hilsdorf, H. K.: Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 305, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, 1979
- [4.21] Weigler, H.; Karl, S.: Beton – Arten, Herstellung, Eigenschaften; Handbuch für Beton-, Stahlbeton-, Spannbetonbau. Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1989
- [4.22] Fink, R.: Eigenspannungen in Zweischichtensystemen. Bauphysik, 13. Jahrgang, 1991
- [4.23] Panek, J.: Auswirkungen thermisch und hygrisch bedingter Spannungen; Instandsetzung geschädigter Bauten. Bauphysik, 13. Jahrgang, 1991

- [4.24] Springenschmid, R.; Breitenbücher, R.: Sind NW-Zemente die günstigsten Zemente, um Risse infolge Hydratationswärme zu vermeiden? Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 11, 1986
- [4.25] Maliha, R.: Numerische Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton. Dissertation, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2005
- [4.26] Müller, H. S.; Hörenbaum, W.; Maliha, R.: Numerische Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. Abschlussbericht zum Forschungsprojekt FE-Nr. 08.123 R 93 L des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2002
- [5.1] Künzel, H.: Der Regenschutz von Mauerwerk aus Natursteinen – Überlegungen, Messungen, Beobachtungen. Bauphysik, 10. Jahrgang, 1988
- [5.2] Fagerlund, G.: Moisture Mechanics as a Tool for Service Life Prediction. Durability of Building Materials and Components 7, Volume 1, London, 1996
- [5.3] Snethlage, R.: Die Verwitterung von Sandsteinen. 14. Aachener Baustofftag, Institut für Bauforschung, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1993
- [5.4] Künzel, H. M.; Kießl, K.; Krus, M.: Feuchtemigration und langfristige Feuchteverteilungen in exponierten Natursteinmauern. Internationale Zeitschrift für Bauinstandsetzen, 1. Jahrgang, Heft 4, 1995
- [5.5] Efes, Y.; Wesche, K.: Wasserdampfdurchlässigkeit von unverwitterten und verwitterten Naturbausteinen. Bautenschutz und Bausanierung, 3. Jahrgang, 1980
- [5.6] Zacharias, B.; Cerny, R.; Venzmer, H.: Zum Einfluß des hydraulischen Druckes auf den Feuchtetransport in kapillar-porösen Stoffen. Bauphysik, 12. Jahrgang, 1990
- [5.7] Halsey, D. P.; Dews, S. J.; Mitchell, D. J.; Harris, F. C.: Influence of Aspect upon Sandstone Weathering: The Role of Climatic Cycles in Flaking and Scaling. Proceedings of the 8th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone, Berlin, 1996
- [5.8] Gertis, K.; Kießl, K.; Nannen, D.; Walk, R.: Wärmespannungen in Thermohautsystemen – Voruntersuchung unter idealisierten Randbedingungen. Die Bautechnik, 60. Jahrgang, 1983

- [5.9] Nannen, D.; Gertis, K.: Thermische Spannungen in Wärmedämmverbundsystemen. Bauphysik, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 6. Jahrgang, 1984
- [5.10] Gertis, K.; Nannen, D.: Thermische Spannungen in Wärmedämmverbundsystemen. Hohlstellen, Versprünge, Rand- und Eckbereich. Bauphysik, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 7. Jahrgang, 1985
- [5.11] Epple, H.: Spannungen in der Verputzschicht von Wärmedämmsystemen an Außenwänden. Schweitzer Ingenieur und Architekt, Jahrgang 102, 1984
- [5.12] Martinola, G.; Sadouki, H.; Wittmann, F. H.: Numerisches Modell zur Beschreibung der Eigenspannungen und der Rissbildung in Beschichtungssystemen. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Tagungsband des 4. Internationalen Kolloquiums Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, 1996
- [5.13] Niesel, K: Aspekte der Natursteinverwitterung aus der Sicht eines Materialprüfers. Bautenschutz und Bausanierung, 9. Jahrgang, 1986
- [5.14] Schießl, P.; Meng, B.: Methoden zur Ermittlung physikalischer Gesteinseigenchafts-Profile aus Probekörpern geringstmöglicher Menge und Größe. 2. Statusseminar Bausubstanzerhaltung in der Denkmalpflege, Wuppertal 1988, Sonderausgabe Bautenschutz und Bausanierung, 1989
- [5.15] Alfes, C.: Bruchmechanisches Werkstoffverhalten von Sandstein unter Zugbeanspruchung. Aachener Beiträge zur Bauforschung, Dissertation, Institut für Bauforschung (ibac), Fakultät für Bauwesen, RWTH Aachen, 1993
- [5.16] WTA-Merkblatt 3-4-90: Kenndatenermittlung und Qualitätssicherung bei der Restaurierung von Naturwerksteinbauwerken. Wissenschaftlich-Technischer Arbeitskreis für Denkmalpflege und Bauwerkssanierung e. V., veröffentlicht in: Bautenschutz und Bausanierung, 13. Jahrgang, 1990
- [5.17] Reyer, E.; Willems, W.; Fouad, H.: Zur Erhaltung und Instandsetzung von Außenwänden unter besonderer Berücksichtigung von Risschäden. Bauphysik, 13. Jahrgang, 1991
- [5.18] Meyer, U.; Schubert, P.: Mauer- und Verfügmörtel (Restauriermörtel) für die Instandsetzung von Natursteinbauwerken. Jahresberichte Steinerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991

- [5.19] Manns, W.; Zeus, K.: Zum Einfluß der Mauersteinart, des Formats und der Fugenausbildung auf den Reißwiderstand von Mauerwerk. Proceedings of the 9th International Brick/Block/Masonry Conference, Berlin, 1991
- [5.20] Fitzner, B.; Kownatzki, R.: Porositätseigenschaften und Verwitterungsverhalten von sedimentären Naturwerksteinen. Bauphysik, 13. Jahrgang, 1991
- [5.21] DIN 52 103: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert, Beuth Verlag, Oktober 1988
- [5.22] Poschlod, K.; Katzschmann, L.: Zur Ermittlung der Verwitterungsbeständigkeit von Naturwerksteinen mittels Sättigungswert S und Frost-Tau-Wechsel-Versuch. Proceedings of the 8th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone, Berlin, 1996
- [5.23] DIN 52 106: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. Untersuchungsverfahren zur Beurteilung der Verwitterungsbeständigkeit, Beuth Verlag, August 1994
- [5.24] DIN 52 104, Teil 1: Prüfung von Naturstein. Frost-Tau-Wechsel-Versuch, Verfahren A bis Q, Beuth Verlag, November 1982
- [5.25] Grunert, S.: Der Sandstein der Sächsischen Schweiz. Abhandlungen des staatlichen Museums für Mineralogie und Geologie zu Dresden, Band 34, VEB Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, 1986
- [5.26] Müller, H. S.; Garrecht, H.: Die Frauenkirche zu Dresden. Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit der steinsichtigen Kuppel, Heft 16 des Sonderforschungsbereichs 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke“ der Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe 1999
- [5.27] Knöfel, D.; Schubert, P.: Zur Beurteilung von Mörteln für die Instandsetzung von Mauerwerk. Teil I und Teil II, Bautenschutz und Bausanierung, 13. Jahrgang, 1990
- [5.28] Snethlage, R.: Leitfaden Steinkonservierung. Planung von Untersuchungen und Maßnahmen zur Erhaltung von Denkmälern aus Naturstein. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1997
- [5.29] Boenkendorf, U.; Degenkolb, M.; Knöfel, D.: Proteine als Zusatzmittel in Kalkmörteln. Jahresberichte Steinerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1994

- [5.30] Knöfel, D.; Winnefeld, F.: Anpassung von Fugendeckmörteln an Ziegelmauerwerk. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1994
- [5.31] Stephan, D.; Böttger, K. G.; Knöfel, D.; Entwicklung von Rezepturen zur Restaurierung von Sandsteinen mit Steinerfüllmassen. Ibausil – 13. Internationale Baustofftagung, Bauhaus-Universität Weimar, 1997
- [5.32] Hafezi, M.: Entwicklung und Anwendung von Natursteinerfüllmörteln auf mineralischer Basis für die Denkmalpflege. Ibausil – 13. Internationale Baustofftagung, Bauhaus-Universität Weimar, 1997
- [5.33] Heide, M.; Knöfel, D.: Untersuchungen historischer Verfugmörtel der Außenterrakotta vom Schloß Schwerin und Entwicklung von Mörteln zur Fugenreparatur. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1994 - 1996
- [5.34] Mikos, E.: Steinerfüllung zur Restaurierung von Natursteinen. Jahresberichte Steinzerfall - Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [5.35] Schubert, P.; Dominik, A.: Verfugmörtel – Anforderungen, Eigenschaften, Prüfverfahren, Applikation. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Teil 2. Tagungsband des dritten Internationalen Kolloquiums zum Thema Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, Expert Verlag, 1992
- [5.36] Garrecht, H.; Hörenbaum, W.; Müller, H. S.: Untersuchungen zur Schädigung von witterungsbeanspruchtem Mauerwerk und Folgerungen für die Bausanierung. Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Tagungsband des 4. Internationalen Kolloquiums Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen, 1996
- [6.1] Metz, F.; Knöfel, D.: Quecksilberdruckporosimetrie – Vergleichsmessungen an Natursteinproben zur Ermittlung der Wiederholbarkeit und der Vergleichbarkeit. Jahresberichte Steinzerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [6.2] DIN 52615: Wärmeschutztechnische Prüfungen. Bestimmung der Wasserdampfdurchlässigkeit von Bau- und Dämmstoffen, Beuth Verlag, November 1987
- [6.3] DIN 52617: Bestimmung des Wasseraufnahmekoeffizienten von Baustoffen. Beuth Verlag, Mai 1987

- [6.4] Krus, M.; Kiessl, K.: NMR-Messung kapillarer Flüssigkeitsbewegungen in porösen Gesteinen und Ableitung neuer Kapillartransport-Kenngrößen. Jahresberichte Steinerfall – Steinkonservierung, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1991
- [6.5] ADINA-T, A Finite Element Program for the Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analyses – Temperature. Users Manual, Report ARD 92-5, ADINA R&D, Inc., Watertown, MA, December 1992
- [6.6] ADINA, A Finite Element Program for the Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analyses. Users Manual, Report ARD 92-4, ADINA R&D, Inc., Watertown, MA, December 1992
- [6.7] Franken, S.: Die Frauenkirche zu Dresden. Zur Entwicklung geeigneter Mörtel für den Wiederaufbau eines historischen Bauwerks. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke; Jahrbuch 1993 des Sonderforschungsbereichs 315, Universität Karlsruhe (TH), Berlin, 1993
- [7.1] Wenzel, F.; Jäger, W.: Der archäologische Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden als Ingenieuraufgabe – Zur Entwicklung des statisch-konstruktiven Konzepts und zum Stand seiner Umsetzung. Beton- und Stahlbetonbau 91 (1996), Verlag Ernst & Sohn, 1996
- [7.2] Jäger, W.; Rosenkranz, D.: Baukonstruktive Aufnahme zum Großteil G20. In: Enttrümmerung der Frauenkirche Dresden. Abschlussdokumentation; Stiftung Frauenkirche Dresden, 1994 (unveröffentlichtes Manuskript)
- [7.3] Jäger, W.; Pohle, F.: Einsatz von hochfestem Natursteinmauerwerk beim Wiederaufbau der Frauenkirche Dresden. Mauerwerk-Kalender 1999, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 24. Jahrgang, 1999
- [7.4] Jäger, W.; Bergander, H.; Pohle, F.: The reconstruction of the sandstone cupola of the Frauenkirche in Dresden. The Revival of Dresden, Stremah '99, special session, editors: W. Jäger, C. A. Brebbia, WIT Press, Southampton, 2000
- [7.5] Burkert, T.: Untersuchungen zur baukonstruktiven Ausbildung und zum Verwitterungsverhalten der Kuppeldeckschicht beim Wiederaufbau der Frauenkirche zu Dresden. Bauforschung und Baupraxis, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Tragwerksplanung der TU Dresden, Heft 1, Juni 2002

- [7.6] Müller, H. S.; Hörenbaum, W.: Modellhafte Untersuchungen zu Fugenverbindungen von Alt- und Neusteinen am Beispiel der Frauenkirche Dresden unter dem Gesichtspunkt der Ressourcenschonung und der Verhinderung von Umweltschäden. Forschungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, 1999
- [7.7] Grunert, S.; Szilagy, J.: Untersuchungen zur Auswahl von Steinmaterial für die Kuppel der Frauenkirche Dresden. Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden, September 1998
- [7.8] DIN 52102: Bestimmung der Dichte, Trockenrohddichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität. Beuth Verlag, Berlin, August 1998
- [7.9] DIN 51056: Bestimmung der Wasseraufnahme und der offenen Porosität. Beuth Verlag, Berlin, August 1985
- [7.10] DIN 52450: Bestimmung des Schwindens und Quellens an kleinen Probekörpern. Beuth Verlag, Berlin, August 1985
- [7.11] Rücker, G.; Neugebauer, M.; Willems, G. G.: Instrumentelle pharmazeutische Analytik. Wissenschaftliche Verlagsgesellschaft mbH, Stuttgart, 1988
- [7.12] DIN 52112: Biegeversuch. Beuth Verlag, Berlin, August 1988
- [7.13] DIN 52105: Prüfung von Naturstein. Druckversuch. Beuth Verlag, Berlin, August 1998
- [7.14] DIN 52111: Kristallisationsversuch. Beuth Verlag, Berlin, März 1990
- [7.15] Müller, H. S.; Garrecht, H.: Gutachten zur Dauerhaftigkeit von Stein- und Mörtelmaterialien der Steinkuppel der Frauenkirche zu Dresden unter Berücksichtigung des Einflusses umweltbelasteter Krusten und patinierter Oberflächen. Prüfungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1996
- [7.16] Berndt, E.: Auswertung der Kriechversuche an Mauerwerk aus Elbesandstein, Postaer Stein. Versuchsbericht der TU Dresden, Dresden, 1986
- [7.17] Berndt, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbesandstein. Bautechnik 73 (1996), Heft 4, Verlag Ernst & Sohn, 1996

- [7.18] Knöfel, D.; Schubert, P.: Mörtel und Steinerfüllstoffe in der Denkmalpflege. Sonderheft aus der Publikationsreihe der BMFT-Verbandforschung zur Denkmalpflege, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1993
- [7.19] Deutscher Beton-Verein E. V.: Vergussmörtel. Merkblatt für die Anwendung, Abnahme und Prüfung von werkgemischtem Vergussmörtel, Wiesbaden, 1982
- [7.20] DIN 18555 Teil 2: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln. Frischmörtel mit dichten Zuschlägen, Bestimmung der Konsistenz, der Rohdichte und des Luftgehalts, Beuth Verlag, Berlin, September 1982
- [7.21] DIN 18555 Teil 3: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln. Festmörtel, Bestimmung der Biegezugfestigkeit, Druckfestigkeit und Rohdichte, Beuth Verlag, Berlin, September 1982
- [7.22] DIN 18555 Teil 6: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln. Festmörtel, Bestimmung der Haftzugfestigkeit, Beuth Verlag, Berlin, November 1987
- [7.23] DIN ISO 4624: Abreißversuch zur Beurteilung der Haftfestigkeit. Beuth Verlag, Berlin, Juni 1980
- [7.24] Riechers, H.-J.; Schubert, P.; Brameshuber, W.: Ein neues Modell zur Beschreibung der Festigkeitsentwicklung von Mörtel im Kontakt mit Steinen, Mauerwerk-Kalender 2001, Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin, 26. Jahrgang, 2001
- [7.25] DIN EN 933 Teil 1: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen. Bestimmung der Korngrößenverteilung, Siebverfahren, Beuth Verlag, Berlin, Oktober 1997

10 Anhang

Tabelle A1: Zusammenstellung der Feuchtemassenbilanzgleichungen

Ursache	Zeitliche Änderung des Feuchtegehalts			Differenz aus Zu- und Abfluss					Schwerkraft				
	Änderung des Feuchtegehalts	Temperaturänderung	Dichteänderung des Dampfes	Feuchtgradient		Temperaturgradient		Druckgradient					
				Diffusion	Kapillareffekte	Partialdruckgradient	Zähigkeitsgradient	Permeation (äußere Druckeinwirkung)					
Mechanismus	Feuchtetransport, Verdunstung bzw. Kondensation		Dampfphase	Flüssige Phase		Dampfphase	Flüssige Phase		Dampfphase	Flüssige Phase			
Allgem. Form, Gl. (3.17)	$\frac{\partial m_v}{\partial t}$	$+$	$\frac{\partial m_l}{\partial t}$	$+$	$\frac{\partial m_v}{\partial t}$	$+$	$\nabla \dot{m}_{\text{bl}}$	$+$	$\nabla \dot{m}_{\text{ov}}$	$+$	$\nabla \dot{m}_{\text{pl}}$	$+$	$\nabla \dot{m}_{\text{gl}}$
Krischer [3.15]	$\frac{\partial m_v}{\partial t}$	$+$	$\frac{\partial m_l}{\partial t}$										
Lykow [3.29]	$\frac{\partial m_{\text{gas}}}{\partial t}$					$+$		$\nabla \dot{m}_{\text{ov+ol}}$					
De Vries [3.12]	$\frac{\partial m_{v(\text{Kond./Verd.})}}{\partial t}$	$+$	$\frac{\partial m_l}{\partial t}$			$+$		$\nabla \dot{m}_{\text{ov}}$				$+$	
Kießl [3.14]	$\frac{\partial m_v}{\partial t}$	$+$	$\frac{\partial m_l}{\partial t}$			$+$		$\nabla \dot{m}_{\text{bl}}$					

Darin bedeutet:

$\frac{\partial m_v}{\partial t}$

$\frac{\partial m_l}{\partial t}$

$\frac{\partial m_{v(\text{Kond./Verd.})}}{\partial t}$

$\frac{\partial m_g}{\partial t}$

$\nabla \dot{m}_b$

$\nabla \dot{m}_{\text{bl}}$

$\nabla \dot{m}_{\text{ov}}$

$\nabla \dot{m}_{\text{ol}}$

$\nabla \dot{m}_{\text{pv}}$

$\nabla \dot{m}_{\text{pl}}$

$\nabla \dot{m}_{\text{gl}}$

Zeitliche Änderung der Dampfmenge innerhalb des Kontrollvolumens

Zeitliche Änderung der flüssigen Wassermenge innerhalb des Kontrollvolumens

Zeitliche Änderung der Wasserdampfgehalts innerhalb des Kontrollvolumens unter Berücksichtigung von Verdunstung bzw. Kondensation

Zeitliche Änderung der Dampfmenge innerhalb des Kontrollvolumens als Folge einer temperaturbedingten Dichteänderung des Wasserdampfs ($\Delta\theta \Rightarrow \Delta\rho_v$)

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines dampfförmigen Feuchtestroms infolge eines Gefälles in der Feuchtekonzentration Δc_v durch das Kontrollvolumen

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines flüssigen Feuchtestroms infolge des Gefälles im Feuchtegehalt $\Delta\theta$ durch das Kontrollvolumen

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines dampfförmigen Feuchtestroms infolge des Gefälles in der Temperaturverteilung $\Delta\theta$ durch das Kontrollvolumen

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines flüssigen Feuchtestroms infolge des Gefälles in der Temperaturverteilung $\Delta\theta$ durch das Kontrollvolumen

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines dampfförmigen Feuchtestroms infolge einer äußeren Druckeinwirkung Δp durch das Kontrollvolumen

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines flüssigen Feuchtestroms infolge einer äußeren Druckeinwirkung Δp durch das Kontrollvolumen

Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines flüssigen Feuchtestroms infolge von Schwerkrafteinflüssen g durch das Kontrollvolumen

Tabelle A2: Zusammenstellung der Feuchtemassenbilanzgleichungen (eindimensionale Strömung)

Ursache	Zeitliche Änderung des Feuchtegehalts		Differenz aus Zu- und Abfluss			
	Änderung des Feuchtegehalts	Temperaturänderung	Feuchtegradient	Temperaturgradient	Partialdruckgradient	Schwerkraft
Mechanismus	Feuchtetransport, Verdunstung bzw. Kondensation	Änderung der Dampfdichte	Diffusion	Kapillareffekte	Zähigkeitsgradient	Hydrostatischer Druck
Phase	Dampfphase	Flüssige Phase	Dampfphase	Flüssige Phase	Flüssige Phase	Flüssige Phase
Allgem. Form, Gl. (3.17)	$\frac{\partial m_v}{\partial t}$	$\frac{\partial m_l}{\partial t}$	$\nabla \dot{m}_b$	$\nabla \dot{m}_{vl}$	$\nabla \dot{m}_{ul}$	$\nabla \dot{m}_{gl}$
Krischer [3.15]	$\frac{\partial c_v}{\partial t}$	$\frac{\partial \theta_v}{\partial t}$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{ev,k} \cdot \frac{\partial c_v}{\partial x} \right)$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(k \cdot \frac{\partial \theta_v}{\partial x} \right)$	-	-
Lykows [3.29]	$\frac{\partial u_v}{\partial t}$	-	$k \cdot \epsilon_v \cdot \frac{\partial^2 u_v}{\partial x^2}$	-	$k \cdot \epsilon_v \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2}$	-
De Vries [3.12]	$(\psi - \theta_v) \cdot \rho_v \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} + \frac{\partial \theta}{\partial t}$	$\frac{\partial \theta}{\partial t}$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{ev} \cdot \frac{\partial c_v}{\partial x} \right)$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{ul} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right)$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{vl} \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right)$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(K \cdot \frac{\partial p_{hyd}}{\partial x} \right)$
Kießl [3.14]	$\frac{\partial (\zeta \cdot \varphi \cdot c_{vs})}{\partial t}$	-	$\frac{\partial}{\partial x} \left(FDP \cdot \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(FKU \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right)$	$\frac{\partial}{\partial x} \left(FDT \cdot \frac{\partial \theta}{\partial x} \right)$	-

