

2737-5763

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

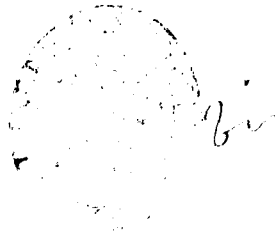
Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk

**von
Peter Warnecke**

Heft 114 · BRAUNSCHWEIG · 1995

ISBN 3-89288-094-8
ISSN 0178-5796

U
T
W
607
(114)



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

Eingereicht am: 23. 01. 1995

Mündliche Prüfung am: 10. 05. 1995

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

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. Quast

VORWORT

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) der Technischen Universität Braunschweig. Sie ist das Ergebnis eines mehrjährigen Forschungsvorhabens zur Tragstabilität und mörteltechnischen Konsolidierung von Natursteinmauerwerk, das experimentelle Arbeit im Labor mit Erkundung und Erprobung in-situ verband. Die Mittel hierfür wurden in dankenswerter Weise vom Bundesminister für Forschung und Technologie im Rahmen der Verbundforschung für die Denkmalpflege bereitgestellt. Herrn Reg.-Dir. Dr.-Ing. H. Schulze danke ich für die langjährige und fortdauernde finanzielle und fachliche Unterstützung des Forschungsvorhabens.

Ermöglicht wurde diese Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy, der sie anregte und mit seinem wissenschaftlichen Interesse und seiner stetigen Diskussionsbereitschaft engagiert gefördert hat und durch die Geduld und das Verständnis meiner Frau. Ihnen gilt mein herzlicher Dank.

Herrn Prof. Dr.-Ing. U. Quast, der den Mitbericht übernahm, danke ich für seine Unterstützung. Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Falkner für die Mitwirkung an der Prüfung.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz möchte ich mich für die jederzeit gute Zusammenarbeit bedanken. Dieser Dank gilt insbesondere meinen Kollegen Herrn Prof. Dr.-Ing. H. BudeImann (UNI-GH-Kassel), Herrn Dipl.-Ing. D. Weiß, Herrn Dipl.-Ing. H. Wigger und Frau Dipl.-Ing. A. Rinne, die in der BMFT-Forschung mitgearbeitet haben und diese fortsetzen. Herrn K.-H. Sprenger, Herrn R. Epperlein und Herrn H.-D. Staats danke ich für ihre Mitarbeit bei der Lösung aller versuchs- und meßtechnischen Probleme und für die gewissenhafte Durchführung der Versuche. Für die Mitarbeit bei der Auswertung der Versuchsergebnisse, für die Aufmaße der Prüfkörper und die zahlreichen Zeichnungen danke ich den Architekturstudentinnen S. Klauke und D. Carstensen.

Braunschweig, im Juli 1995

Peter Warnecke

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	1
1.1	Problemstellung und Ziel	1
1.2	Gliederung der Arbeit	2
2	BAUSTOFFE UND BAUGEFÜGE	5
2.1	Natursteine und ihre Bearbeitung	5
2.1.1	Einteilung der Gesteine	5
2.1.2	Eigenschaften der Natursteine	6
2.1.3	Natursteinbearbeitung	8
2.2	Historische Mörtel	9
2.2.1	Geschichtliche Entwicklung	9
2.2.2	Zusammensetzung und Eigenschaften	10
2.3	Mauerwerksverbände	13
2.4	Mauerwerksgefüge	15
2.4.1	Einschalige Wandgefüge	15
2.4.2	Mehrschalige Wandgefüge	16
2.4.3	Stützen	19
3	UNTERSUCHUNGEN ZUR DRUCKTRAGFÄHIGKEIT VON NATURSTEINMAUERWERK	20
3.1	Stand der Erkenntnisse	20
3.1.1	Einschalige Mauerwerksgefüge	20
3.1.2	Dreischalige Mauerwerksgefüge	22
3.2	Eigene Untersuchungen an einschaligen Mauerwerksgefügen	26
3.2.1	Versuchsprogramm	26
3.2.2	Baustoffe und Mauerwerksverbände	27
3.2.3	Versuchstechnik	29
3.2.4	Repräsentatives Gefügeelement	31
3.2.5	Festigkeit und Verformung unter zentrischer Belastung	33
3.2.6	Tragfähigkeit und Verformung unter exzentrischer Belastung	41
3.3	Eigene Untersuchungen an dreischaligen Mauerwerksgefügen	46
3.3.1	Versuchsprogramm	46
3.3.2	Baustoffe, Mauerwerksverbände und -gefüge	46
3.3.3	Versuchstechnik	50