Darin bedeutet:

- c_v Wasserdampfkonzentration [kg/m³]
- c_{vs} Wasserdampfsättigungskonzentration [kg/m³]
- \bar{g} Erbescheleunigung [kg·m/s²]
- \bar{M}_{mol} Relative Molmasse [kg]
- p_{hyd} Hydrostatischer Wasserdruck [Pa]
- p_v Wasserdampfpartialdruck [Pa]
- R Allgemeine Gaskonstante [J/(kg·K)]
- T Absolute Temperatur [K]
- t Zeit [h]
- u_v Feuchtegehalt [Vol.-%]
- u_{vl} Maximale freie Wasseraufnahme [Vol.-%]
- x Ortskoordinate [m]
- ϑ Temperatur [°C]
- φ Relative Luftfeuchte [%]
- θ Feuchtepotential (De Vries [3.12]) [m]
- θ Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [kg/m³]
- θ_v Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [m³/m³]
- ρ_v Dichte des Wasserdampfes [kg/m³]
- ρ_{vs} Dichte des gesättigten Wasserdampfes [kg/m³]
- ρ_w Dichte des Wassers [kg/m³]
- Ψ Gesamtporosität [m³/m³]
- ζ Korrekturfaktor (Kießl [3.14]) [-]

Transportkoeffizienten und -kennwerte:

- Krischer: $D_{ev,k}$ Diffusionskoeffizient (Ursache: Konzentrationsgefälle, näherungsweise konstant) [m²/h]
- κ Kapillare Flüssigkeitsleitfähigkeit [m²/h], (siehe dazu auch Abschnitt 6.1)
- Lykows: k Potentialleitfähigkeit [m²/h], mit $k = D_d / (1 - \epsilon)$
- ϵ Koeffizient der Phasenänderung der Flüssigkeit bzw. des Dampfes [-]
- ϵ_v Koeffizient des Temperaturgradienten [-]
- De Vries: D_{ev} Diffusionskoeffizient (Konzentrationsgefälle) [m²/h]
- D_{ul} Transportkoeffizient (Feuchtegefälle, flüssige Phase, siehe dazu auch Abschnitt 3.1.2.3) [m²/h]
- D_{vl} Transportkoeffizient (Temperaturgefälle, Dampfphase, siehe dazu auch Abschnitt 3.1.2.4) [m²/h]
- D_{ul} Transportkoeffizient (Temperaturgefälle, flüssige Phase, siehe dazu auch Abschnitt 3.1.2.4) [m²/h]
- K Permeabilität [m²/(Pa·h)]
- Kießl: FDP Transportkoeffizient (Partialdruckgefälle, Dampfphase) [m²/h]
- FKU Transportkoeffizient (Kapillarttransport, flüssige Phase) [m²/h]
- FDT Transportkoeffizient (Temperaturgefälle, Dampfphase) [m²/h]
- ϵ_T Temperaturfaktoren zu FKU, FDP bzw. FDT
- ϵ_S Strukturfaktoren zu FDP bzw. FDT
- Index "0" Referenzfeuchtegehalt
- Index "i" Feuchtegehalt bei maximaler freier Wassersättigung

$$FKU = \left[FKU_0 \cdot \exp \left(\frac{u_v}{u_{vl}} \cdot \ln \left[\frac{FKU_i}{FKU_0} \right] \right) \right]_{ref} \cdot \epsilon_{T,FKU}$$

$$FDT = \frac{1}{\rho_w} \left(D_c \cdot \frac{dc_{vs}}{d\theta} \right)_{ref} \cdot \varphi \cdot \epsilon_{T,FDT} \cdot \epsilon_{S,FDT}$$

$$FDT = \frac{1}{\rho_w} \left(D_c \cdot \frac{dc_{vs}}{d\theta} \right)_{ref} \cdot \varphi \cdot \epsilon_{T,FDT} \cdot \epsilon_{S,FDT}$$

Tabelle A3: Zusammenstellung der Wärmeenergiebilanzgleichungen

Ursache	Zeitliche Änderung der Wärmemenge			Differenz aus Zu- und Abfluss					
	Änderung des Wärmeinhalts	Temperaturänderung	Änderung des Feuchtegehalts	Änderung des Wärmeinhalts	Temperaturgradient	Feuchtgradient		Wärmestrahlung	Verdunstung, Kondensation
Mechanismus					Dampftransport	Diffusion	Kapillareffekte	Wärmequelle bzw. -senke	
Phase	Änderung des Wärmeinhalts	Änderung der Dampfdichte	Verdunstung, Kondensation	Verdunstung, Kondensation	Dampfphase	Enthalpieänderung			
	festes Phase, flüssige Phase, Dampfphase	Dampfphase	Dampfphase	Dampfphase	Dampfphase	Dampfphase	flüssige Phase	festes Phase, flüssige Phase, Dampfphase	Dampfphase
Allgem. Form, Gl. (3.18)	$\frac{\partial q_{i,b}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,c}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$\nabla \dot{q}_{i,v}$	$+\nabla \dot{q}_{i,b}$	$+\nabla \dot{q}_{i,ll}$	$\nabla \dot{q}_{i,Quelle}$	
Krischer [3.15]	$\frac{\partial q_{i,b}}{\partial t}$	-	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	-	$+\nabla \dot{q}_{i,b}$	$+\nabla \dot{q}_{i,ll}$	-	$+\nabla \dot{q}_{i,E}$
Lykows [3.29]	$\frac{\partial q_{i,b}}{\partial t}$	-	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$\nabla \dot{q}_{i,gesamt}$				-
De Vries [3.12]	$\frac{\partial q_{i,b}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,c}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$\nabla \dot{q}_{i,v}$	$+\nabla \dot{q}_{i,b}$	$+\nabla \dot{q}_{i,ll}$	$+\nabla \dot{q}_{i,(Kond./Verd.)}$	-
Kießl [3.14]	$\frac{\partial q_{i,b}}{\partial t}$	-	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{i,(Kond./Verd.)}}{\partial t}$	$\nabla \dot{q}_{i,v}$	$+\nabla \dot{q}_{i,b}$	-	-	-

Darin bedeutet:

- $\partial q_{i,b} / \partial t$ Zeitliche Änderung der Wärmemenge innerhalb des Kontrollvolumens (Matrix, flüssiges Wasser und Wasserdampf) als Folge einer Temperaturänderung Δt
- $\partial q_{i,c} / \partial t$ Zeitliche Änderung der Wärmemenge innerhalb des Kontrollvolumens durch Verdunstung als Folge einer Temperaturänderung Δt und der damit gekoppelten Dampfdichteänderung
- $\partial q_{i,(Kond./Verd.)} / \partial t$ Zeitliche Änderung der Wärmemenge innerhalb des Kontrollvolumens durch Verdunstung als Folge einer Änderung des Feuchtegehalts
- $\nabla \dot{q}_{i,b}$ Differenz zwischen Zu- und Abfluss eines Wärmestroms infolge des Temperaturgefälles Δt durch das Kontrollvolumen (Wärmeleitung)
- $\nabla \dot{q}_{i,v}$ Differenz zwischen Zu- und Abfluss der Wärmemenge, die dem Kontrollvolumen mit dem Dampftransport infolge des Temperaturgradienten Δt zu- bzw. abgeführt wird
- $\nabla \dot{q}_{i,b}$ Differenz zwischen Zu- und Abfluss der Wärmemenge, die dem Kontrollvolumen mit dem Dampftransport infolge eines Feuchtegradienten (Dampfdiffusion) zu- bzw. abgeführt wird
- $\nabla \dot{q}_{i,ll}$ Differenz zwischen Zu- und Abfluss der Wärmemenge, die dem Kontrollvolumen mit dem Transport flüssigen Wassers (Kapillantransport) zu- bzw. abgeführt wird
- $\nabla \dot{q}_{i,Quelle}$ Wärmequelle bzw. -senke im Kontrollvolumen aufgrund verschiedener Ursachen. Dabei kommen im Wesentlichen folgende Anteile in Betracht:
- $\nabla \dot{q}_{i,(Kond./Verd.)}$ Wärmeerzeugung bzw. Wärmeverlust im Innern des Kontrollvolumens während der Verdunstung
- $\nabla \dot{q}_{i,E}$ Wärmeerzeugung im Innern des Kontrollvolumens durch Umsetzung elektrischer und chemischer Energie sowie Strahlungsenergie

Tabelle A4: Zusammenstellung der Wärmeenergiebilanzgleichungen (eindimensionale Wärmeleitung)

		Zeitliche Änderung der Wärmemenge		Differenz aus Zu- und Abfluss		
Ursache	Temperaturänderung	Änderung des Feuchtegehalts	Temperaturgradient	Feuchtegradient		Wärmestrahlung, Verdunstung
Mechanismus	Änderung des Wärmehalts	Verdunstung bzw. Kondensation	Dampftransport	Diffusion	Kapillareffekte	Wärmequelle bzw. -senke
Phase	Änderung des Wärmehalts	Dampfphase	Enthalpieänderung			festen Phase, flüssige Phase, Dampfphase
Allgem. Form, Gl. (3.18)	$\frac{\partial q_{\text{b}}}{\partial t}$	$\frac{\partial q_{\text{K}}}{\partial t}$	$\dot{V}q_{\text{b}}$	$\dot{V}q_{\text{D}}$	$\dot{V}q_{\text{K}}$	$\dot{V}q_{\text{Quelle}}$
Krischer [3.15]	$\frac{\partial(\rho_{\text{Reh}} \cdot h_{\text{M}} + c_{\text{v}} \cdot h_{\text{v}} + \theta \cdot h_{\text{W}})}{\partial t}$	$+\frac{\partial q_{\text{K(Verd./Verf.)}}}{\partial t}$	$\dot{V}q_{\text{b}}$	$\dot{V}q_{\text{D}}$	$\dot{V}q_{\text{K}}$	$\dot{V}q_{\text{Quelle}}$
Lykow [3.29]	$\frac{\partial \theta}{\partial t}$	-	-	-	-	-
De Vries [3.12]	$\frac{\partial(\rho_{\text{Reh}} \cdot h_{\text{M}} + c_{\text{v}} \cdot h_{\text{v}} + \theta \cdot h_{\text{W}})}{\partial t}$	$+\bar{L} \cdot (\psi - \theta_{\text{v}}) \cdot \phi \cdot \frac{\partial \theta_{\text{v}}}{\partial t}$	$+\bar{L} \cdot \frac{\partial u_{\text{v}}}{\partial t}$	$+\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{\text{c,v}} \cdot h_{\text{v}} \right)$	$+\frac{\partial}{\partial x} \left(D_{\text{c,v}} \cdot h_{\text{v}} \right)$	$+\bar{L} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{\text{c}} \cdot \frac{\partial c_{\text{v}}}{\partial x} \right)$
Kiehl [3.14]	$\frac{\partial(\rho_{\text{Reh}} \cdot h_{\text{M}} + c_{\text{v}} \cdot h_{\text{v}} + \theta \cdot h_{\text{W}})}{\partial t}$	-	$+\bar{L} \cdot \frac{\partial(\zeta \cdot \phi \cdot c_{\text{v}})}{\partial t}$	$+\bar{L} \cdot \frac{\partial u_{\text{v}}}{\partial t}$	$+\bar{L} \cdot \frac{\partial u_{\text{v}}}{\partial t}$	-

Darin bedeutet:

- c_{v} Wasserdampfkonzentration [kg/m³]
- c_{vS} Wasserdampfsättigungskonzentration [kg/m³]
- g Erdbeschleunigung [kg·m/s²]
- \bar{M}_{Mol} Relative Molmasse [kg]
- R Allgemeine Gaskonstante [J/(kg·K)]
- T Absolute Temperatur [K]
- t Zeit [h]
- u_{v} Feuchtegehalt [Vol.-%]
- u_{vF} Maximale freie Wasseraufnahme [Vol.-%]
- x Ortskoordinate [m]
- ϑ Temperatur [°C]
- ϕ Relative Luftfeuchte [%]
- Θ Feuchtepotential (De Vries [3.12]) [m]
- θ Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [kg/m³]
- θ_{v} Feuchtekonzentration (flüssige Phase) [Vol.-%]
- ρ Dichte des feuchten Baustoffes [kg/m³]
- ρ_{Reh} Trockenrohichte des Feststoffes [kg/m³]
- ρ_{v} Dichte des Wasserdampfes [kg/m³]
- ρ_{vS} Dichte des gesättigten Wasserdampfes [kg/m³]
- ρ_{W} Dichte des Wassers [kg/m³]
- ψ Gesamtporenvolumen [Vol.-%]
- ζ Korrekturfaktor (Kiehl [3.14]) [-]

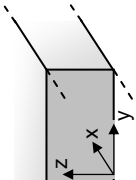
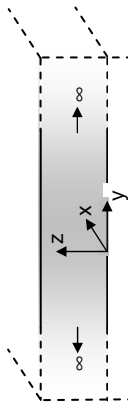
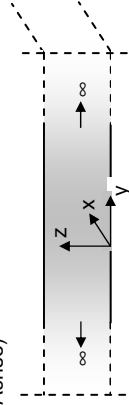
Feuchtetransportkoeffizienten und -kennwerte:

- Krischer:** $D_{\text{c,K}}$ Diffusionskoeffizient (s. Tab. A2) [m²/h]
- k Kapillare Flüssigkeitsleitfähigkeit [m²/h], (siehe dazu auch Abschnitt 6.1)
- De Vries:** D_{c} Diffusionskoeffizient (Konzentrationsgefälle, wie oben) [m²/h]
- D_{dIL} Transportkoeffizient (Feuchtegefälle, flüssige Phase) [m²/h]
- D_{dIV} Transportkoeffizient (Temperaturgefälle, Dampfphase) [m²/h]
- D_{dIL} Transportkoeffizient (Temperaturgefälle, flüssige Phase) [m²/h]
- K Permeabilität [m²/(Pa·h)]
- Kiehl:** D_{c} Diffusionskoeffizient (Konzentrationsgefälle, wie oben) [m²/h]
- FDP Transportkoeffizient (Partialdruckgefälle, Dampfphase, s. Tab. A2) [m²/h]
- FKU Transportkoeffizient (Kapillarttransport, flüssige Phase, s. Tab. A2) [m²/h]
- FDT Transportkoeffizient (Temperaturgefälle, Dampfphase, s. Tab. A2) [m²/h]

Thermische Koeffizienten und Kennwerte:

- c_T Spezifische Wärmekapazität des feuchten Baustoffes [J/(kg·K)]
- c_{TM} Spezifische Wärmekapazität der Feststoffmatrix [J/(kg·K)]
- c_{TV} Spezifische Wärmekapazität der Wasserdampfes [J/(kg·K)]
- c_{TW} Spezifische Wärmekapazität des flüssigen Wassers [J/(kg·K)]
- h_{M} Enthalpie des trockenen Feststoffes [J/kg], mit $h_{\text{M}} = c_{TM} \cdot \vartheta$
- h_{v} Enthalpie der Dampfphase [J/kg], mit $h_{\text{v}} = c_{TV} \cdot \vartheta$
- h_{W} Enthalpie des flüssigen Wassers [J/kg], mit $h_{\text{W}} = c_{TW} \cdot \vartheta$
- \bar{L} Verdampfungswärme [J/kg]
- $\dot{V}q_{\text{E}}$ Wärmeerzeugung im Inneren des Kontrollvolumens durch Umsetzung elektrischer und chemischer Energie sowie Strahlungsenergie (Krischer [3.15])
- ϵ_{v} Phasenumwandlungsfaktor (Flüssigkeit ↔ Dampf, Lykow [3.29])
- λ Wärmeleitfähigkeit [W/m·K]

Tabelle A5: Spannungen und Verformungen für den ebenen Verformungszustand (in Anlehnung an [4.22])

Randbedingungen für den ebenen Verformungszustand ($\epsilon_{xx} = 0$)	Spannungen $\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{yz} = 0$	Verformungen $\gamma_{xy} = \gamma_{yz} = \gamma_{yz} = 0$	Zeile
Randbedingungsvariante 1: Querschnitt mit allseitig frei gelagerten Rändern 	Isotrope Materialeigenschaften: $\sigma_{xx} = -E \cdot \epsilon_{H,Th}$ $\sigma_{yy} = 0$ $\sigma_{zz} = 0$ Orthotrope Materialeigenschaften: $\sigma_{xx} = -E_{xx} \cdot \epsilon_{H,Th,xx}$ $\sigma_{yy} = 0$ $\sigma_{zz} = 0$	Isotrope Materialeigenschaften: $\epsilon_{xx} = 0$ $\epsilon_{yy} = (1 + \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ $\epsilon_{zz} = (1 + \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ Orthotrope Materialeigenschaften: $\epsilon_{xx} = 0$ $\epsilon_{yy} = \nu_{xy} \cdot \epsilon_{H,Th,xx} + \epsilon_{H,Th,yy}$ $\epsilon_{zz} = \nu_{xz} \cdot \epsilon_{H,Th,xx} + \epsilon_{H,Th,zz}$	1
Randbedingungsvariante 2: Querschnitt mit unendlicher Ausdehnung in horizontaler Richtung (y-Achse) 	Isotrope Materialeigenschaften: $\sigma_{xx} = -E / (1 - \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ $\sigma_{yy} = -E / (1 - \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ $\sigma_{zz} = 0$ Orthotrope Materialeigenschaften: $\sigma_{xx} = -E_{xx} / (1 - \nu_{yx} \cdot \nu_{xy}) \cdot [\nu_{yx} \cdot \epsilon_{H,Th,yy} + \epsilon_{H,Th,xx}]$ $\sigma_{yy} = -E_{yy} / (1 - \nu_{yx} \cdot \nu_{xy}) \cdot [\nu_{yx} \cdot \epsilon_{H,Th,xx} + \epsilon_{H,Th,yy}]$ $\sigma_{zz} = 0$	Isotrope Materialeigenschaften: $\epsilon_{xx} = 0$ $\epsilon_{yy} = 0$ $\epsilon_{zz} = [2 \cdot \nu / (1 - \nu) + 1] \cdot \epsilon_{H,Th}$ Orthotrope Materialeigenschaften: $\epsilon_{xx} = 0$ $\epsilon_{yy} = 0$ $\epsilon_{zz} = 1 / (1 - \nu_{yx} \cdot \nu_{xy}) \cdot [\nu_{yz} \cdot (\nu_{zy} \cdot \epsilon_{H,Th,xx} + \epsilon_{H,Th,yy}) + \nu_{xz} \cdot (\nu_{yx} \cdot \epsilon_{H,Th,yy} + \epsilon_{H,Th,xx})] + \epsilon_{H,Th,zz}$	2
Randbedingungsvariante 3: Querschnitt mit unendlicher Ausdehnung in horizontaler Richtung (y-Achse) sowie einer unverschieblichen Lagerung des oberen und des unteren Randes in vertikaler Richtung (z-Achse) 	Isotrope Materialeigenschaften: $\sigma_{xx} = -E / (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ $\sigma_{yy} = -E / (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ $\sigma_{zz} = -E / (1 - 2 \cdot \nu) \cdot \epsilon_{H,Th}$ Orthotrope Materialeigenschaften: $\sigma_{xx} = -E_{xx} / (1 - 2 \cdot \nu_{yx} \cdot \nu_{xy} - 2 \cdot \nu_{yz} \cdot \nu_{zy}) \cdot [\nu_{yx} \cdot \epsilon_{H,Th,yy} + \nu_{zx} \cdot \epsilon_{H,Th,zz} + \epsilon_{H,Th,xx}]$ $\sigma_{yy} = -E_{yy} / (1 - 2 \cdot \nu_{yx} \cdot \nu_{xy} - 2 \cdot \nu_{yz} \cdot \nu_{zy}) \cdot [\nu_{xy} \cdot \epsilon_{H,Th,xx} + \nu_{zy} \cdot \epsilon_{H,Th,zz} + \epsilon_{H,Th,yy}]$ $\sigma_{zz} = -E_{zz} / (1 - 2 \cdot \nu_{yx} \cdot \nu_{xy} - 2 \cdot \nu_{yz} \cdot \nu_{zy}) \cdot [\nu_{yz} \cdot \epsilon_{H,Th,xx} + \nu_{yz} \cdot \epsilon_{H,Th,yy} + \epsilon_{H,Th,zz}]$	Isotrope Materialeigenschaften: $\epsilon_{xx} = 0$ $\epsilon_{yy} = 0$ $\epsilon_{zz} = 0$ Orthotrope Materialeigenschaften: $\epsilon_{xx} = 0$ $\epsilon_{yy} = 0$ $\epsilon_{zz} = 0$	3
			4
			5
			6

Darin bedeutet:

- σ Normalspannung [N/mm²]
- $\epsilon_{H,Th}$ Thermische bzw. hygri-schen Dehnung [mm/mm]
- τ Schubspannung [N/mm²]
- γ Verzerrungswinkel [°]
- ν Querkontraktionszahl [-]

Indizes: Der 1. Buchstabe beschreibt jeweils die Orientierung der Schnittfläche, an der die Spannungen angreifen bzw. die Dehnungen auftreten. Er gibt dabei die Achsenrichtung an, die parallel zur Flächennormalen verläuft.

Der 2. Buchstabe bezeichnet die Achsenrichtung, in der die Spannungen wirken bzw. Dehnungen auftreten.

Tabelle A6: Übersicht über die ermittelten Gesteinsmaterialkennwerte

Kennwert/Prüfgröße	Probenanzahl	Mühleite Eisenhaltige Bank		Wehlen Weiße Bank		Reinhardtsdorf		Altstein	
		⊥		⊥		⊥		⊥	
Allgemeine Materialkennwerte									
Porosität [Vol.-%]	5 ⁴⁾	14,5 ¹⁾	21,3 ²⁾	17,1 ¹⁾	20,9 ²⁾	16,3 ¹⁾	23,2 ²⁾	19,0 ¹⁾	23,2 ²⁾
Spezifische Oberfläche [m ² /g]	3 ⁴⁾	0,305		0,307		1,855		-	
Rohdichte [kg/dm ³]	5 ⁴⁾	2,11 ¹⁾	2,09 ²⁾	2,06 ¹⁾	2,09 ²⁾	2,05 ¹⁾	2,06 ²⁾	2,01 ¹⁾	2,05 ²⁾
Reindichte [kg/dm ³]	5 ⁴⁾	2,47 ¹⁾	2,65 ²⁾	2,45 ¹⁾	2,65 ²⁾	2,45 ¹⁾	2,68 ²⁾	2,60 ¹⁾	2,67 ²⁾
Wasseraufnahme [M.-%]	5 ⁴⁾	6,90 ¹⁾	10,19 ²⁾	8,31 ¹⁾	9,99 ²⁾	7,98 ¹⁾	11,29 ²⁾	9,18 ¹⁾	10,60 ²⁾
Sättigungswert [-]	5 ⁴⁾	0,68		0,83		0,71		0,87	
Wasseraufnahmekoeffizient [kg/(m ² ·h)]	10 [5, 3] ³⁾	9,9 (7,0)	12,9 (6,7)	31,9 (11,5)	33,8 (8,7)	6,4 (1,1)	14,4 (0,7)	21,1 (3,1)	
Diffusionswiderstandszahl [-]	3 ³⁾	10,1	10,1	9,6	10,0	10,6	12,1	13,9	
Hydrisches Formänderungsverhalten									
Quellen nach 98 Tagen [%]	5	0,113	0,147	0,151	0,141	0,256	0,198	-	-
Mechanische Kennwerte									
Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	10 [5] ³⁾	4,68	4,61	3,13	5,65	2,69	2,90	-	-
Druckfestigkeit [N/mm ²]	5 ³⁾	61,21	59,21	66,90	58,11	54,72	29,38	-	-
Zugfestigkeit [N/mm ²]	10 ³⁾	2,19	2,61	1,98	2,16	-	-	-	-
E-Modul (Druckversuch) [N/mm ²]	5 ³⁾	12300	11200	10500	11300	6300	9100	-	-
Verwitterungsbeständigkeit									
Verlust im Frost-Tau-Versuch [M.-%]	10 ⁴⁾	0,4		0,6		0,7		-	
Verlust im Kristallisationsversuch [M.-%]	10 ⁴⁾	8,67 (6,90)		15,57 (18,10)		93,85 (3,50)		-	

1) Bestimmt unter Atmosphärendruck
 2) Bestimmt unter 150 bar
 3) je Varietät und Schichtrichtung
 4) je Varietät
 [...] Probenanzahl Reinhardtsdorf bzw. Altstein (...) Standardabweichung
 ⊥ senkrecht zur Gesteinsschichtung || parallel zur Gesteinsschichtung

Tabelle A7: Feuchtetransportkennwerte patinierter und unpatinierter Altsteine

Kennwert/Prüfgröße	Probenanzahl	unpatinierter Altstein		patinierter Altstein	
		Mittelwerte	Variationskoeffizient [%]	Mittelwerte	Variationskoeffizient [%]
Diffusion					
Diffusionsleitkoeffizient [kg/(m·h·Pa)]	3	$7 \cdot 10^{-7}$	-	$7 \cdot 10^{-7}$	-
Diffusionswiderstandszahl [-]	3	13,95	4,8	13,70	3,9
Diffusionsäquivalente Luftschichtdicke [m]	3	0,13	8,7	0,13	12,1
Diffusionskoeffizient [m ² /h]	3	$6,84 \cdot 10^{-3}$	4,8	$6,96 \cdot 10^{-3}$	4,0
Kapillare Wasseraufnahme					
Wasseraufnahmekoeffizient [kg/(m ² ·h)]	3	21,1	14,7	6,0	42,2

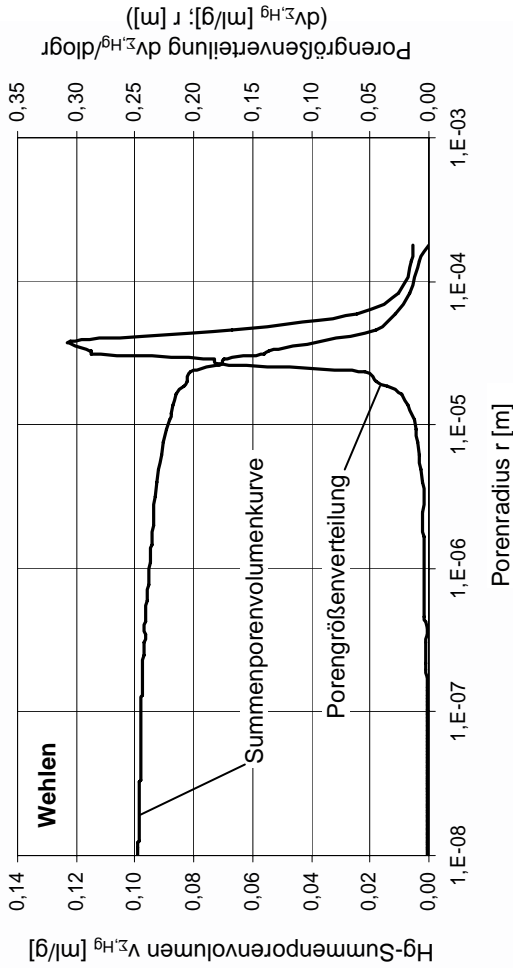


Abbildung A1b: Porengrößenverteilung und Summenporenvolumenkurve der Sandsteinvarietät WW

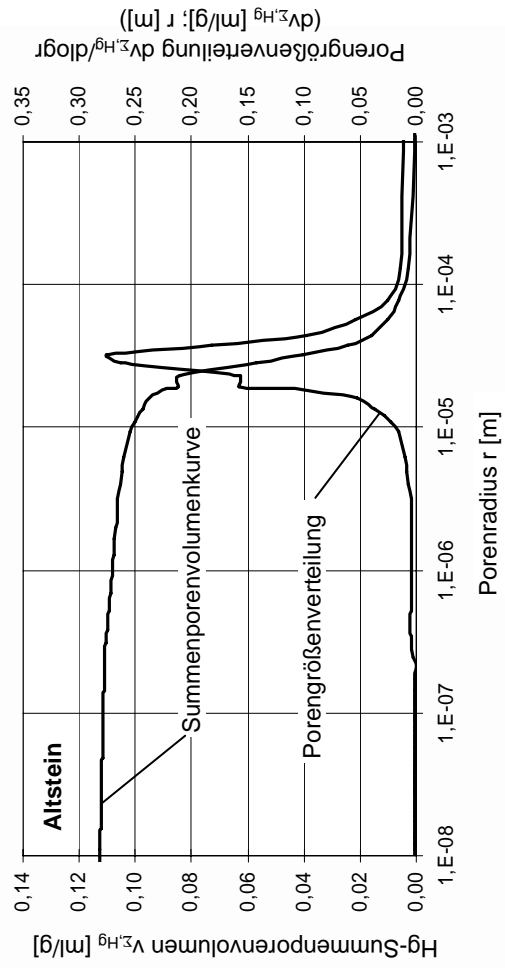


Abbildung A1d: Porengrößenverteilung und Summenporenvolumenkurve des Altsteins

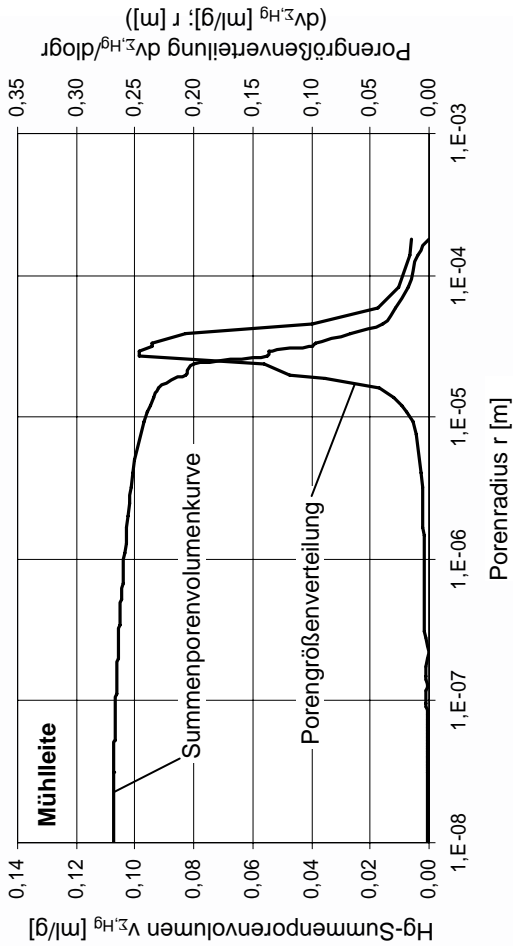


Abbildung A1a: Porengrößenverteilung und Summenporenvolumenkurve der Sandsteinvarietät ME

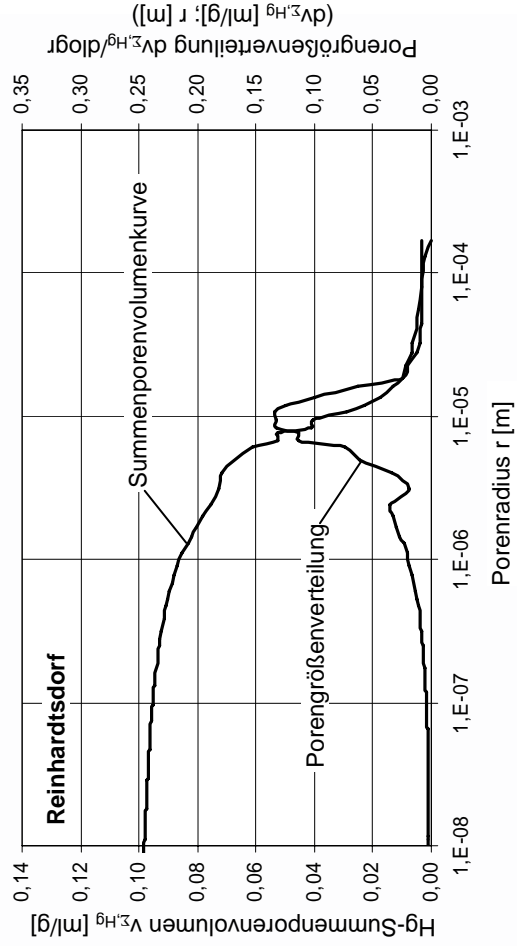


Abbildung A1c: Porengrößenverteilung und Summenporenvolumenkurve der Sandsteinvarietät RE

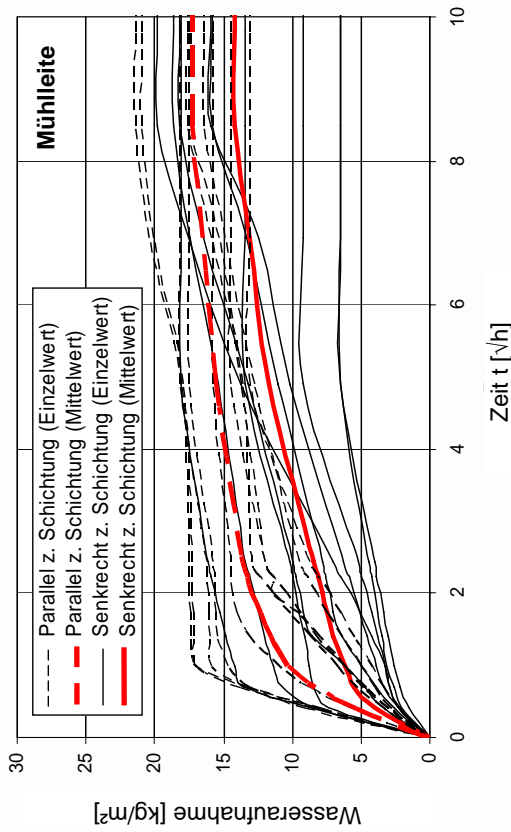


Abbildung A2a: Kapillare Wasseraufnahme; Mühlleite, Eisenhaltige Bank (Darstellung im \sqrt{h} -Maßstab)

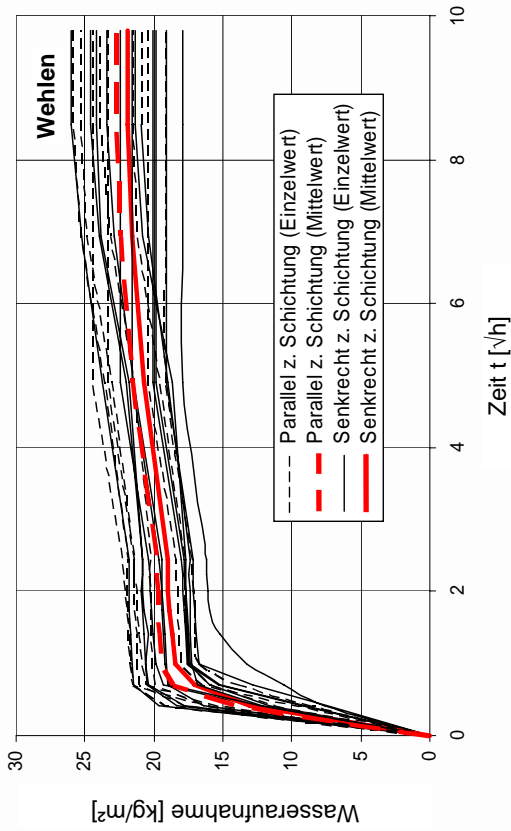


Abbildung A2b: Kapillare Wasseraufnahme; Wehlen, Weiße Bank (Darstellung im \sqrt{h} -Maßstab)

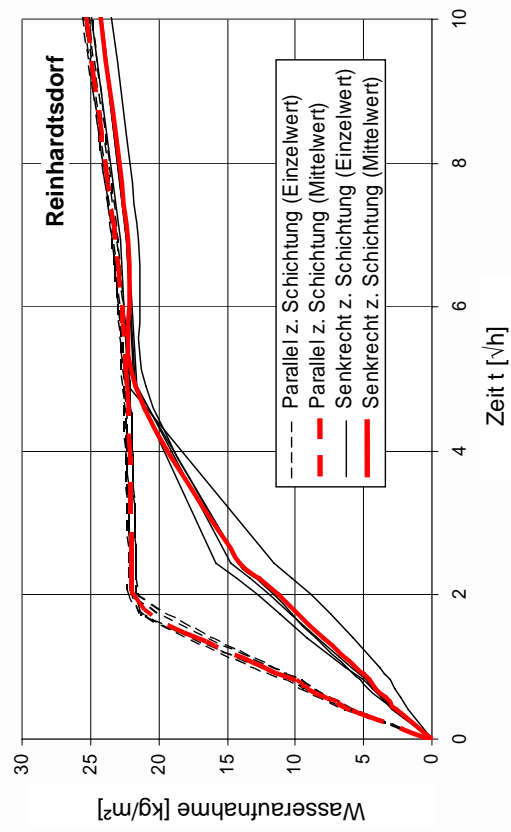


Abbildung A2c: Kapillare Wasseraufnahme; Reinhardtsdorfer Sandstein (Darstellung im \sqrt{h} -Maßstab)

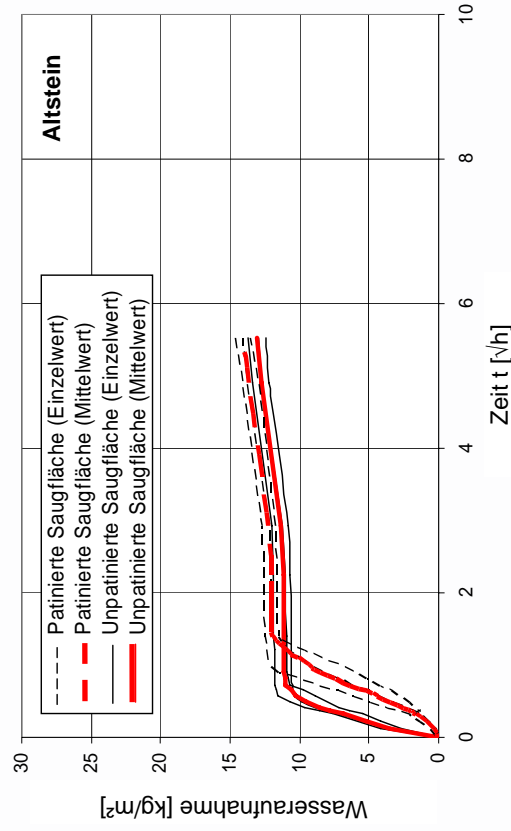


Abbildung A2d: Kapillare Wasseraufnahme; Altstein (Darstellung im \sqrt{h} -Maßstab)

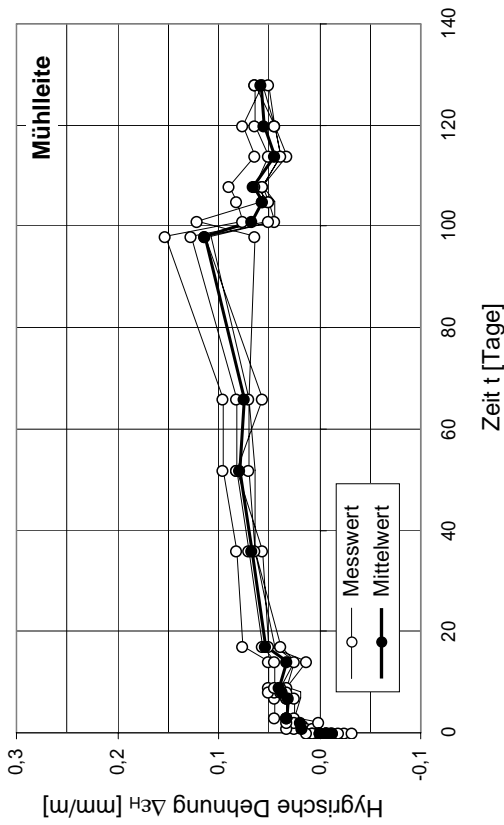


Abbildung A3a: Quellen und Schwinden; Mühlleite, Eisenhaltige Bank, senkrecht zur Schichtung (ab 98. Tag Schwinden)

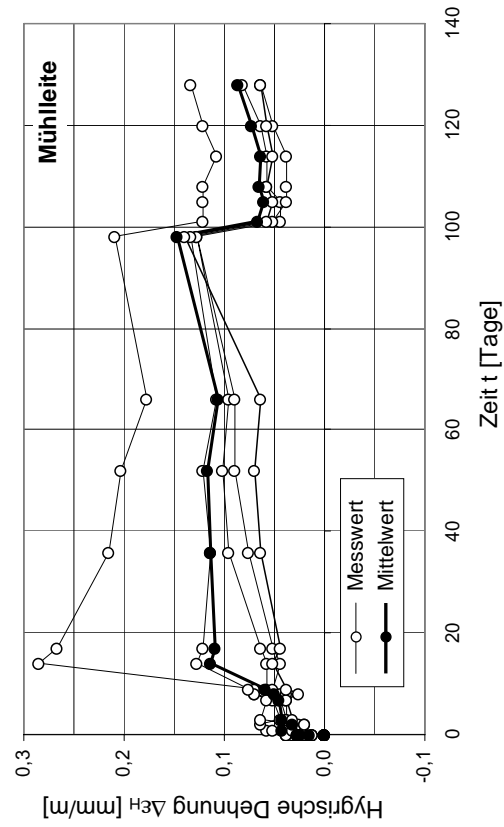


Abbildung A3c: Quellen und Schwinden; Mühlleite, Eisenhaltige Bank, parallel zur Schichtung (ab 98. Tag Schwinden)

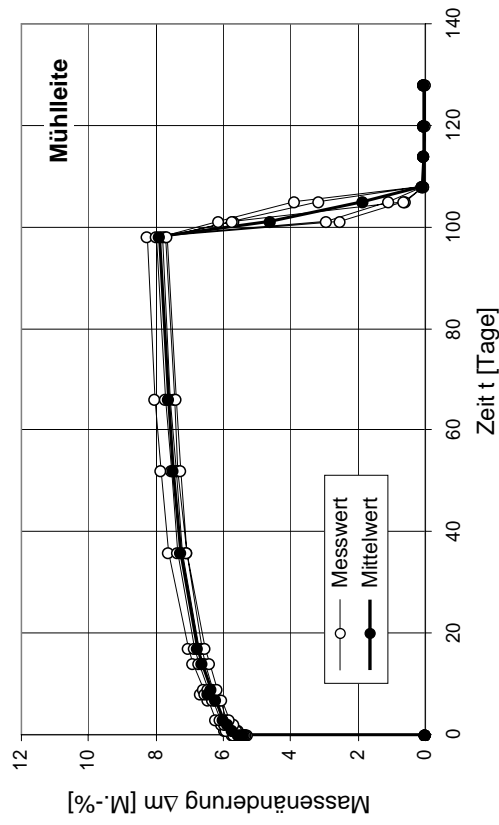


Abbildung A3b: Wasseraufnahme während d. Quellversuche (senkrecht zur Schichtung); Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ab 98. Tag Trocknung)