3.3.4	Tragverhalten bei ebener <i>Dehnungsverteilung</i>	52
3.3.5	Tragverhalten bei Belastung der Innenschale	57
3.4	Zusammenfassung	58
4	TRAGMODELL FÜR EINSCHALIGE MAUERWERKSGEFÜGE	59
4.1	Bruchmodell	59
4.1.1	Stand der Erkenntnisse	59
4.1.1.1	Empirische Rechenansätze	59
4.1.1.2	Bruchmodell von Hilsdorf	61
4.1.1.3	Bruchkurven für Stein und Mörtel	63
4.1.1.4	Bruchmodell von Berndt	65
4.1.1.5	Bruchmodell von Sabha	67
4.1.1.6	<i>Bruchmodell von Mann</i>	69
4.1.2	Verifizierung der Bruchmodelle	71
4.1.2.1	Anpassung der Parameter	71
4.1.2.2	Beurteilung der Bruchmodelle	73
4.1.3	Verbessertes Bruchmodell	75
4.2	Werkstoffmodell	77
4.2.1	Stand der Erkenntnisse	77
4.2.2	Elastisch-plastisches Werkstoffmodell	77
4.2.3	Bruchschnittgrößen gedrungener Bauteile	79
4.3	Tragfähigkeit schlanker Bauteile	82
4.3.1	Schlankheit von Bauteilen aus Natursteinmauerwerk	82
4.3.2	Stand der Erkenntnisse	82
4.3.3	Deutung der Versuchsergebnisse unter exzentrischer Belastung	85
4.3.4	Ungewollte Exzentrizität	87
4.3.5	Einfluß von Schlankheit und Exzentrizität	90
4.3.6	Nachweis der Tragfähigkeit schlanker Bauteile	93
4.3.6.1	Gültigkeitsbereiche der Theorie I. und II. Ordnung	93
4.3.6.2	Nachweis nach Theorie I. Ordnung	94
4.3.6.3	Nachweis nach Theorie II. Ordnung	95
4.3.7	Vergleich mit dem Vorgehen bei künstlichem Mauerwerk	97
4.4	Zusammenfassung	99
5	TRAGMODELL FÜR MEHRSCHALIGE, KOHÄSIVE MAUERWERKSGEFÜGE	100
5.1	<i>Ziel und Vorgehen</i>	100
5.2	Stand der Erkenntnisse	102

5.3	Tragverhalten ungestörter Bereiche	103
5.3.1	Werkstoffmodell der Wetter- und Raumschale	103
5.3.2	Werkstoffmodell der kohäsiven Innenschale	103
5.3.3	Zusammenwirken der Schalen	105
5.3.4	Bruchschnittgrößen mehrschaliger Mauerwerksgefüge	106
5.3.4.1	Einflußgrößen	106
5.3.4.2	Einfluß der Schalenfestigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge	106
5.3.4.3	Einfluß der Schalendicke dreischaliger Mauerwerksgefüge	108
5.3.4.4	Einfluß der Schalenfestigkeit zweischaliger Mauerwerksgefüge	108
5.4	Tragverhalten in Störzonen	110
5.4.1	Überblick	110
5.4.2	Schalenverschiebung in der Störzone und Verbundansätze	112
5.4.3	Lastfälle und zugehörige Spannungszustände	113
5.4.4	Verbundmodell	115
5.4.4.1	Struktur des Schalenverbundes	115
5.4.4.2	Bruchkriterium der Grenzfläche	117
5.4.4.3	Verfügungen zum Lastabtrag des Schalenverbundes	118
5.4.4.4	Lasteinleitungslänge Lastfall I	120
5.4.4.5	Lasteinleitungslänge Lastfall II	122
5.4.5	Versagen der Innenschale	125
5.4.5.1	Bruchkriterium	125
5.4.5.2	Schub-Zugbruch der Konsole	127
5.4.5.3	Bruch der Innenschale	128
5.4.6	Biegebruch der Außenschale	129
5.5	Einfluß der Schlankheit	129
5.6	Zusammenfassung	129
6	TRAGMODELL FÜR MAUERWERKSGEFÜGE MIT NICHTKOHÄSIVER INNENSCHALE	131
6.1	Nichtkohäsive Innenschalen	131
6.2	Tragverhalten nichtkohäsiver Innenschalen	131
6.2.1	Druckbogenmodell	131
6.2.2	Silomodell	132
6.2.3	Modellübergänge und Anwendungskriterien	135
6.3	Tragverhalten des Mauerwerkgefüges	137
6.3.1	Anwendung des Silomodells	137