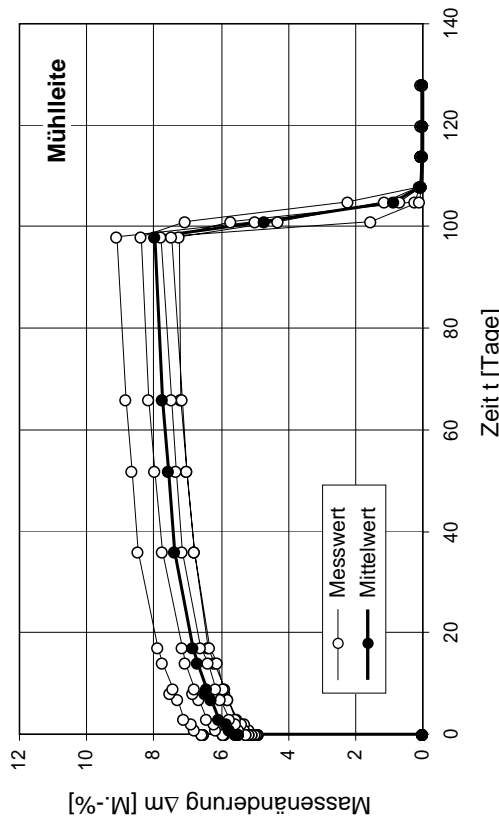


Abbildung A3d: Wasseraufnahme während d. Quellversuche (parallel zur Schichtung); Mühlleite, Eisenhaltige Bank (ab 98. Tag Trocknung)

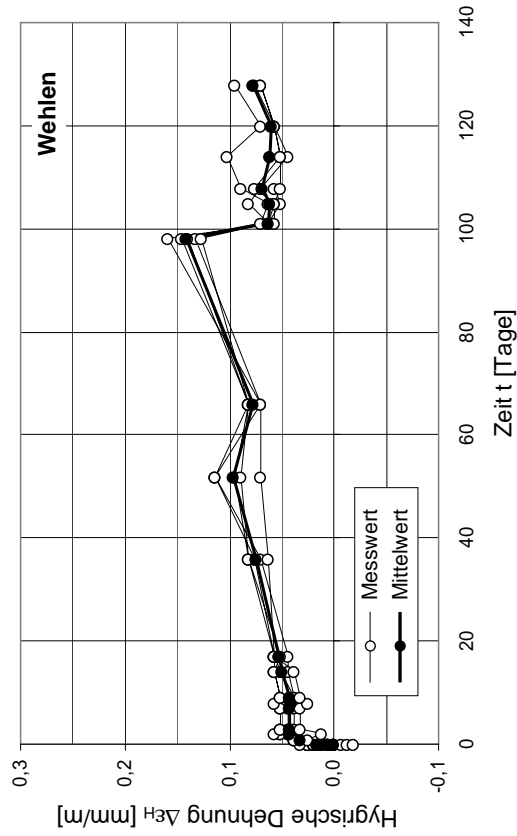


Abbildung A4c: Quellen und Schwinden; Wehlen, Weiße Bank, parallel zur Schichtung (ab 98. Tag Schwinden)

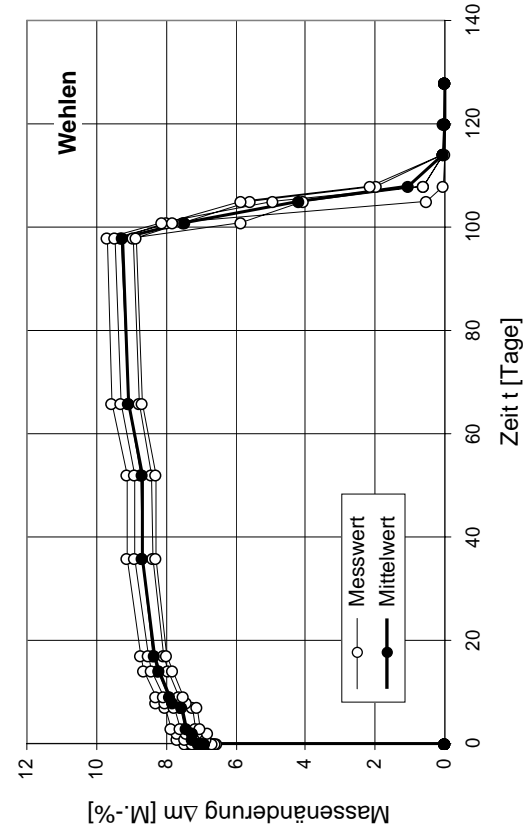


Abbildung A4d: Wasseraufnahme während d. Quellversuche (parallel zur Schichtung); Wehlen, Weiße Bank (ab 98. Tag Trocknung)

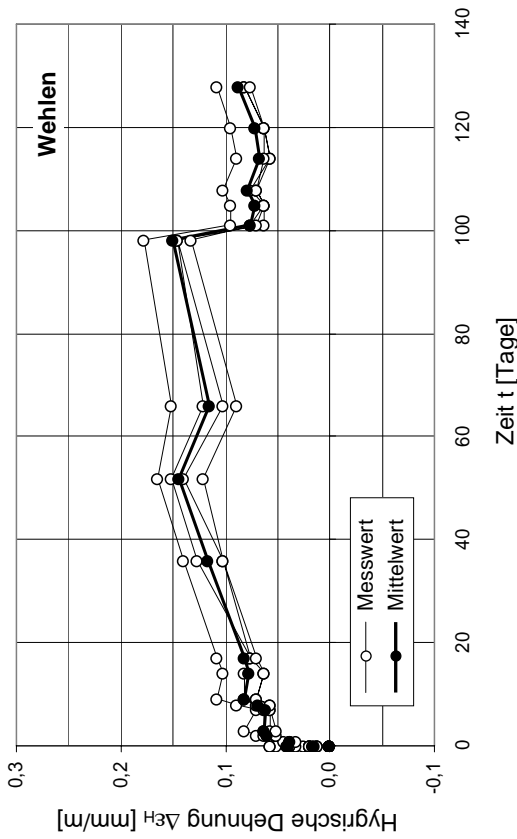


Abbildung A4a: Quellen und Schwinden; Wehlen, Weiße Bank, senkrecht zur Schichtung (ab 98. Tag Schwinden)

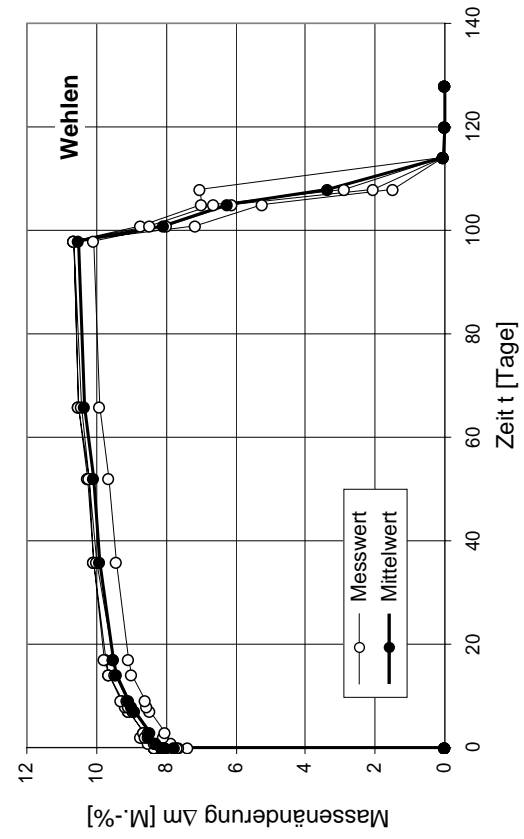


Abbildung A4b: Wasseraufnahme während d. Quellversuche (senkrecht zur Schichtung); Wehlen, Weiße Bank (ab 98. Tag Trocknung)

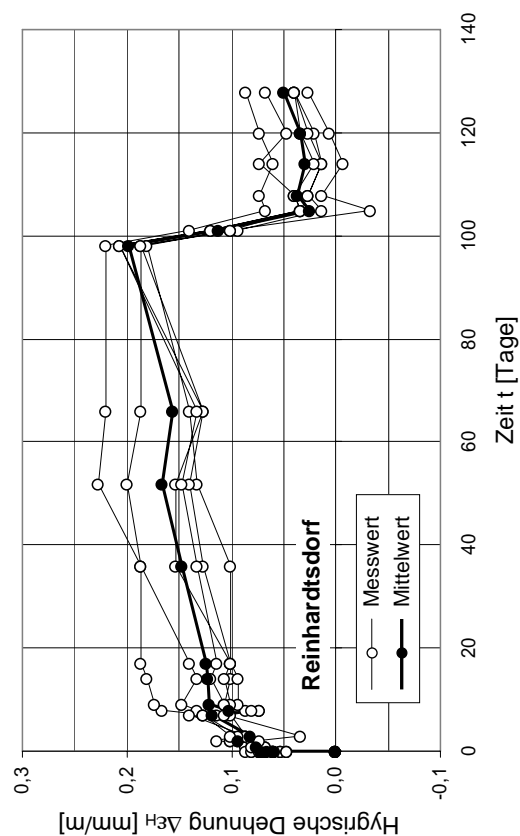


Abbildung A5c: Quellen und Schwinden; Reinhardttsdorf, parallel zur Schichtung (ab 98. Tag Schwinden)

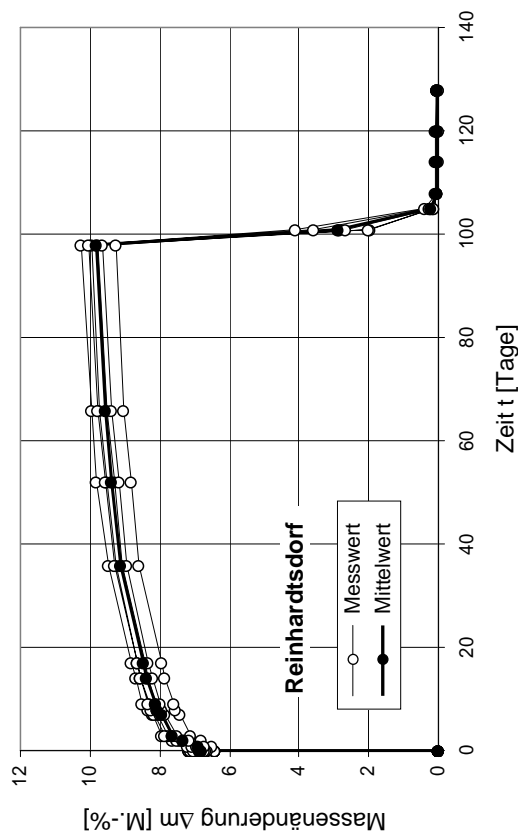


Abbildung A5d: Wasseraufnahme während d. Quellversuche (parallel zur Schichtung); Reinhardttsdorf, (ab 98. Tag Trocknung)

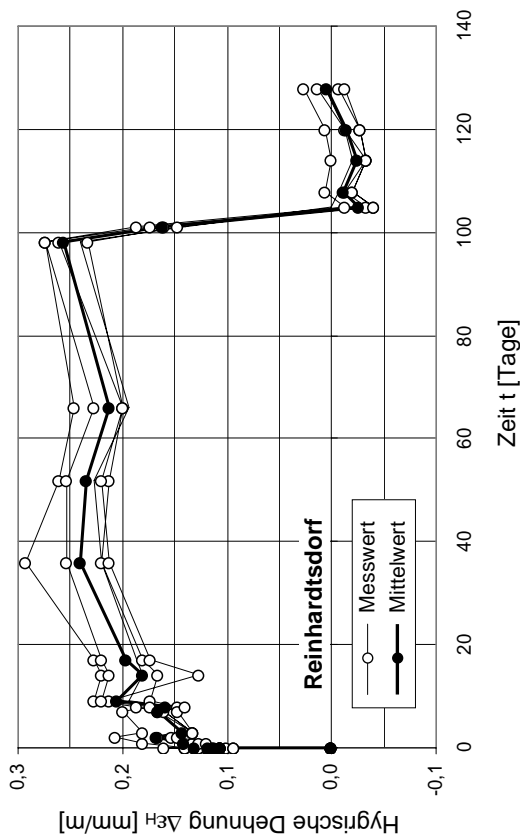


Abbildung A5a: Quellen und Schwinden; Reinhardttsdorf, senkrecht zur Schichtung (ab 98. Tag Schwinden)

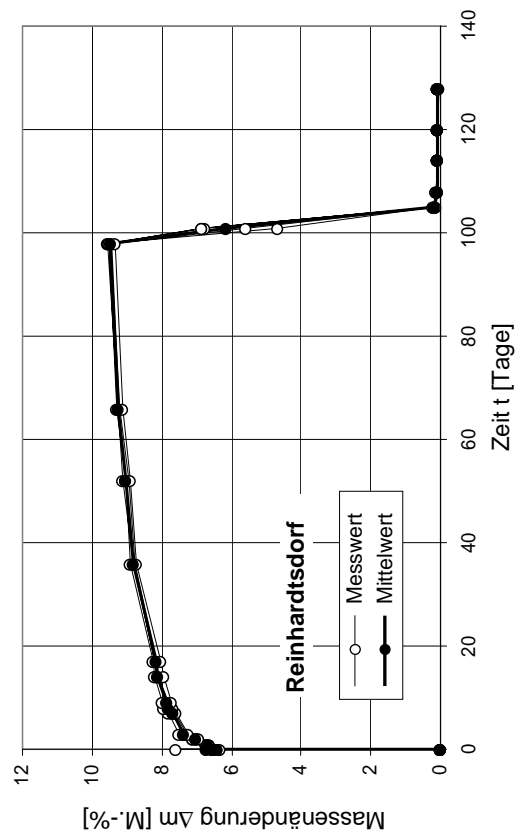


Abbildung A5b: Wasseraufnahme während d. Quellversuche (senkrecht zur Schichtung); Reinhardttsdorf, (ab 98. Tag Trocknung)

Tabelle A8: Einzel- und Mittelwerte der Quell- und Schwindversuche an den Sandsteinen

Sandstein	Orientierung der Probekörperlängsachse	Probe	Dehnung [mm/m]	
			Quellen (98 Tage)	Rückschwinden (98 +) 30 Tage
Mühlleite, Eisenhaltige Bank	senkrecht zur Schichtung	1	0,152	0,057
		2	0,114	0,051
		3	0,063	0,063
		4	0,127	0,063
		5	0,108	0,057
		Mittel	0,113	0,058
Mühlleite, Eisenhaltige Bank	parallel zur Schichtung	1	0,127	-
		2	0,127	0,082
		3	0,209	0,133
		4	0,133	0,063
		5	0,140	0,063
		Mittel	0,147	0,086
Wehlen, Weiße Bank	senkrecht zur Schichtung	1	0,178	0,108
		2	0,146	0,082
		3	0,146	0,082
		4	0,133	0,076
		Mittel	0,151	0,087
Wehlen, Weiße Bank	parallel zur Schichtung	1	0,133	-
		2	0,127	0,070
		3	0,140	0,076
		4	0,146	0,095
		5	0,159	0,070
		Mittel	0,141	0,078
Reinhardtsdorf	senkrecht zur Schichtung	1	0,273	-0,007
		2	0,260	0,013
		3	0,233	-0,013
		4	0,273	0,027
		5	0,240	0,007
		Mittel	0,256	0,005
Reinhardtsdorf	parallel zur Schichtung	1	0,187	0,040
		2	0,180	0,027
		3	0,187	0,040
		4	0,220	0,087
		5	0,207	0,040
		6	0,207	0,067
		Mittel	0,198	0,050

Tabelle A9: Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsuntersuchungen an den Sandsteinen

Versuch	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Bruchlast [N]	Biegezugfestigkeit [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]	Variationskoeffizient [%]
ME-S 1	301,3	49,5	50,6	2500	5,03	4,68	0,25	5,44
ME-S 2	301,2	49,5	50,7	2350	4,71			
ME-S 3	301,2	49,5	50,6	2300	4,63			
ME-S 4	301,2	49,5	50,7	2300	4,61			
ME-S 5	301,2	49,3	50,6	2150	4,34			
ME-S 6	301,4	49,4	50,6	2500	5,04			
ME-S 7	301,2	49,4	50,6	2450	4,94			
ME-S 8	301,3	49,5	50,6	2250	4,53			
ME-S 9	301,3	49,4	50,6	2150	4,33			
ME-S 10	301,4	49,2	50,6	2300	4,66			
ME-P 1	301,0	50,0	50,9	2400	4,72	4,61	1,19	25,73
ME-P 2	300,9	49,8	51,0	2700	5,32			
ME-P 3	301,0	49,9	50,5	2400	4,81			
ME-P 4	301,2	50,0	50,8	2300	4,55			
ME-P 5	300,9	50,0	50,8	2600	5,14			
ME-P 6	301,0	49,6	51,1	2600	5,12			
ME-P 7	301,0	49,9	50,8	2700	5,35			
ME-P 8	301,0	149,1	51,0	2050	1,35			
ME-P 9	300,9	50,0	50,8	2650	5,24			
ME-P 10	301,0	50,3	50,7	2300	4,54			
WW-S 1	301,0	49,4	50,8	1600	3,20	3,13	0,20	6,35
WW-S 2	301,3	49,5	50,9	1600	3,18			
WW-S 3	300,8	49,6	50,8	1600	3,19			
WW-S 4	300,7	50,5	50,8	1550	3,03			
WW-S 5	300,9	49,4	50,8	1450	2,90			
WW-S 6	301,2	49,5	50,8	1450	2,89			
WW-S 7	300,8	49,5	50,7	1600	3,21			
WW-S 8	301,3	49,6	50,7	1650	3,30			
WW-S 9	301,3	49,5	50,8	1450	2,89			
WW-S 10	301,2	49,4	50,8	1750	3,50			
WW-P 1	301,9	49,4	50,1	2800	5,76	5,65	0,44	7,72
WW-P 2	301,9	49,4	50,0	3100	6,40			
WW-P 3	301,6	49,4	50,0	2850	5,88			
WW-P 4	301,6	49,4	50,9	2600	5,18			
WW-P 5	302,0	49,3	51,0	3000	5,97			
WW-P 6	301,9	49,2	51,2	2950	5,83			
WW-P 7	301,9	49,5	51,2	3000	5,90			
WW-P 8	301,4	49,3	50,8	2500	5,01			
WW-P 9	301,6	49,7	50,7	2600	5,19			
WW-P 10	301,9	49,5	51,1	2750	5,43			
RE-S 1	301,7	49,2	51,4	1400	2,75	2,69	0,15	5,63
RE-S 2	301,1	49,6	51,4	1300	2,53			
RE-S 3	300,7	49,3	51,5	1400	2,73			
RE-S 4	300,7	49,3	51,5	1500	2,93			
RE-S 5	300,6	49,1	51,4	1350	2,65			
RE-S 6	300,7	49,5	51,5	1300	2,53			
RE-P 1	301	49,4	51,6	1550	3,01	2,90	0,13	4,35
RE-P 2	301,4	50,3	51,6	1400	2,67			
RE-P 3	302,9	49,2	51,8	1500	2,90			
RE-P 4	303,2	50,3	51,7	1550	2,94			
RE-P 5	301,8	49,5	51,6	1500	2,90			
RE-P 6	302,2	49,1	51,7	1550	3,01			

ME = Mühlleite, Eisenhaltige Bank;

WW = Wehlen, Weiße Bank;

RE = Reinhardtsdorf

S = senkrecht zur Schichtung;

P = parallel zur Schichtung

Tabelle A10: Ergebnisse der Druckfestigkeitsuntersuchungen an den Sandsteinen

Versuch	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	Bruchlast [N]	Druckfestigkeit [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]	Variationskoeffizient [%]
ME-S 1	50,0	49,5	50,1	146200	58,95	61,21	2,87	4,69
ME-S 2	50,0	49,5	50,2	162800	65,52			
ME-S 3	50,0	49,5	50,3	145000	58,24			
ME-S 4	50,0	49,9	50,1	154500	61,80			
ME-S 5	50,0	49,8	50,2	153900	61,56			
ME-P 1	50,0	50	50,9	147200	57,84	59,21	4,83	8,16
ME-P 2	50,0	49,8	51,0	136900	53,90			
ME-P 3	50,0	49,9	50,5	168200	66,75			
ME-P 4	50,0	49,8	50,0	142050	57,05			
ME-P 5	50,0	49,9	50,5	152550	60,54			
WW-S 1	50,0	49,4	50,8	170500	67,94	66,90	4,46	6,67
WW-S 2	50,0	49,5	50,9	179900	71,40			
WW-S 3	50,0	49,6	50,8	150200	59,61			
WW-S 4	50,0	49,8	50,9	175200	69,12			
WW-S 5	50,0	48,9	50,8	165050	66,44			
WW-P 1	50,0	49,4	50,1	148100	59,84	58,11	3,76	6,46
WW-P 2	50,0	49,4	50,0	151600	61,38			
WW-P 3	50,0	49,4	50,0	128800	52,15			
WW-P 4	50,0	49,5	50,1	149850	60,42			
WW-P 5	50,0	49,4	50,0	140200	56,76			
RE-S 1	50,0	49,8	50,0	142600	57,27	54,72	1,66	3,03
RE-S 2	50,0	49,7	50,1	133500	53,62			
RE-S 3	50,0	49,9	50,2	134100	53,53			
RE-S 4	50,0	49,6	50,1	138050	55,55			
RE-S 5	50,0	49,8	50,1	133800	53,63			
RE-P 1	50,0	49,7	50,2	91600	36,71	29,38	5,30	18,03
RE-P 2	50,0	49,9	50,1	70510	28,20			
RE-P 3	50,0	49,8	50,2	58590	23,44			
RE-P 4	50,0	49,5	50,3	81055	32,55			
RE-P 5	50,0	49,6	50,1	64550	25,98			

ME = Mühlleite, Eisenhaltige Bank;

WW = Wehlen, Weiße Bank;

RE = Reinhardtsdorf

S = senkrecht zur Schichtung;

P = parallel zur Schichtung

Tabelle A11: Ergebnisse der Zugfestigkeitsuntersuchungen an den Sandsteinen

Versuch	Höhe [mm]	Durchmesser [mm]	Bruchlast [kN]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]	Variationskoeffizient [%]
ME-S 1	149,7	50,3	4,516	2,27	2,19	0,23	10,70
ME-S 2	150,0	50,3	4,741	2,39			
ME-S 3	149,2	50,3	4,741	2,39			
ME-S 4	150,0	50,3	3,895	1,96			
ME-S 5	149,9	50,3	4,842	2,44			
ME-S 6	149,8	50,3	4,842	2,44			
ME-S 7	149,7	50,6	4,049	2,01			
ME-S 8	149,9	50,3	4,36	2,19			
ME-S 9	149,8	50,4	3,476	1,74			
ME-S 10	149,9	50,3	4,194	2,11			
ME-P 1	149,8	50,3	5,139	2,59	2,61	0,14	5,37
ME-P 2	150,0	50,3	5,497	2,77			
ME-P 3	149,9	50,6	4,731	2,35			
ME-P 4	150,0	50,3	5,016	2,52			
ME-P 5	149,9	50,6	5,499	2,73			
ME-P 6	149,8	50,3	5,257	2,65			
ME-P 7	150,0	50,3	5,175	2,60			
ME-P 8	150,0	50,5	5,631	2,81			
ME-P 9	149,6	50,4	5,242	2,63			
ME-P 10	149,9	50,4	4,92	2,47			
WW-S 1	151,0	50,3	3,943	1,98	1,98	0,06	2,97
WW-S 2	150,9	50,2	3,715	1,88			
WW-S 3	150,9	50,3	3,885	1,95			
WW-S 4	151,0	50,3	3,853	1,94			
WW-S 5	151,0	50,3	3,809	1,92			
WW-S 6	151,0	50,3	3,964	1,99			
WW-S 7	150,3	50,4	4,03	2,02			
WW-S 8	150,9	50,4	4,115	2,06			
WW-S 9	150,8	50,4	4,096	2,05			
WW-S 10	150,0	50,2	3,946	1,99			
WW-P 1	150,9	50,2	2,539	1,28	2,16	0,40	18,38
WW-P 2	150,1	50,2	4,856	2,45			
WW-P 3	150,9	50,3	4,534	2,28			
WW-P 4	150,9	50,2	4,622	2,33			
WW-P 5	150,8	50,3	4,647	2,34			
WW-P 6	150,9	50,4	4,826	2,42			
WW-P 7	151,2	50,2	3,1245	1,58			
WW-P 8	151,1	50,2	4,781	2,42			
WW-P 9	150,8	50,4	4,481	2,25			
WW-P 10	151,1	50,2	4,404	2,22			

ME = Mühlleite, Eisenhaltige Bank; WW = Wehlen, Weiße Bank; RE = Reinhardtsdorf

S = senkrecht zur Schichtung; P = parallel zur Schichtung

Tabelle A12: Ergebnisse der Bestimmung des E-Moduls an den Sandsteinen

Versuch	Länge [mm]	Breite [mm]	Höhe [mm]	E-Modul [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]	Standard- abweichung [N/mm ²]	Variations- koeffizient [%]
ME-S 1	160,1	39,9	40,0	12890	12314	424	3,44
ME-S 2	160,1	39,9	40,0	11750			
ME-S 3	160,1	39,9	40,0	12490			
ME-S 4	160,1	39,9	40,0	12320			
ME-S 5	160,1	39,9	40,0	12120			
ME-P 1	160,1	39,9	40,0	12000	11185	827	7,39
ME-P 2	160,1	39,9	40,0	11480			
ME-P 3	160,1	39,9	40,0	9975			
ME-P 4	160,1	39,9	40,0	11740			
ME-P 5	160,1	39,9	40,0	10728			
WW-S 1	160,1	39,9	40,0	11450	10493	665	6,34
WW-S 2	160,1	39,9	40,0	9651			
WW-S 3	160,1	39,9	40,0	10660			
WW-S 4	160,1	39,9	40,0	10551			
WW-S 5	160,1	39,9	40,0	10156			
WW-P 1	160,1	39,9	40,0	10400	11292	582	5,15
WW-P 2	160,1	39,9	40,0	11610			
WW-P 3	160,1	39,9	40,0	11760			
WW-P 4	160,1	39,9	40,0	11005			
WW-P 5	160,1	39,9	40,0	11685			
RE-S 1	160,1	39,9	40,0	6024	6346	215	3,38
RE-S 2	160,1	39,9	40,0	6441			
RE-S 3	160,1	39,9	40,0	6540			
RE-S 4	160,1	39,9	40,0	6233			
RE-S 5	160,1	39,9	40,0	6491			
RE-P 1	160,1	39,9	40,0	8399	9109	450	4,94
RE-P 2	160,1	39,9	40,0	9549			
RE-P 3	160,1	39,9	40,0	9232			
RE-P 4	160,1	39,9	40,0	8974			
RE-P 5	160,1	39,9	40,0	9391			

ME = Mühlleite, Eisenhaltige Bank; WW = Wehlen, Weiße Bank; RE = Reinhardtsdorf

S = senkrecht zur Schichtung; P = parallel zur Schichtung

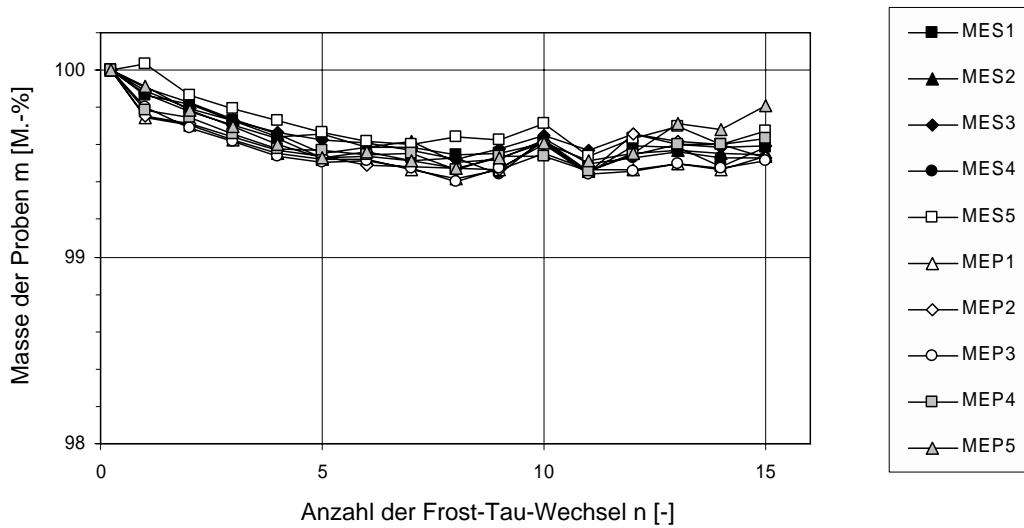


Abbildung A6a: Massenverluste während des Frost-Tau-Wechselversuchs; Mühlleite, Eisenhaltige Bank

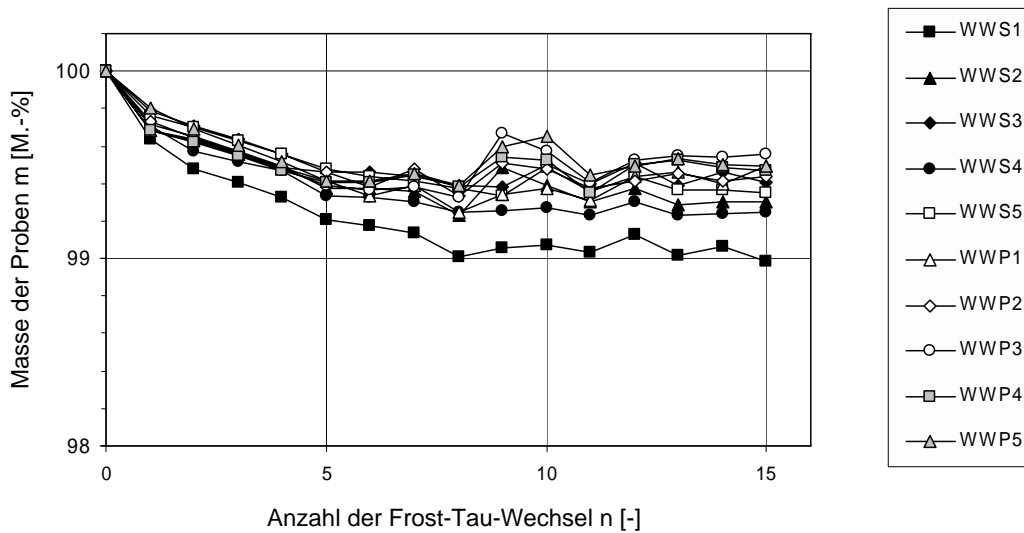


Abbildung A6b: Massenverluste während des Frost-Tau-Wechselversuchs; Wehlen, Weiße Bank

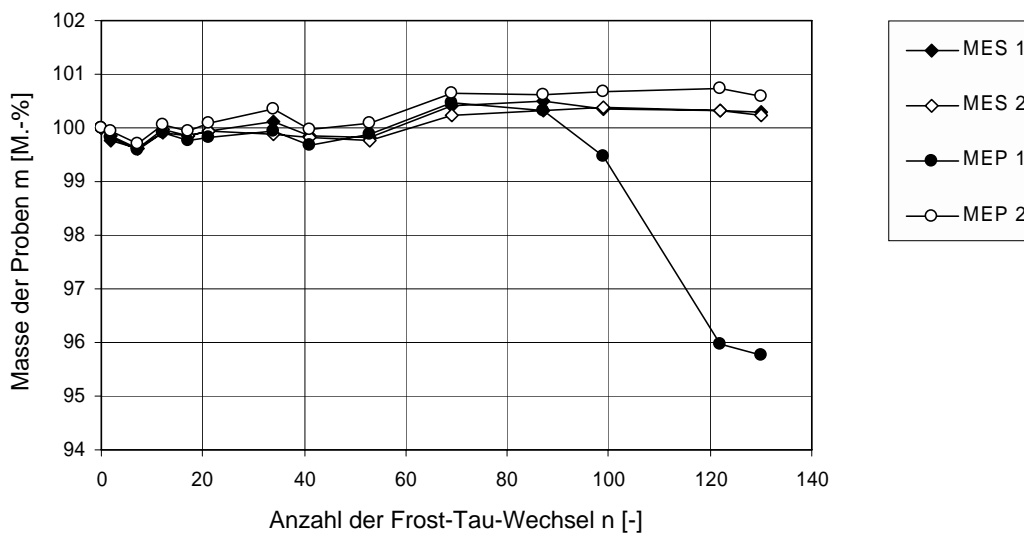


Abbildung A6c: Massenverluste während des Frost-Tau-Wechselversuchs; Mühlleite, Eisenhaltige Bank (Langzeitversuche)

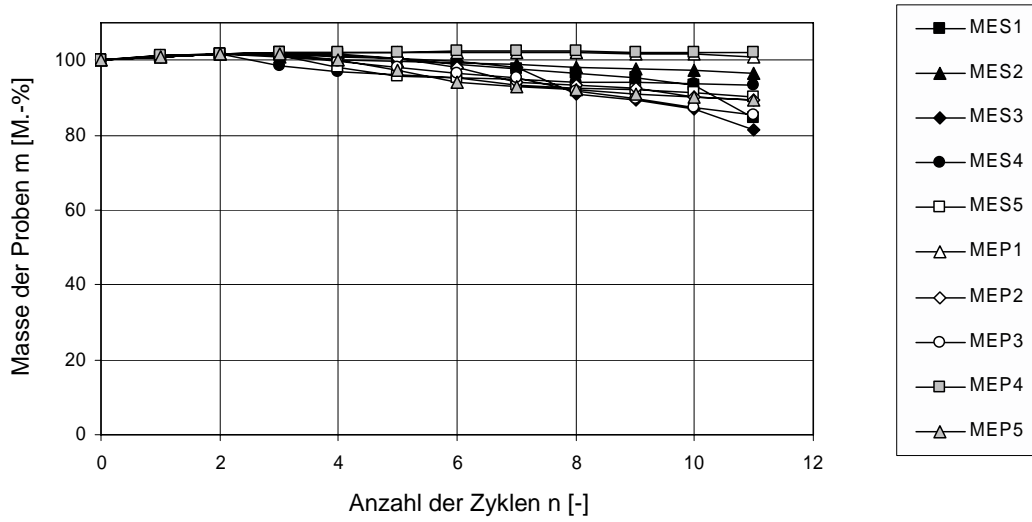


Abbildung A7a: Massenverluste während des Kristallisationsversuchs; Mühleite, Eisenhaltige Bank

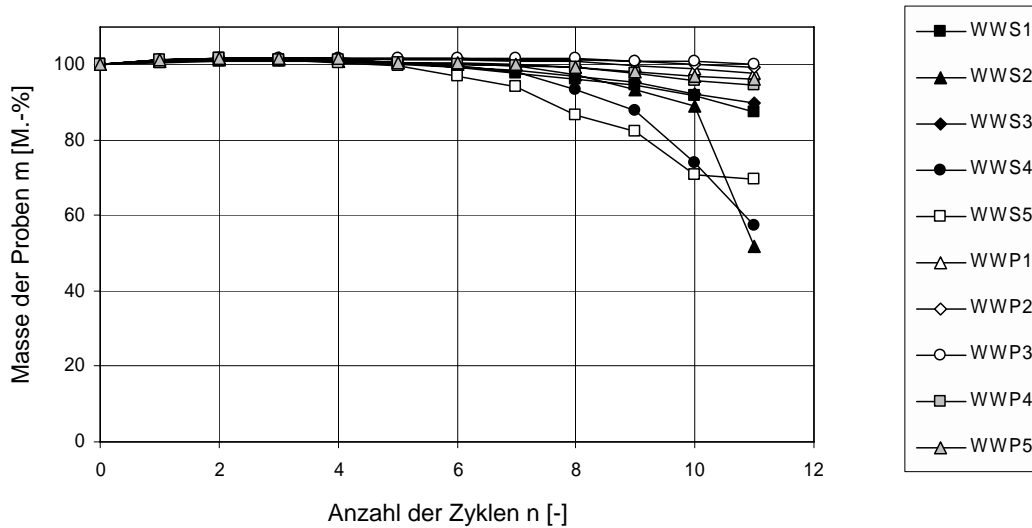


Abbildung A7b: Massenverluste während des Kristallisationsversuchs; Wehlen, Weiße Bank

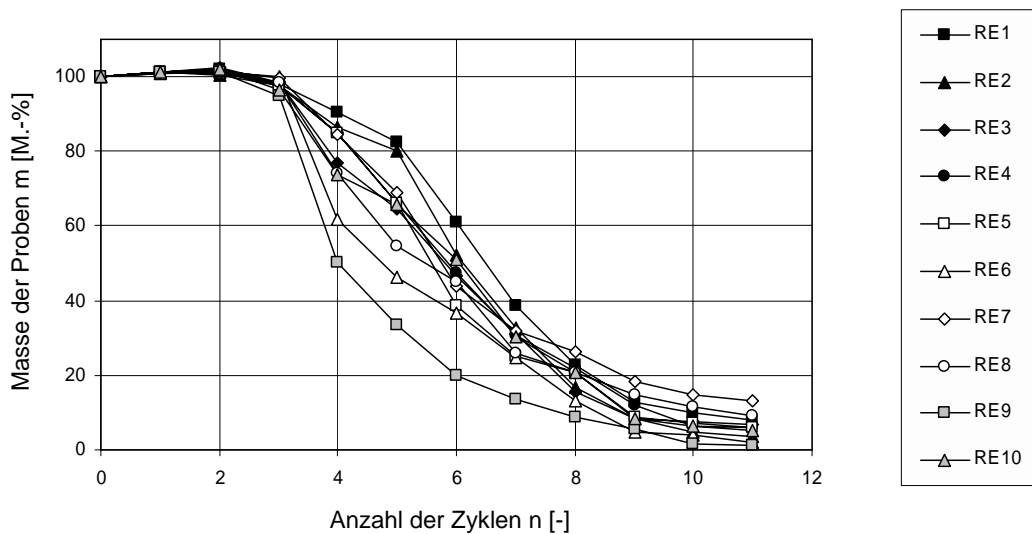


Abbildung A7c: Massenverluste während des Kristallisationsversuchs; Reinhardtsdorfer Sandstein

Tabelle A13: Einzel- und Mittelwerte der Untersuchungen zur Verwitterungsbeständigkeit der Sandsteine

Sandstein	Orientierung der Probekörperlängsachse	Probe	Massenverluste [M.-%]		
			Frost-Tau-Wechselversuch (15. Zyklus)	Kristallisationsversuch (11. Zyklus)	
Mühlleite, Eisenhaltige Bank	senkrecht zur Schichtung	1	0,41	15,39	
		2	0,45	3,43	
		3	0,40	18,47	
		4	0,47	6,53	
		5	0,33	9,90	
		Mittel	0,41	10,74	
	parallel zur Schichtung	1	0,46	-1,06	
		2	0,47	10,54	
		3	0,48	14,77	
		4	0,37	-2,04	
		5	0,19	10,72	
		Mittel	0,39	6,59	
	Mittel (gesamt)			0,40	8,67
	Wehlen, Weiße Bank	senkrecht zur Schichtung	1	1,01	12,50
2			0,70	48,27	
3			0,60	10,27	
4			0,75	42,54	
5			0,65	30,44	
Mittel			0,74	28,80	
parallel zur Schichtung		1	0,51	2,07	
		2	0,56	0,56	
		3	0,44	-0,03	
		4	0,53	5,28	
		5	0,51	3,85	
		Mittel	0,51	2,35	
Mittel (gesamt)			0,63	15,57	
Reinhardtsdorf		senkrecht zur Schichtung	1	0,68	91,85
	2		0,33	96,42	
	3		0,80	93,34	
	4		0,38	94,21	
	5		0,83	93,89	
	Mittel		0,60	93,94	
	parallel zur Schichtung	1	0,58	97,86	
		2	0,60	86,73	
		3	0,85	90,82	
		4	1,00	98,61	
		5	1,21	94,79	
		Mittel	0,85	93,76	
	Mittel (gesamt)			0,73	93,85

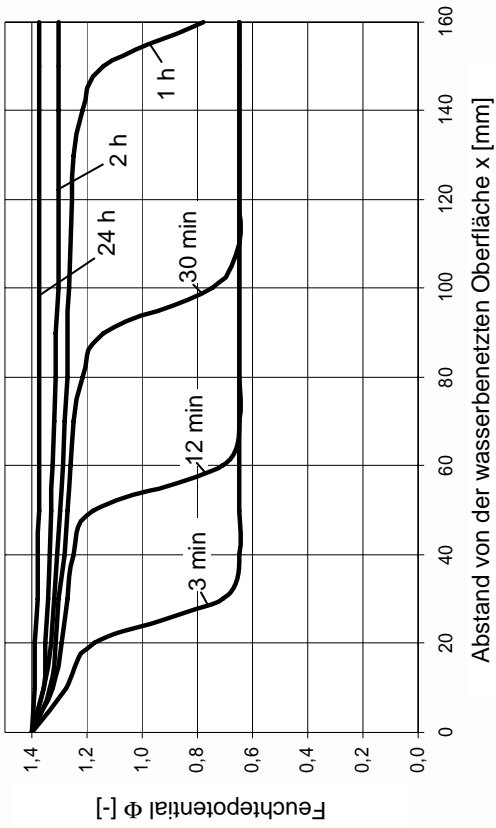


Abbildung A8a: Berechnete Feuchtepotentialverteilung während der kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtung; Varietät ME

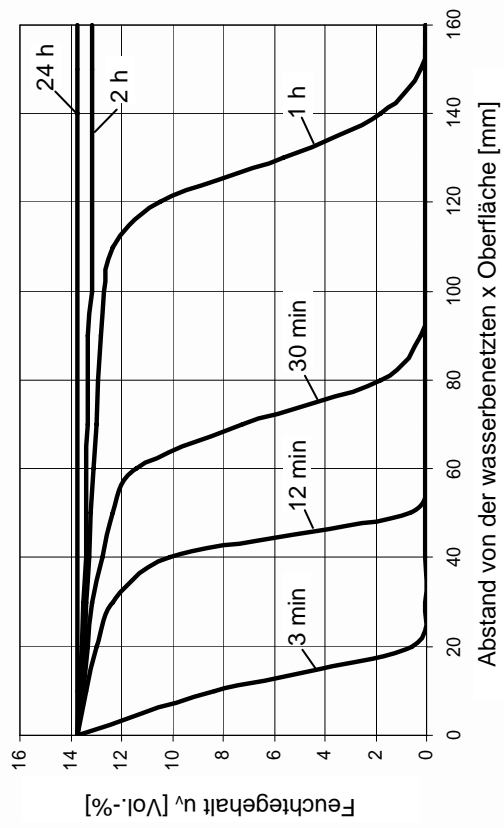


Abbildung A8b: Berechnete Feuchtegehaltsverteilung während der kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtung; Varietät ME