6.3.2	Abtrag äußerer Lasten	141
6.4	Zusammenfassung	142
7	SCHÄRFUNG DER TRAGMODELLE DURCH SONDIERUNG	144
7.1	Notwendigkeit und Umfang der Sondierung	144
7.2	Sondierung des Mauerwerkverbands	144
7.3	Sondierung des Mauerwerkgefüges	144
7.3.1	Sondierungsziele	144
7.3.2	Zerstörungsarme Verfahren	145
7.3.3	Zerstörungsfreie Verfahren	146
7.4	Sondierung der Baustoffeigenschaften	147
7.4.1	Wahl des Sondierungsverfahrens	147
7.4.2	Ermittlung der Druckfestigkeit von Stein- und Mörtelproben	147
7.4.3	Ermittlung der Mörteldruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Bindemittelart und -struktur	149
7.4.4	Druckprüfung von Mauerwerkswürfeln	150
7.4.5	Prüfung von Fugenbohrkernen	151
8	BEURTEILUNG DER INTEGRITÄT	153
8.1	Merkmale der Integrität	153
8.2	Widerstand und Einwirkung	153
8.3	Nachweis der Integrität	154
8.4	Verifizierung der Integrität	155
9	UNTERSUCHUNGEN ZUR KONSOLIDIERUNG MEHRSCHALIGER MAUERWERKSGEFÜGE	157
9.1	Stand der Erkenntnisse	157
9.2	Eigene Untersuchungen zur Injektion und Vernadelung dreischaliger Mauerwerksgefüge	160
9.2.1	Versuchsprogramm	160
9.2.2	Konsolidierungstechnik	160
9.2.3	Einfluß der Injektion auf die Dehnsteifigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge	163
9.2.4	Einfluß der Injektion auf den Elastizitätsmodul der Innenschale	166
9.2.5	Einfluß der Injektion auf die Tragfähigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge	167

9.2.6	Einfluß der Injektion und Vernadelung auf die Lasteinleitungslänge	167
9.3	Stand der Erkenntnisse zum Auszieh Widerstand von Nadeln	168
9.3.1	Verbundverhalten von Nadeln	168
9.3.2	Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsgut	171
9.3.3	Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsgut-Naturstein	171
9.3.4	Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsgut-Mauerwerk	174
9.4	Eigene Untersuchungen zum Auszieh Widerstand in der Fuge verankerter Nadeln	176
9.4.1	Versuchstechnik	176
9.4.2	Versagensmechanismen und Verbundbruchspannung	178
9.5	Zusammenfassung	181
10	WIRKUNGSMODELLE UND RISIKEN DER KONSOLIDIERUNG	183
10.1	Überblick und Vorgehen	183
10.2	Wirkungsmechanismen der Injektion	183
10.3	Hohlrauminjektion	186
10.3.1	Wirkungsmodell	186
10.3.2	Volumenbilanz der Injektion	188
10.3.3	Verifizierung des Wirkungsmodells	191
10.3.4	Risiken und Baustoffe	193
10.4	Penetration	196
10.4.1	Wirkungsmodell	196
10.4.2	Risiken und Baustoffe	198
10.5	Spaltinjektion	199
10.5.1	Wirkungsmodell	199
10.5.2	Risiken und Baustoffe	200
10.6	Vernadelung	200
10.6.1	Wirkungsmodell	200
10.6.2	Risiken und Baustoffe	202
10.7	Zusammenfassung	203
11	ZIELE UND PLANUNGSSCHRITTE DER KONSOLIDIERUNG	204
11.1	Konsolidierungsziele	204
11.2	Planungsschritte	205
11.3	Konsolidierung der Dauerhaftigkeit	206