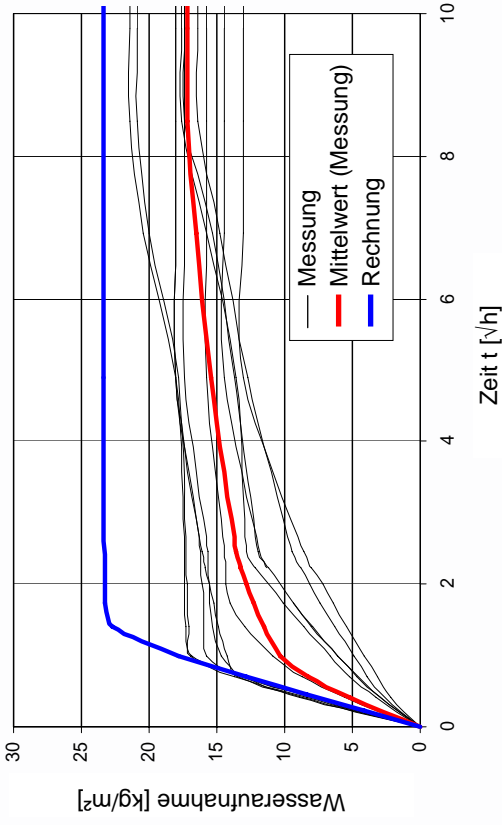


Abbildung A8c: Gemessene und berechnete kapillare Wasseraufnahme parallel zur Schichtung; Varietät ME

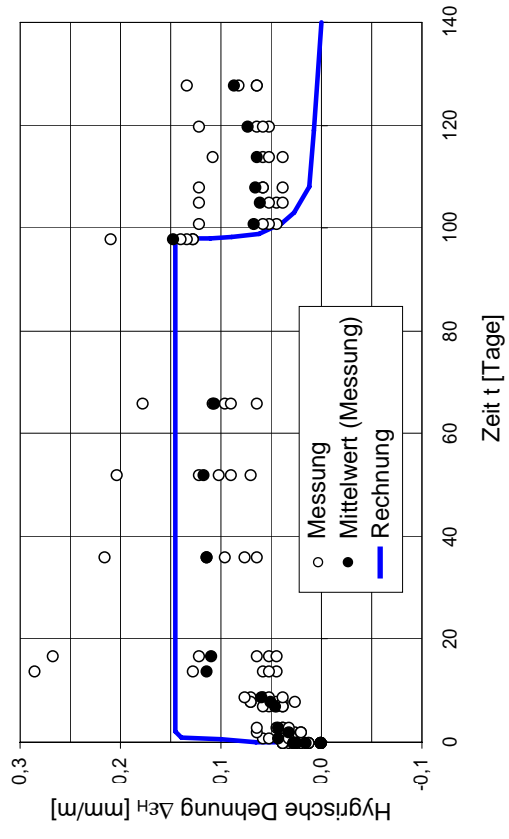


Abbildung A8d: Gemessene und berechnete hygrische Dehnungen parallel zur Schichtung; Varietät ME (Quellen u. Schwinden)

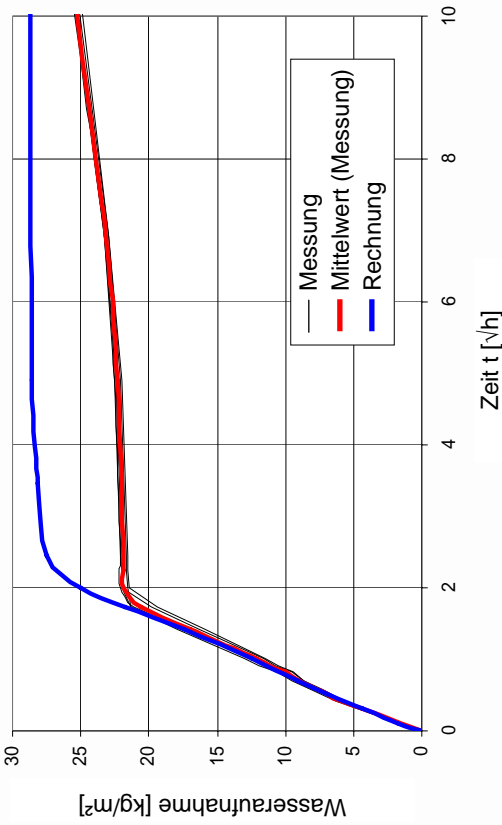


Abbildung A9c: Gemessene und berechnete kapillare Wasseraufnahme parallel zur Schichtung; Varietät RE

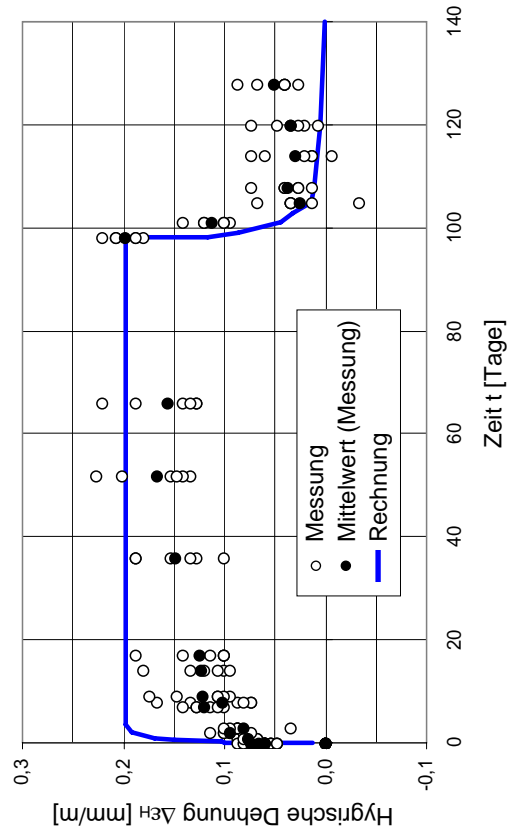


Abbildung A9d: Gemessene und berechnete hygrische Dehnungen parallel zur Schichtung; Varietät RE (Quellen u. Schwinden)

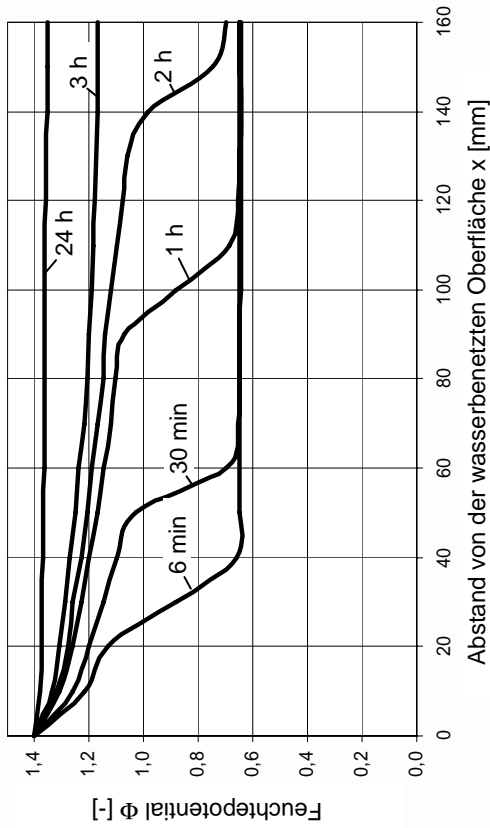


Abbildung A9a: Berechnete Feuchtepotentialverteilungen während der kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtung; Varietät RE

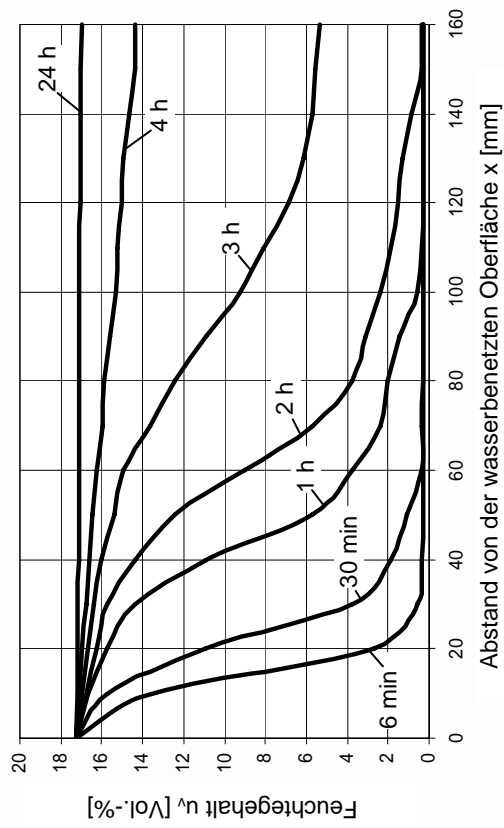


Abbildung A9b: Berechnete Feuchtegehaltsverteilungen während der kapillaren Wasseraufnahme parallel zur Schichtung; Varietät RE

Tabelle A14: Untersuchte Kombinationen aus Beanspruchungen, Fugendicke und Mörtel Eigenschaften

Ohne Berücksichtigung von Krieeffekten										
Art der Beanspruchung	E-Modul [N/mm ²]			Fugendicke [mm]		Schwindmaß [mm/m]			Ergebnisse	
	3000	4000	5000	6	12	-0,5	-1,1	-1,6		
						M 1	M 2	M 3		
Austrocknung von Feuchtpotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,4$	X			X			X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,5 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X		X			X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 2,0 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
			X	X			X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 2,2 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X		X		X			$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X		X				X	$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 2,7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 2,5 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X			X		X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
	X			X		X			$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,6 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
Austrocknung von Feuchtpotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,75$	X			X			X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,3 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X		X			X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,6 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
			X	X			X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X		X		X			$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
		X		X				X	$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 2,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 2,4 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X			X		X		$\sigma_{y, \max, \text{Haft}} = 2,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \max, \text{Mörtel}} = 1,7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,4 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten

Tabelle A15: Untersuchte Kombinationen aus Beanspruchungen, Fugendicke und Mörtel Eigenschaften

Mit Berücksichtigung von Krieeffekten										
Art der Beanspruchung	E-Modul ($E_{\text{eff.}}$) [N/mm ²]			Fugendicke [mm]		Schwindmaß [mm/m]			Ergebnisse	
	1100	1500	1800	6	12	-0,5	-1,1	-1,6		
						M 1	M 2	M 3		
Austrocknung von Feuchtepotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,4$	X			X			X		$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,4 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
		X		X			X		$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
			X	X			X		$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
		X		X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,4 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
		X		X				X	$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,1 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
	X			X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,7 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,4 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
	X			X				X	$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,5 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
			X	X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,5 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
			X	X					X	$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 1,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$
Austrocknung von Feuchtepotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,75$	X			X			X		$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,9 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
		X		X			X		$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
			X	X			X		$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
		X		X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,4 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
		X		X				X	$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 1,0 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
	X			X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,3 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung zu erwarten
	X			X				X	$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 1,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,6 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
			X	X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,8 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,4 \text{ N/mm}^2$	Abreißen des Mörtels von den Steinflanken
			X	X					X	$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} \geq 0,8 \text{ N/mm}^2$

Tabelle A16: Untersuchte Kombinationen aus Beanspruchungen, Fugendicke und Mörtleigenschaften

Mit Berücksichtigung von Krieeffekten										
Art der Beanspruchung	E-Modul (E_{eff}) [N/mm ²]			Fugendicke [mm]		Schwindmaß [mm/m]			Ergebnisse	
	500	-	-	6	12	-0,5	-1,1	-1,6		
						M 1	M 2	M 3		
Austrocknung von Feuchtpotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,75$	X			X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,3 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist möglich

Tabelle A17: Untersuchte Kombinationen aus Beanspruchungen, Fugendicke und Mörtleigenschaften

Mit Berücksichtigung von Krieeffekten										
Art der Beanspruchung	E-Modul (E_{eff}) [N/mm ²]			Fugendicke [mm]		Schwindmaß [mm/m]			Ergebnisse	
	1100	1500	1800	6	12	-0,25	-	-		
						M 0	-	-		
Austrocknung von Feuchtpotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,4$	X			X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,3 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist möglich
		X		X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,3 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist möglich
			X	X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,5 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,3 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist möglich
Austrocknung von Feuchtpotential $\phi = 1,0$ auf $\phi = 0,75$	X			X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,3 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,1 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist unwahrscheinlich
		X		X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,2 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist unwahrscheinlich
			X	X		X			$\sigma_{y, \text{max, Haft}} = 0,4 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{y, \text{max, Mörtel}} = 0,1 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{z, \text{Mörtel}} < 0,2 \text{ N/mm}^2$	Rissbildung ist unwahrscheinlich

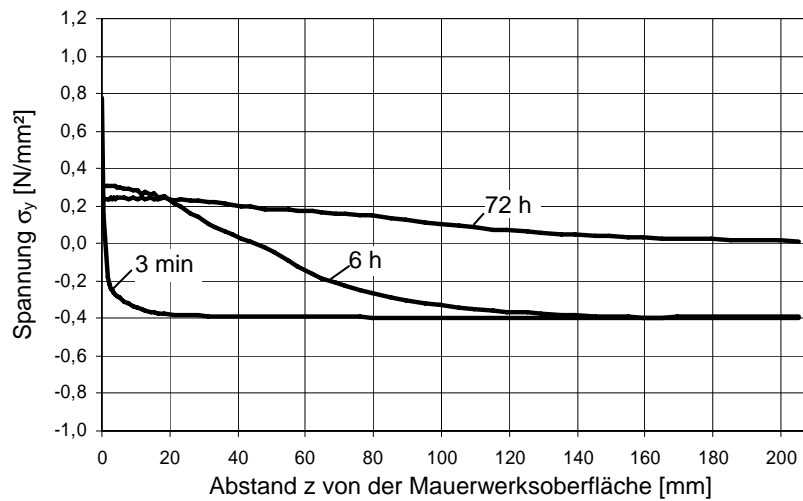


Abbildung A10a: Spannungsverteilung σ_y in der Mörtelfuge; $E = 4000$ N/mm^2 ; ohne Berücksichtigung von Kriecheffekten; Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,5$ N/mm^2

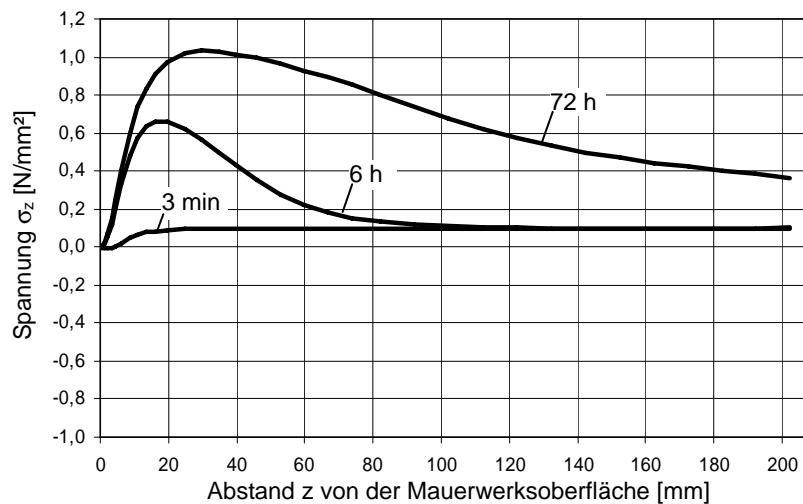


Abbildung A10b: Spannungsverteilung σ_z in der Mörtelfuge; $E = 4000$ N/mm^2 ; ohne Berücksichtigung von Kriecheffekten; Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,5$ N/mm^2

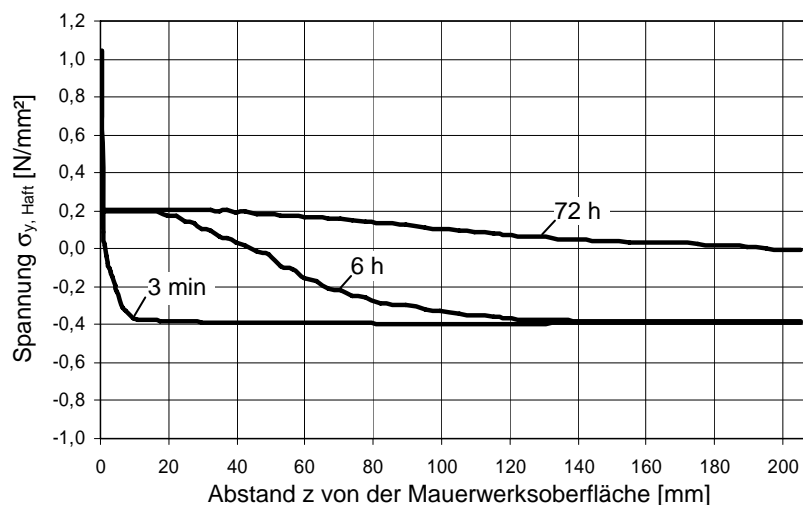


Abbildung A10c: Haftspannungsverteilung $\sigma_{y,\text{Haft}}$ in der Kontaktzone; $E = 4000$ N/mm^2 ; ohne Berücksichtigung von Kriecheffekten; Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,5$ N/mm^2

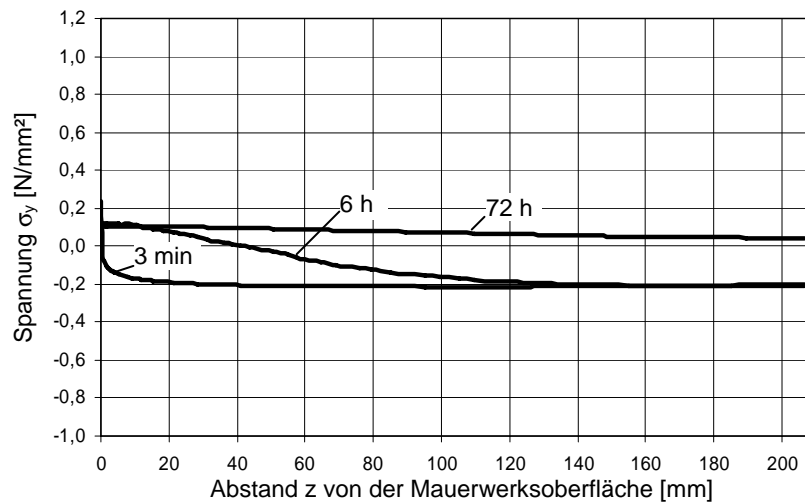


Abbildung A11a: Spannungsverteilung σ_y in der Mörtelfuge;
 $E_{\text{eff}} = 500 \text{ N/mm}^2$; Kriecheffekte berücksichtigt;
 Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,25 \text{ N/mm}^2$

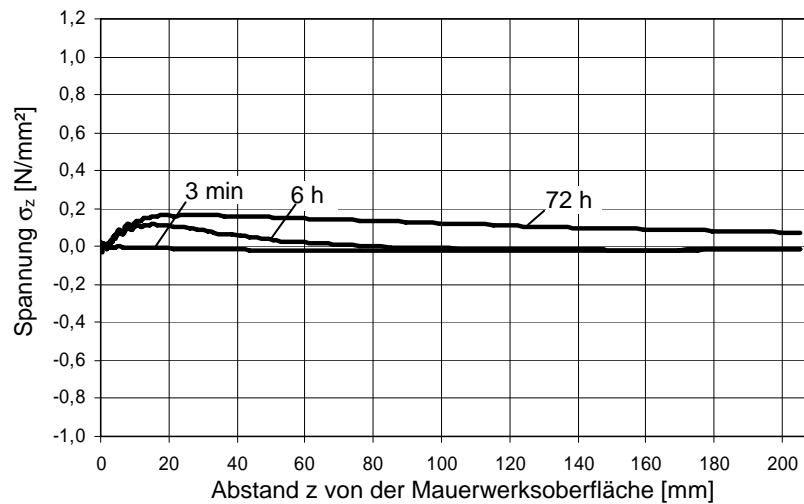


Abbildung A11b: Spannungsverteilung σ_z in der Mörtelfuge;
 $E_{\text{eff}} = 500 \text{ N/mm}^2$, Kriecheffekte berücksichtigt;
 Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,25 \text{ N/mm}^2$

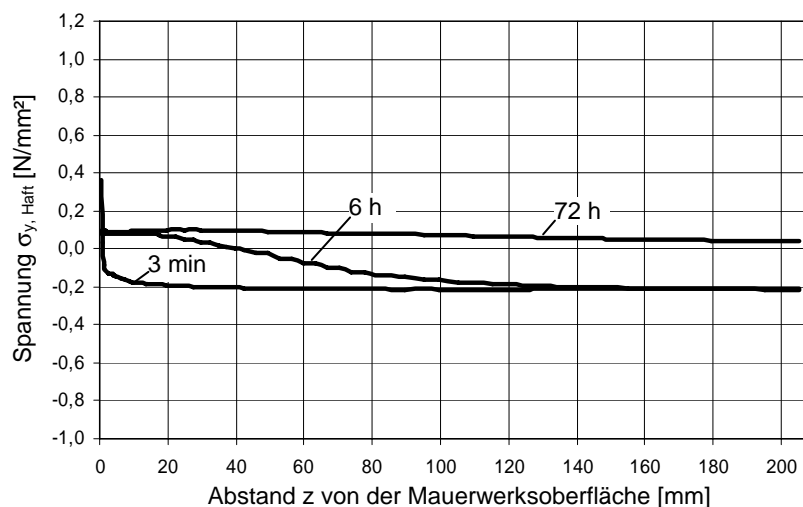


Abbildung A11c: Haftspannungsverteilung $\sigma_{y, \text{Haft}}$ in der Kontaktzone;
 $E_{\text{eff}} = 500 \text{ N/mm}^2$; Kriecheffekte berücksichtigt;
 Endschwindmaß von $\Delta\varepsilon_H = -0,25 \text{ N/mm}^2$