11.4	Konsolidierung der Tragwirkung	206
11.5	Konsolidierung der Tragfähigkeit	208
12	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	210
13	LITERATUR	213
	ANHANG	224

BEZEICHNUNGSLISTE

Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
E	Elastizitätsmodul
E_S	Sekantenmodul
E'_S	Steifemodul
H	Horizontalkraft
I	Trägheitsmoment
M	Moment
N	Normalkraft
V	Volumen

Kleinbuchstaben

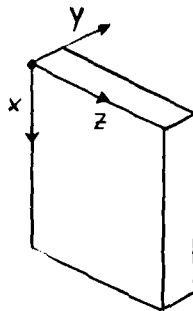
b	Breite (in z-Richtung)
d	Dicke (in y-Richtung)
e	Exzentrizität
Δe	ungewollte Exzentrizität
f	fiktive Lastausmitte
f_k	Verzahnungsgrad
h	Höhe (in x-Richtung)
h_k	Knicklänge
k	Verhältniswert mechan. oder geometr. Schaleneigenschaften
l_v	Verbundlänge
m	Steigung der Mörtelbruchkurve
m	bezogene Exzentrizität $m = 6e/d$
m	bezogenes Moment
n	bezogene Normalkraft
q	Flächenlast
t	Einbindetiefe
v	Volumenanteil
v	Verschiebung
w	Stabauslenkung
z	innerer Hebelarm

Griechische Buchstaben

β	Festigkeit
γ	Sicherheitsbeiwert
δ	Wandreibungswinkel
ε	Dehnung
η	Abminderungsfaktor der Bruchlast
κ	Krümmung des Stabes
λ	Schlankheit h/d
λ	Horizontaldruckverhältnis im Silomodell
μ	Reibungskoeffizient
μ	Wandreibungsbeiwert im Silomodell
ν	Querdehnungszahl
ρ	Dichte
σ	Normalspannung
τ	Schubspannung
τ_v	Verbundspannung
φ	Winkel der inneren Reibung

Indizes

D	Druck
H	Hohlraum
Inj	Injektionsgut
Mö	Mörtel
MW	Mauerwerk
St	Stein
Z	Zug
a	Außenschale
h	horizontal
i	Innenschale
m	Mittelwert
v	vertikal
u	Bruchzustand
x	Koordinatenachse
y	Koordinatenachse
z	Koordinatenachse
S	5%-Fraktilwert



Hochgestellte Zeiger

- I nach Theorie I.Ordnung (Abschnitt 4)
- I vor der Konsolidierung (Abschnitt 9)
- II nach Theorie II.Ordnung (Abschnitt 4)
- II nach der Konsolidierung (Abschnitt 9)

Weitere, nur einmal verwendete Zeichen werden im Text erläutert.

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Ziel

Die Beurteilung historischen Natursteinmauerwerks hinsichtlich Standsicherheit oder Dauerhaftigkeit und die Planung von Konsolidierungsmaßnahmen stellen den Ingenieur vor Aufgaben, die mit den bekannten technischen Regeln allein nicht gelöst werden können. Das Tragsystem und der Bauteilwiderstand sind nicht durch die Planung vorgegeben, sondern müssen am Bauwerk erkundet und bewertet werden. Unbekannte Stein- und Mörtel Eigenschaften sowie mehrschalige Mauerwerkgefüge bedürfen der Sondierung, die mangelnde Kenntnis historischer Tragsysteme erschwert deren Modellbildung. Für historisches Natursteinmauerwerk fehlen zudem Tragmodelle zur Beschreibung der Druckfestigkeit oder der Bruchschnittgrößen. Der Entscheid über die Notwendigkeit der Konsolidierung ist von subjektiver Einschätzung und Erfahrung geprägt.

Die Konsolidierungsmaßnahmen sind zumeist mit irreversiblen Eingriffen in die historische Substanz verbunden. Jeder Entscheid zugunsten der Konsolidierung kollidiert daher mit dem konservatorischen Ziel der Denkmalpflege, ohne Minderung der Authentizität die Widerstandskraft der Bauwerke gegenüber heutigen und künftigen Einwirkungen zu erhalten. Auch die Injektion und die Vernadelung historischen Mauerwerks sind denkmalpflegerisch bedenkliche Maßnahmen. Eine fortschreitende, statisch-konstruktive Schädigung kann mit ihnen zwar vielfach vermieden werden, die Risiken für die historische Substanz sind jedoch erheblich. Häufig entstehen Zweifel an der Notwendigkeit und der Denkmalverträglichkeit des Eingriffs. Oft ist die Wirkung der Konsolidierung unbekannt, selten wird deren Wirksamkeit kontrolliert. Die Vermeidung von Überreaktionen und Risiken muß neben der Gefahrenabwehr gleichrangiges Planungsziel sein. Dies erfordert die Beschränkung auf das Nötige vor dem technisch Möglichen.

Die vorliegende Arbeit will dem Ingenieur Werkzeuge für einen objektiveren und behutsameren Entscheid bereitstellen. Hierzu wird das Tragverhalten von Natursteinmauerwerk unter Druckbeanspruchung und die Wirkung der Injektion und Vernadelung studiert. Darauf aufbauend werden Tragmodelle für ein- und mehrschaliges Natursteinmauerwerk und Wirkungsmodelle der Konsolidierung entwickelt.

1.2 Gliederung der Arbeit

In der Regel steht die Standsicherheit bestehender Konstruktionen im Mittelpunkt des ingenieurtechnischen Interesses. Doch auch die Dauerhaftigkeit, die Gebrauchsfähigkeit sowie die Authentizität der historischen Bauwerke müssen Planungsziel sein. Zur Beschreibung dieses erweiterten Anforderungsprofils wird der Begriff der Bauteilintegrität verwendet. Bauteile sind interger, wenn sie die gestellten Anforderungen hinsichtlich Standsicherheit, Gebrauchsfähigkeit, Dauerhaftigkeit, Authentizität usw. erfüllen.

Zur Beurteilung der Bauteilintegrität und zur bauteilgerechten Konsolidierungsplanung wird ein Ingenieurmodell nach Bild 1.1 vorgestellt, das denkmalpflegerische und ingenieurmäßige Bausteine interaktiv verknüpft. Aufgrund des geringen Kenntnisstandes werden für die Ingenieurbausteine einfache Modelle verwendet, die durch Sondierung am Bauwerk geschärft werden. Dies ermöglicht ein iteratives Vorgehen zwischen empirischen Ansätzen und experimenteller Verifizierung. Folgende Bausteine werden in der vorliegenden Arbeit behandelt:

- Der Baustein BAUSTOFFE UND BAUGEFÜGE (Abschn. 2) bildet die Informationsbasis über die Baustoffeigenschaften sowie über Verbände und Gefüge historischen Natursteinmauerwerks.
- Über UNTERSUCHUNGEN ZUR DRUCKTRAGFÄHIGKEIT von ein- und mehrschaligen Mauerwerksgefügen wird in Abschn. 3 berichtet.
- Das TRAGMODELL FÜR EINSCHALIGE MAUERWERKGEFÜGE (Abschn. 4) enthält das Bruchmodell und das Werkstoffmodell. Hieraus werden die Bruchschnittgrößen gedrungener Bauteile abgeleitet und der Einfluß der Schlankheit ermittelt.
- Das TRAGMODELL FÜR MEHRSCHALIGE, KOHÄSIVE MAUERWERKGEFÜGE (Abschn. 5) beschreibt das Bauteilverhalten in Lasteinleitungsbereichen und gibt für Bereiche mit ebener Dehnungsverteilung die Bruchschnittgrößen an.
- Das TRAGMODELL FÜR MAUERWERKGEFÜGE MIT NICHTKOHÄSIVER INNENSCHALE (Abschn. 6) beschreibt den Abtrag innerer und äußerer Lasten in Gefügen mit sandähnlicher Innenschale.