Tabelle A18: Eigenschaften der Vergussmörtel, Mischserie1 (Mittelwerte)

Kennwerte		Vergussmörtelrezeptur						Sollwert	
		Los 3	I	II	III	IV	V		VI
Frishmörtelkennwerte									
Ausbreitmaß	[cm]	30,5	30,5	30,0	30,7	31,5	33,0	30,7	30,5
Frishmörtelrohddichte	[kg/dm ³]	1,91	1,90	1,97	1,94	2,02	1,98	1,99	-
Luftgehalt	[Vol.-%]	2,5	1,3	2,1	1,3	1,2	1,4	1,2	-
Mechanische Kennwerte (Probenalter 28 Tage)									
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	3,26	2,12	3,70	1,90	4,40	3,44	4,64	> 2,5
E-Modul	[N/mm ²]	4100	3000	4400	3500	5500	3600	6000	< 4000
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	0,29	0,29	0,39	0,31	0,36	0,36	0,47	> 0,5
Haftzugfestigkeit	[N/mm ²]	0,41	0,23	0,43	0,20	0,22	0,31	0,36	> 0,5
Hygrisches Formänderungsverhalten									
Schwinden nach 45 Tagen	[mm/m]	-1,40	-1,25	-1,28	-1,25	-1,78	-1,06	-2,14	< -0,2
Verwitterungsbeständigkeit (105 Beanspruchungszyklen)									
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	42,4	100,0	100,0	100,0	12,2	19,9	74,6	-

Tabelle A19: Eigenschaften der Vergussmörtel, Vergleich der Mischserien 1 und 2 (Mittelwerte)

Kennwerte		Vergussmörtelrezeptur				Sollwert
		Los 3	V (Serie 1)	III (Serie 2)	IV (Serie 2)	
Frishmörtelkennwerte						
Ausbreitmaß	[cm]	30,5	33,0	29,5	29,5	30,5
Frishmörtelrohddichte	[kg/dm ³]	1,91	1,98	1,91	1,97	-
Luftgehalt	[Vol.-%]	2,5	1,4	4,7	1,6	-
Mechanische Kennwerte (Probenalter 28 Tage)						
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	3,26	3,44	2,61	3,63	> 2,5
E-Modul	[N/mm ²]	4100	3600	3100	4100	< 4000
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	0,29	0,36	0,47	0,28	> 0,5
Haftzugfestigkeit	[N/mm ²]	0,41	0,31	0,64	0,47	> 0,5
Hygrisches Formänderungsverhalten						
Schwinden nach 45 Tagen	[mm/m]	-1,40	-1,06	-1,08	-1,24	< -0,2
Verwitterungsbeständigkeit (52 Beanspruchungszyklen)						
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	12,5	0,0	0,0	100,0	-

Tabelle A20: Physikalische Eigenschaften der Vergussmörtel, Mischserien 2 (Mittelwerte)

Vergussmörtelrezeptur		III (Serie 2)	IV (Serie 2)
Rohddichte (Prüfdruck 150 bar)	[kg/dm ³]	1,60	1,68
Reindichte (Prüfdruck 150 bar)	[kg/dm ³]	2,66	2,65
Gesamtporosität (Prüfdruck 150 bar)	[Vol.-%]	39,8	36,6
Sättigungswert	[-]	0,76	0,89
Wasseraufnahme (Prüfdruck 150 bar)	[M.-%]	24,9	21,8
Wasseraufnahmekoeffizient	[kg/(m ² √h)]	7,93	7,39

Tabelle A21: Eigenschaften der Verfugmörtel, Mischserie1 (Mittelwerte)

Kennwerte		Verfugmörtelrezeptur					Sollwert
		Los 3	I	II	III	IV	
Frishmörtelkennwerte							
Ausbreitmaß	[cm]	11,5	15,4	15,6	16,7	16,0	16,0
Frishmörtelrohddichte	[kg/dm ³]	1,82	1,69	1,49	1,52	1,47	-
Luftgehalt	[Vol.-%]	9,4	14,3	30,0	21,3	24,5	-
Mechanische Kennwerte (Probenalter 28 Tage)							
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	1,52	0,99	2,17	1,76	2,15	> 2,5
E-Modul	[N/mm ²]	3100	2200	3300	3200	3600	< 4000
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	0,19	0,17	0,27	0,37	0,49	> 0,5
Hygrisches Formänderungsverhalten							
Schwinden nach 45 Tagen	[mm/m]	-1,19	-1,38	-0,91	-1,04	-0,89	< -0,2
Verwitterungsbeständigkeit (75 Beanspruchungszyklen)							
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	10,9	3,8	4,0	3,9	0,9	-

Tabelle A22: Eigenschaften der Verfugmörtel, Vergleich der Mischserien 1 und 2 (Mittelwerte)

Kennwerte		Verfugmörtelrezeptur				Sollwert
		Los 3	IV (Serie 1)	III (Serie 2)	VI (Serie 2)	
Frishmörtelkennwerte						
Ausbreitmaß	[cm]	11,5	16,0	14,0	14,5	15,0
Frishmörtelrohddichte	[kg/dm ³]	1,82	1,47	1,70	1,73	-
Luftgehalt	[Vol.-%]	9,4	24,5	11,9	13,2	-
Mechanische Kennwerte (Probenalter 28 Tage)						
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	1,52	2,15	2,66	2,16	> 2,5
E-Modul	[N/mm ²]	3100	3600	4700	3500	< 4000
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	0,19	0,49	0,37	0,23	> 0,5
Haftzugfestigkeit	[N/mm ²]	-	-	0,15	0,08	> 0,5
Hygrisches Formänderungsverhalten						
Schwinden nach 26 Tagen	[mm/m]	-1,15	-0,75	-1,11	-1,39	< -0,2
Verwitterungsbeständigkeit (52 Beanspruchungszyklen)						
Massenverluste im Frost-Tau-Wechselversuch	[M.-%]	7,6	0,7	0,0	0,2	-

Tabelle A23: Physikalische Eigenschaften der Verfugmörtel, Mischserien 2 (Mittelwerte)

Verfugmörtelrezeptur		III (Serie 2)	VI (Serie 2)
Rohddichte (Prüfdruck 150 bar)	[kg/dm ³]	1,57	1,58
Reindichte (Prüfdruck 150 bar)	[kg/dm ³]	2,64	2,57
Gesamtporosität (Prüfdruck 150 bar)	[Vol.-%]	40,8	38,6
Sättigungswert	[-]	0,53	0,74
Wasseraufnahme (Prüfdruck 150 bar)	[M.-%]	26,1	24,5
Wasseraufnahmekoeffizient	[kg/(m ² √h)]	2,60	9,72

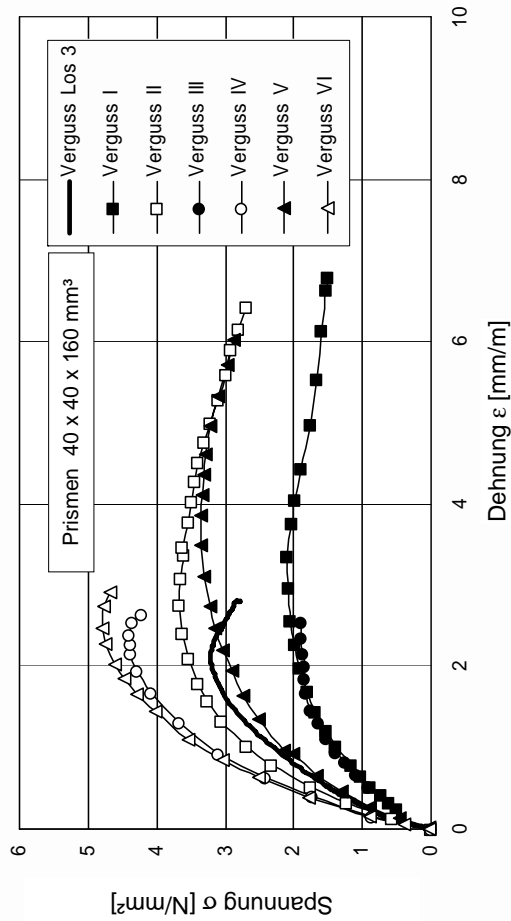


Abbildung A12a: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Vergussmörtel im Druckversuch; Mischserie 1 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Probenalter 28 Tage)

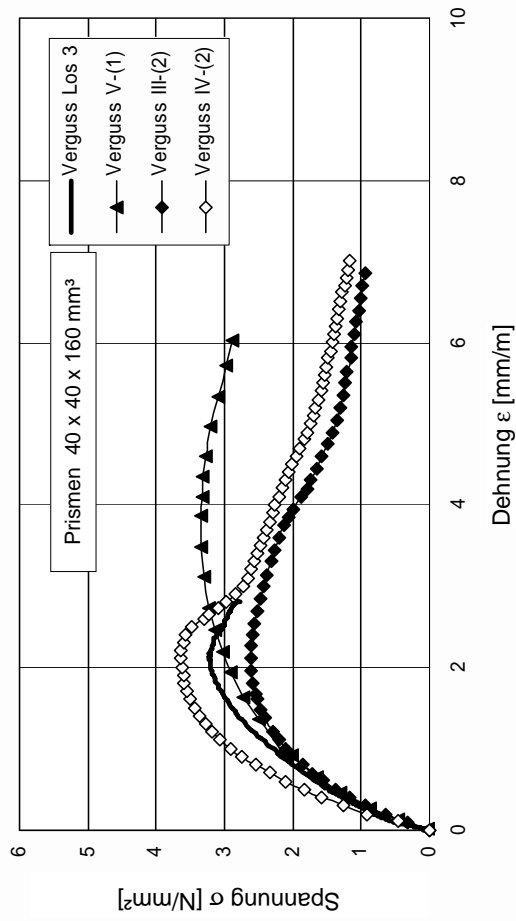


Abbildung A12b: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Vergussmörtel im Druckversuch; Mischserien 1 u. 2 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Probenalter 28 Tage)

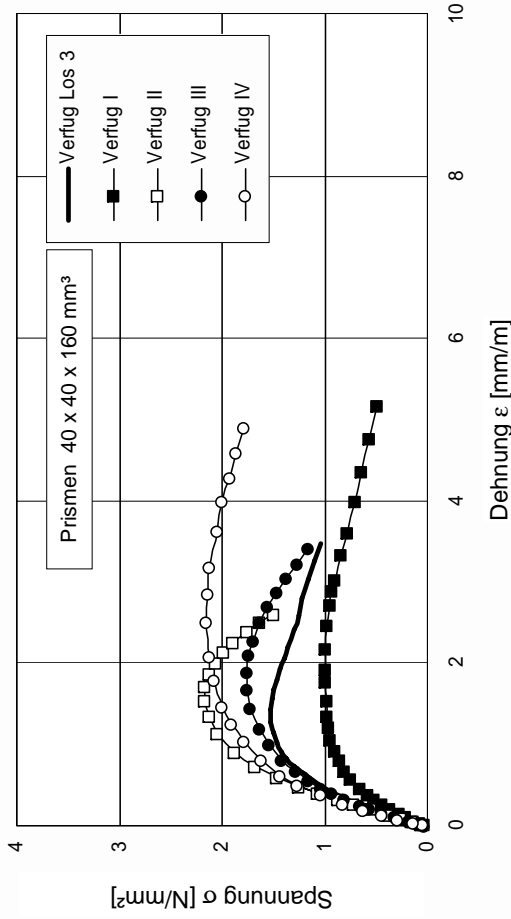


Abbildung A12c: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Vergussmörtel im Druckversuch; Mischserie 1 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Probenalter 28 Tage)

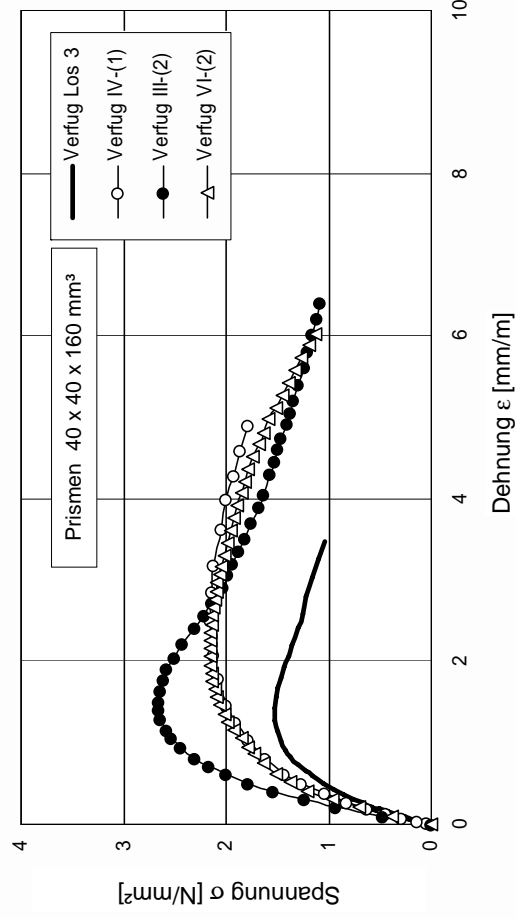


Abbildung A12d: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Vergussmörtel im Druckversuch; Mischserien 1 u. 2 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Probenalter 28 Tage)

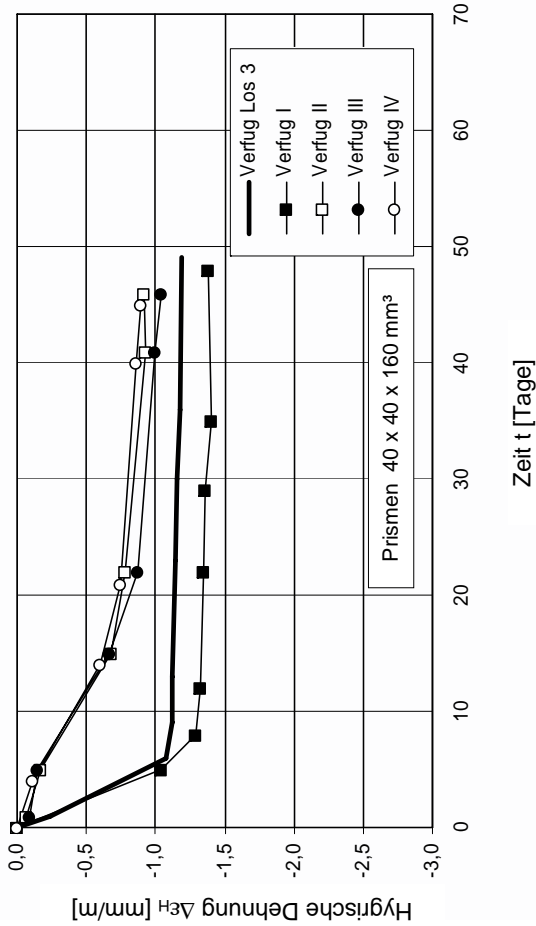


Abbildung A13c: Schwindverformungen d. Verfugmörtel, Mischserie 1 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn i. Probenalter v. 2 Tagen)

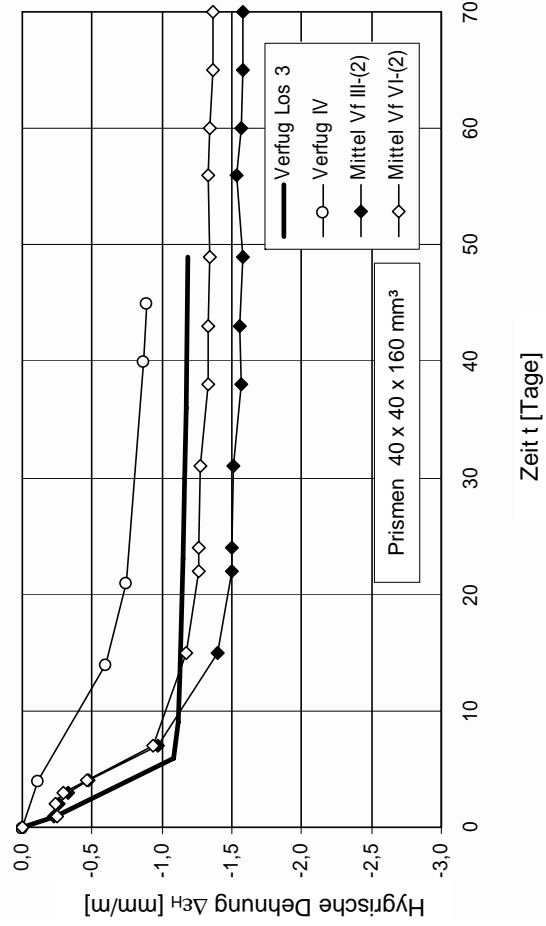


Abbildung A13d: Schwindverformungen d. Verfugmörtel, Mischserien 1 u. 2 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn i. Probenalter v. 2 Tagen)

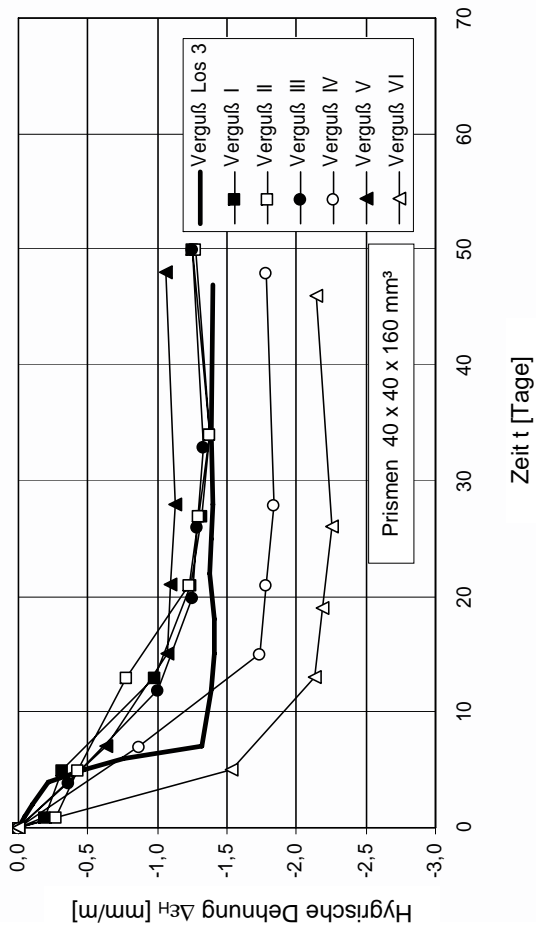


Abbildung A13a: Schwindverformungen d. Vergussmörtel, Mischserie 1 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn i. Probenalter v. 2 Tagen)

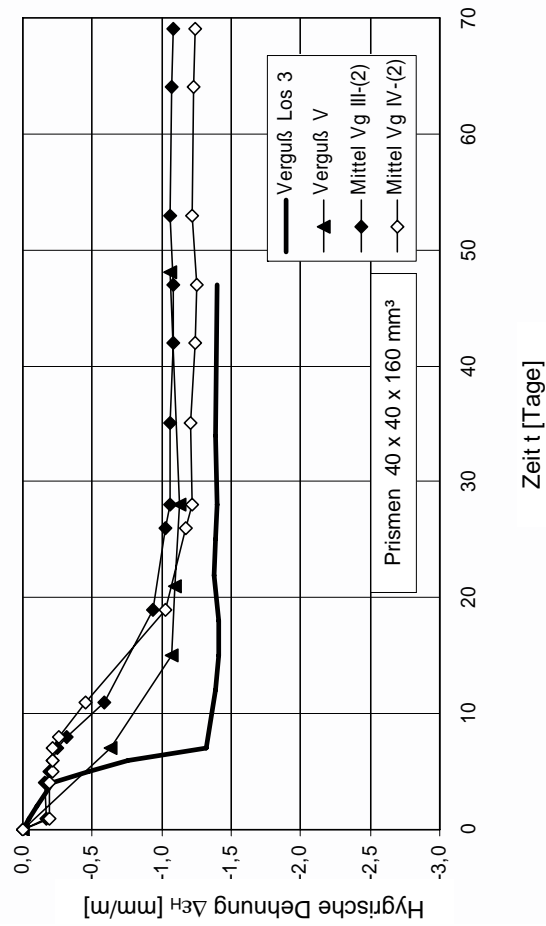


Abbildung A13b: Schwindverformungen d. Vergussmörtel, Mischserien 1 u. 2 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn i. Probenalter v. 2 Tagen)