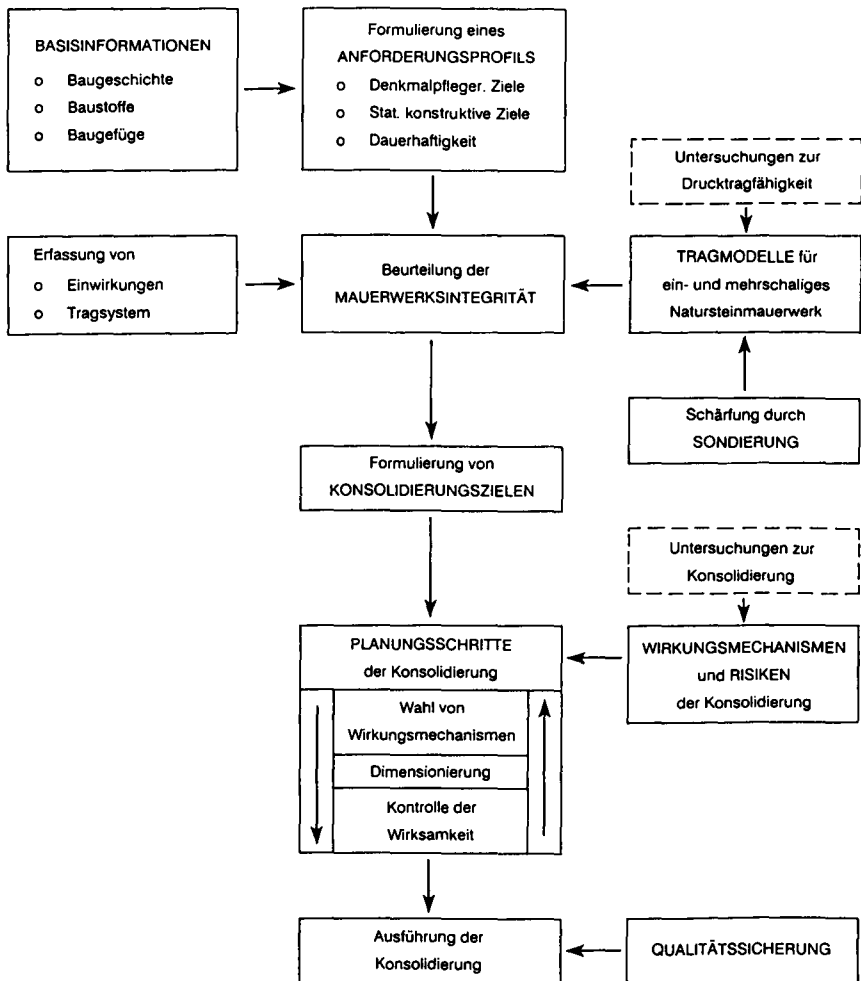


Bild 1.1: Ingenieurmodell zu Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk

- Der Baustein SONDIERUNG (Abschn. 7) beschreibt die Ziele und Methoden zur Schärfung der Tragmodelle am Bauwerk.
- Die Beurteilung der INTEGRITÄT (Abschn. 8) formuliert das Anforderungsprofil, erfaßt die Einwirkungen und das Tragsystem und begründet die Notwendigkeit der Konsolidierung.
- Über UNTERSUCHUNGEN ZUR KONSOLIDIERUNG mehrschaliger Mauerwerksgefüge durch Injektion und Vernadelung wird in Abschn. 9 berichtet.
- Der Baustein WIRKUNGSMODELLE UND RISIKEN der Konsolidierung (Abschn. 10) beschreibt die Wirkungsmechanismen der Injektion und Vernadelung, stellt deren Wirkungsmodelle vor und erläutert ihre bauphysikalischen und mineralogischen Risiken.
- Der Baustein ZIELE UND PLANUNGSSCHRITTE der Konsolidierung (Abschn. 11) formuliert Konsolidierungsziele, wählt und dimensioniert angemessene Wirkungsmechanismen und kontrolliert deren Wirksamkeit.