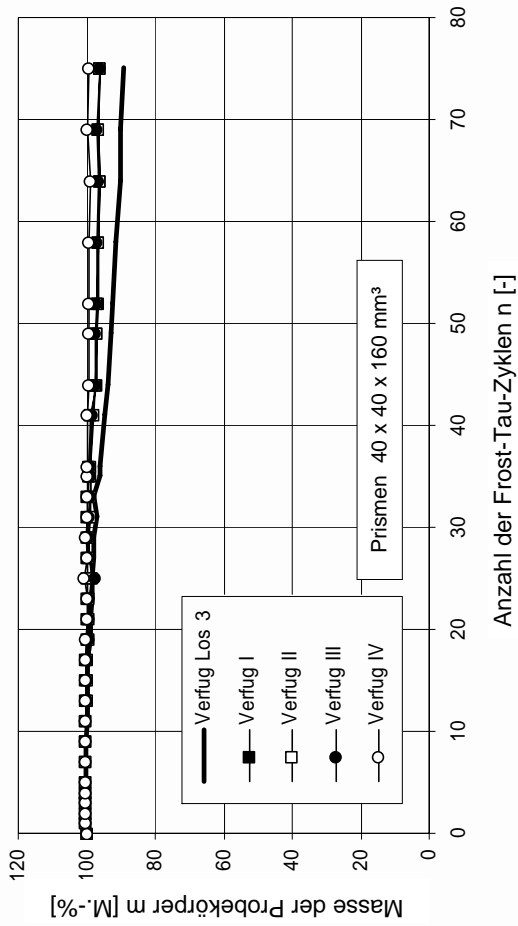


Abbildung A14c: Massenverluste d. Verfugmörtel im Frost-Tau-Wechselversuch, Mischserie 1 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn im Probenalter von 28 Tagen)

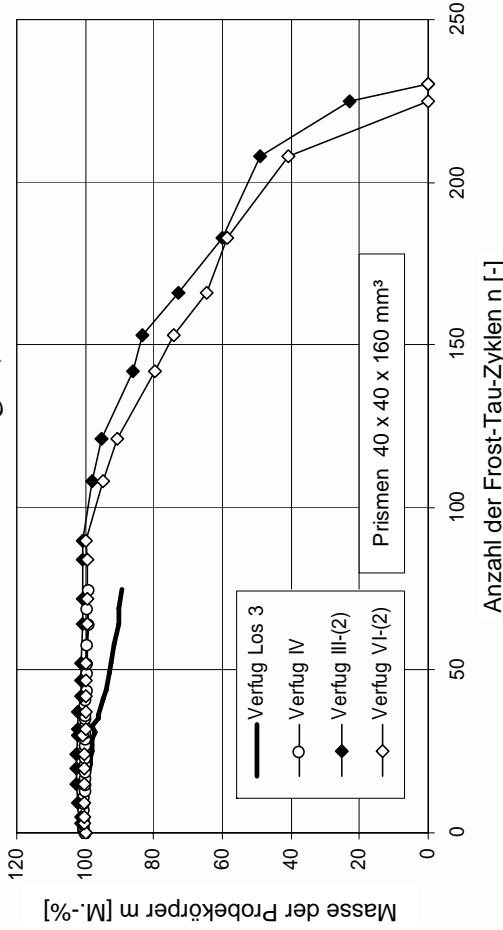


Abbildung A14d: Massenverluste der Verfugmörtel im Frost-Tau-Wechselversuch, Mischserien 1 und 2 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn im Probenalter von 28 Tagen)

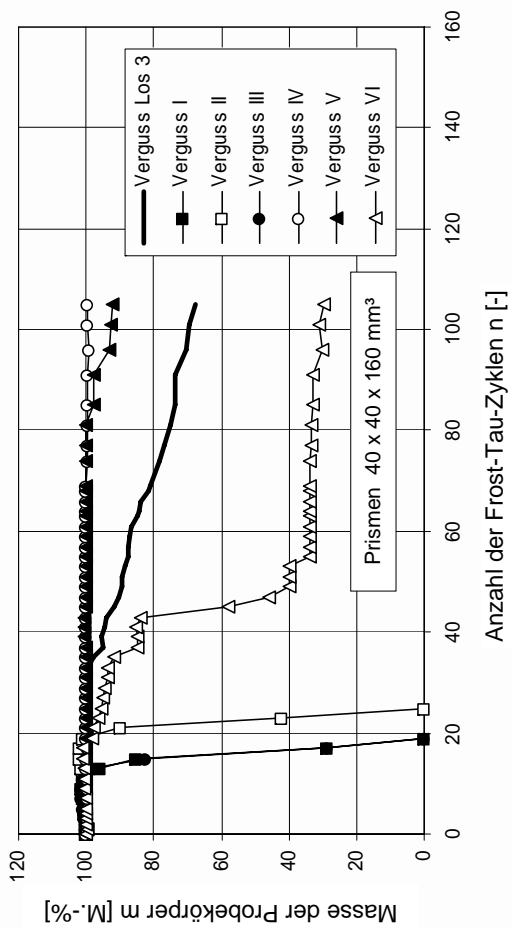


Abbildung A14a: Massenverluste d. Vergussmörtel im Frost-Tau-Wechselversuch, Mischserie 1 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn im Probenalter von 28 Tagen)

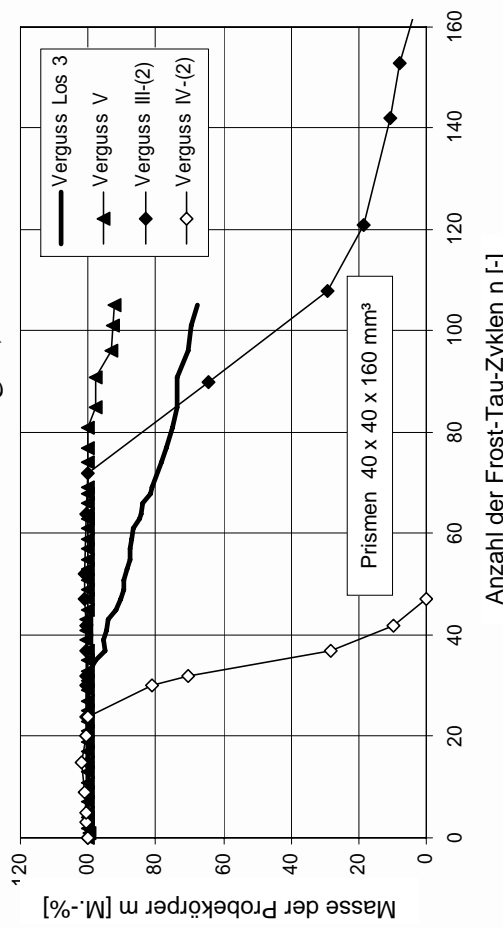


Abbildung A14b: Massenverluste d. Vergussmörtel im Frost-Tau-Wechselversuch, Mischserien 1 und 2 (Mittelwerte aus je 3 Versuchen, Beginn im Probenalter von 28 Tagen)

Tabelle A24: Wasserlösliche Bestandteile der Vergussmörtel (Festmörtel, Mischserie 1)

	Gehalt an wasserlöslichen Bestandteilen									
	SO ₃ ²⁻	SO ₄ ²⁻	NO ₃ ⁻	Cl ⁻	Na ⁺	Na ₂ O	K ⁺	K ₂ O	Ca ²⁺	Mg ²⁺
	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]
Los 3	0,12	0,144	n. b.	0,016	0,019	0,025	0,031	0,037	0,443	0,001
Verguss V	0,13	0,156	n. b.	0,012	0,033	0,045	0,032	0,039	0,472	0,003
Verhältnis der Bestandteile bezogen auf den jeweiligen Wert von Los 3										
Verhältnis	1,08	1,083	-	0,750	1,737	1,800	1,032	1,054	1,065	3,000

Herstellung des Eluats: s. u.

Tabelle A25: Wasserlösliche Bestandteile der Verfugmörtel (Festmörtel, Mischserie 1)

	Gehalt an wasserlöslichen Bestandteilen									
	SO ₃ ²⁻	SO ₄ ²⁻	NO ₃ ⁻	Cl ⁻	Na ⁺	Na ₂ O	K ⁺	K ₂ O	Ca ²⁺	Mg ²⁺
	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]
Los 3	0,08	0,096	n. b.	0,007	0,029	0,039	0,039	0,047	0,079	0,004
Verfug IV	0,17	0,204	n. b.	0,007	0,030	0,040	0,060	0,072	0,143	0,003
Verhältnis der Bestandteile bezogen auf den jeweiligen Wert von Los 3										
Verhältnis	2,13	2,13	-	1,000	1,034	1,026	1,538	1,532	1,810	0,750

Herstellung des Eluats:

- Zerkleinern, Zermahlen und Homogenisieren des Festmörtelprobenmaterials
- Abwiegen von jeweils 2,5 g des Probenmaterials (analytische Wage)
- Rühren in 200 ml destilliertem Wasser (Rührzeit 24 h)
- Filtrieren
- Weitere Verdünnung durch Zugabe von destilliertem Wasser auf ein Gesamtvolumen des Gemisches von 250 ml
- Bestimmung der wasserlöslichen Bestandteile als Mittelwert aus jeweils 2 Versuchen

Tabelle A26: Zusammensetzung der optimierten Vergussmörtelrezeptur Vg III-(2) und der Zementmörtelmischungen Vg Zem I und Vg Zem II (Angaben in kg/t Trockenmörtel)

Komponenten	Vergussmörtelmischung (Vg)				
	III-(2)		Zem I		Zem II
CEM I 42,5R-HS/NA (Sulfadur)	65,0	↑	530,0		530,0
Kalksteinmehl	275,0	↓	-		-
Quarzmehl W6	100,0	↓	-		-
Trassmehl	50,0	↓	-		-
Kalkhydrat	40,0	↓	-		-
Sand Tubag 0-0,63	300,0		300,0		300,0
Sand F32	170,0		170,0		170,0
Fließmittel Maxiflow (Pulver)	0,75		0,75	↓	0,4
Tylose ML MH 300 P 2	1,0		1,0	↓	-
Entschäumer Agitan P 803	2,0		2,0	↓	-
Quellmittel Tricosal	1,0		1,0	↓	-
Dispersion Wacker RI 554 Z	10,0	↓	10,0	↓	-
Wasser (21,4 % der Trockenmasse)	217,1		217,1		214,1

Tabelle A27: Zusammensetzung der optimierten Verfugmörtelrezeptur Vf III-(2) und der Zementmörtelmischungen Vf Zem I und Vf Zem II (Angaben in kg/t Trockenmörtel)

Komponente	Verfugmörtelmischung (Vf)				
	III-(2)		Zem I		Zem II
CEM I 32,5 R (Wotan)	80,0	↑	203		203
Trassmehl	52,0	↓	-		-
Kalkhydrat	71,0	↓	-		-
Sand 105	572,0		572,0		572,0
Sand 104	125,0		125,0		125,0
Sand 103	100,0		100,0		100,0
Tylose MC MKX 15000 PP20	0,05		0,05	↓	-
Luftporenbildner Hostapur OSB	0,10		0,10	↓	-
Dispersion Wacker RI 554 Z	10,0		10,0	↓	-
Wasser (17,5 % d. Trockenmasse)	176,8		176,8		175,0

Tabelle A28: Daten der Wasserzugabe und des Wasser-Bindemittelwertes für die Vergussmörtel der 1. und der 2. Mischserie

1. Mischserie							
Mischung	Vg 0-(1)	Vg I-(1)	Vg II-(1)	Vg III-(1)	Vg IV-(1)	Vg V-(1)	Vg VI-(1)
Wasserzugabe							
[% der Trockenmasse]	23,5	31,5	26,0	26,0	21,0	21,4	22,0
Wasserbindemittelwert (bezogen auf Zement + Kalkhydrat + Trassmehl)							
[-]	1,52	1,68	1,39	1,70	1,38	1,41	1,18

2. Mischserie						
Mischung	Vg I-(2)	Vg II-(2)	Vg III-(2)	Vg IV-(2)	Vg Zem I	Vg Zem II
Wasserzugabe						
[% der Trockenmasse]	21,4	21,4	21,4	21,4	21,4	21,4
Wasserbindemittelwert (bezogen auf Zement + Kalkhydrat + Trassmehl)						
[-]	1,40	1,49	1,40	1,40	0,41	0,40

Tabelle A29: Daten der Wasserzugabe und des Wasser-Bindemittelwertes für die Verfugmörtel der 1. und der 2. Mischserie

1. Mischserie					
Mischung	Vf 0-(1)	Vf I-(1)	Vf II-(1)	Vf III-(1)	Vf IV-(1)
Wasserzugabe					
[% der Trockenmasse]	16,0	20,0	17,8	20,0	18,5
Wasserbindemittelwert (bezogen auf Zement + Kalkhydrat + Trassmehl)					
[-]	0,79	0,99	0,88	0,99	0,92

2. Mischserie								
Mischung	Vf I-(2)	Vf II-(2)	Vf III-(2)	Vf IV-(2)	Vf V-(2)	Vf VI-(2)	Vf Zem I	Vf Zem II
Wasserzugabe								
[% der Trockenmasse]	20,0	15,5	17,5	18,5	19,0	19,0	17,5	17,5
Wasserbindemittelwert (bezogen auf Zement + Kalkhydrat + Trassmehl)								
[-]	1,05	0,85	0,87	0,92	0,99	0,99	0,87	0,86

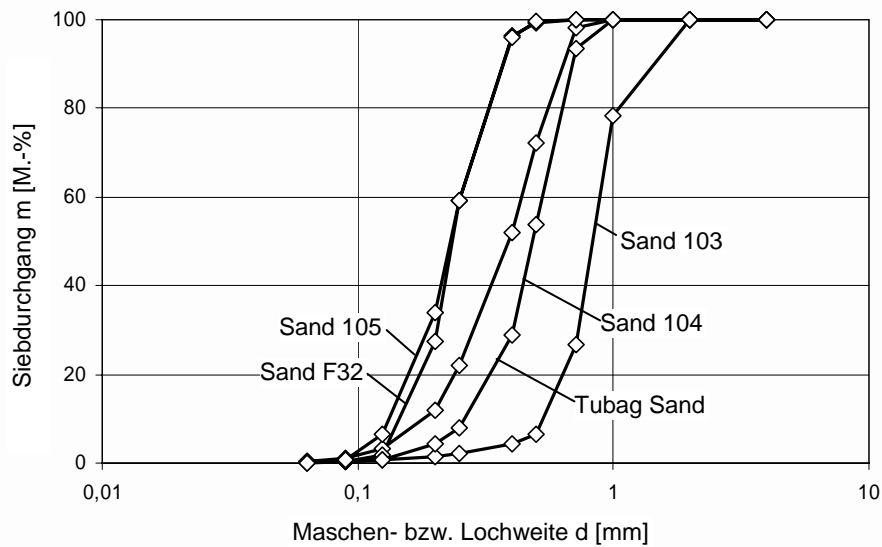


Abbildung A15: Korngrößenverteilungen der Gesteinskörnungen (Zuschläge) für die Verguss- und Verfugmörtel (in Anlehnung an DIN EN 933-1 [7.25])

Tabelle A30: Daten der Siebdurchgänge für die Gesteinskörnungen (Zuschläge) der Verguss- und Verfugmörtel (in Anlehnung an DIN EN 933-1 [7.25])

Maschen- bzw. Lochweite	Siebdurchgang				
	Tubag Sand	Sand F32	Sand 103	Sand 104	Sand 105
[mm]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]
0,063	0,4	0,2	0,2	0,1	0,1
0,09	1,1	0,3	0,5	0,2	0,7
0,125	3,2	1,8	0,7	0,9	6,4
0,2	12,1	27,5	1,5	4,3	33,9
0,25	22,1	59,4	2,2	7,9	59,2
0,4	51,9	96,3	4,2	29,1	95,9
0,5	72,2	99,3	6,6	53,6	99,7
0,71	98,3	99,9	26,9	93,6	100
1	100	100	78,4	99,9	100
2	100	100	100	100	100
4	100	100	100	100	100

Lebenslauf

Geburtsdatum: 9. Juli 1967
Geburtsort: Lippstadt
Familienstand: ledig
Staatsangehörigkeit: deutsch

1974 – 1978 Grundschole „An der Pappelallee“, Lippstadt
1978 – 1987 Evangelisches Gymnasium, Lippstadt
4. Juni 1987 Allgemeine Hochschulreife

07.1987 – 09.1988 Grundwehrdienst beim Panzerartilleriebataillon 15 in
Stadoldendorf (Niedersachsen)

Okt. 1988 – Dez. 1995 Studium der Fachrichtung Bauingenieurwesen an der
Universität Karlsruhe (TH), Vertieferrichtung:
Konstruktiver Ingenieurbau (Stahlbau)
Okt. 1990 Vordiplom
22. Dez. 1995 Abschluss des Studiums

Dez. 1990 – Okt. 1994 Wissenschaftliche Hilfskraft an der
Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine
der Universität Karlsruhe (TH)

Jan. 1996 – März 1996 Europäische Schweißfachingenieur-Ausbildung
nach EWF und DVS am Institut für Schweißtechnik,
Darmstadt

Juli 1996 – April 2004 Wissenschaftlicher Angestellter
am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
der Universität Karlsruhe (TH)

seit Mai 2004 Angestellter in der Prof. Müller + Dr. Günter
Ingenieurgesellschaft Bauwerke GmbH,
Karlsruhe

28. Jan. 2005 Ehrensator-Huber-Preis der Fakultät
für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften
der Universität Karlsruhe (TH)



**Schriftenreihe des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie**

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

ISSN 0933-0461

- Heft 1** Manfred Curbach: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten.* 1987
- Heft 2** Franz-Hermann Schlüter: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz.* 1987
- Heft 3** Marlies Schieferstein: *Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton.* 1988
- Heft 4** Thomas Bier: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton.* 1988
- Heft 5** Wolfgang Brameshuber: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton.* 1988
- Heft 6** Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt: *Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials.* 1988
- Heft 7** Manfred Feyerabend: *Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton.* 1988
- Heft 8** Klaus F. Schönlin: *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton.* 1989
- Heft 9** Lothar Stempniewski: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung.* 1990
- Heft 10** Jörg Weidner: *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung.* 1990
- Heft 11** Pingli Yi: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten.* 1991
- Heft 12** Rainer Kunterding: *Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter.* 1991

-
- Heft 13** Peter Haardt: *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*. 1991
- Heft 14** Günter Rombach: *Schüttguteinwirkungen auf Silozellen - Exzentrische Entleerung*. 1991
- Heft 15** Harald Garrecht: *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk*. 1992
- Heft 16** Violandi Vratsanou: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren*. 1992
- Heft 17** Carlos Rebelo: *Stochastische Modellierung menschen erzeugter Schwingungen*. 1992
- Heft 18** Seminar 29./30. März 1993: *Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8*. 1993
- Heft 19** Hubert Bachmann: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. 1993
- Heft 20** DBV/AiF-Forschungsbericht: H. Emrich: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung*. 1993
- Heft 21** Robert Stolze: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung - Bruchlinien-Rotationskapazität*. 1993
- Heft 22** Jie Huang: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. 1994
- Heft 23** Rolf Wörner: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. 1994
- Heft 24** Ioannis Retzepis: *Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand*. 1995
- Heft 25** Frank Dahlhaus: *Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen*. 1995

-
- Heft 26** Cornelius Ruckenbrod: *Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.* 1995
- Heft 27** Shishan Zheng: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.* 1996
- Heft 28** Yong-zhi Lin: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton.* 1996
- Heft 29** DFG: *Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.* 1996
- Heft 30** Jürgen Ockert: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.* 1997
- Heft 31** Andreas Braun: *Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbeneinwirkung.* 1997
- Heft 32** Martin Günter: *Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.* 1997
- Heft 33** Gerhard Lohrmann: *Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.* 1998
- Heft 34** Klaus Idda: *Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug.* 1999
- Heft 35** Stephan Kranz: *Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.* 1999
- Heft 36** Gunther Herold: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineral-sauren Wässern.* 1999
- Heft 37** Mostafa Mehrfza: *Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos - Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.* 2000
- Heft 38** Tarek Nasr: *Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen.* 2000
- Heft 39** Jan Akkermann: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.* 2000
- Heft 40** Viktor Mechtcherine: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton.* 2001

-
- Heft 41** Ulrich Häußler-Combe: *Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken.* 2001
- Heft 42** Björn Schmidt-Hurtienne: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung.* 2001
- Heft 43** Nazir Abdou: *Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen.* 2002
- Heft 44** Andreas Plotzitz: *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen.* 2002
- Heft 45** Timon Rabczuk: *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode.* 2002
- Heft 46** Norbert J. Krutzik: *Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen.* 2002
- Heft 47** Thorsten Timm: *Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern.* 2002
- Heft 48** Slobodan Kasic: *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund.* 2002
- Heft 49** Christoph Kessler-Kramer: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung.* 2002
- Heft 50** Nico Herrmann: *Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik.* 2002
- Heft 51** Michael Baur: *Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung.* 2003
- Heft 52** Seminar 02. Juli 2004: *DIN 1045-1 Aus der Praxis für die Praxis.* 2004
- Heft 53** Abdelkhalek Saber Omar Mohamed: *Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading.* 2004
- Heft 54** Werner Hörenbaum: *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk.* 2005

Frühere Berichte des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Ulrich Häußler: *Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozellen.* 1984

Wilfried Gladen: *Numerische Untersuchungen der Lasten in Silozellen beim exzentrischen Entleeren.* 1985

Bezug der Hefte: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
D - 76128 Karlsruhe
Tel. 0721/608-2263
Fax 0721/608-2265

Druckkostenzuschuss incl. Porto: je Heft 18,-- Euro

Außerdem noch erhältlich:

Festschrift
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr.techn. h.c. Josef Eibl

Aus dem Massivbau und seinem Umfeld

788 Seiten, Preis incl. Versand: 25,-- Euro