2 BAUSTOFFE UND BAUGEFÜGE

2.1 Natursteine und ihre Bearbeitung

2.1.1 Einteilung der Gesteine

Die Klassifizierung der Gesteine wird nach unterschiedlichen Ordnungskriterien vorgenommen. Die übergeordnete, an der Gesteinsgenese orientierte, petrologische Systematik kennt drei Hauptgruppen, zu deren Untergruppen jeweils zahlreiche Gesteinsarten angegeben werden können. Tab. 2.1 enthält Beispiele für Gesteinsarten, die für Natursteinmauerwerk verwendet wurden.

Hauptgruppen	Untergruppen	Gesteinsarten Beispiele
Erstarrungsgesteine (Magmatite)	Tiefengesteine Ergußgesteine Ganggesteine	Granit, Diorit, Gabbro Rhyolith, Basalt, Tuff (Lamprophyr)
Ablagerungsgesteine (Sedimente)	Klastische Sedimente Ausfällungsgesteine Biogene Sedimente	Sandstein, Grauwacke Kalkstein (z.T.), Dolomit Kieselschiefer, Kalkstein
Umwandlungsgesteine (Metamorphite)	nach Druck und Temperatur	Kritalliner Schiefer Gneis, Marmor

Tabelle 2.1: Einteilung der Gesteine

Erstarrungsgesteine sind aus dem Schmelzfluß erstarrt und besitzen eine überwiegend richtungslose massige Textur. Sedimentgesteine entstehen aus den Verwitterungsprodukten magmatischen Gesteins an der Erdoberfläche durch schichtenweises Absetzen, Verdichten und Verfestigen (Diagenese). Die entscheidenden Struktur- und Texturmerkmale werden bereits bei der Sedimentation angelegt. Umwandlungsgesteine werden durch nachträglich veränderte Druck- und Temperaturverhältnisse aus magmatischem und sedimentärem Gestein gebildet. Sie weisen überwiegend eine Schieferung auf.

Die Sedimentgesteine wurden zu jeder Zeit weitaus am häufigsten für Natursteinmauerwerk verwendet, da sie oberflächennah nahezu allerorts zu finden waren und mit den damaligen handwerklichen Methoden abgebaut und bearbeitet werden konnten. In der Regel ist Sedimentgestein weicher und daher leichter zu bearbeiten als magmatisches Gestein. Doch kann aus der Gesteinsentstehung

und -zusammensetzung allein nicht zuverlässig auf Gesteinseigenschaften geschlossen werden.

In der Untergliederung der genetischen Gesteinsarten werden Gesteinssorten (Gesteinsvarietäten) unterschieden. Einteilungskriterien für Gesteinssorten sind z.B.: Abbauort/Vorkommen, Farbe, Gefüge/Textur und, seltener, technische Eigenschaften. Allerdings gibt es für die Gesteinssorten bzw. -varietäten kein einheitliches Ordnungssystem. Die Grenze der frei gewählten Handelsnamen ist überdies fließend.

Traditionell werden in Abhängigkeit von der mechanischen Bearbeitbarkeit sog. Hart- und Weichgesteine unterschieden, z.B.:

- Typische "helle" Hartgesteine: Granit, Gneis, Rhyolith
- Typische "dunkle" Hartgesteine: Diorit, Gabbro, Lamprophyr
- Typische Weichgesteine: Sandstein, Kalkstein (z.T.), Tuff

Die Zahl der heute noch erhältlichen Steinsorten ist deutlich geringer als die der im historischen Baubestand eingesetzten Natursteine. Von rund 2000 Steinbrüchen bzw. Steinsorten in Deutschland zur Jahrhundertwende sind heute nur noch etwa 10 % verfügbar /152/, davon rund drei Viertel Sand- und Kalksteine. Bestandserhebungen und Kartierungen wurden u.a. von den Geologischen Ämtern und Denkmalpflegeämtern der Länder vorgenommen und sind in /86/ enthalten.

2.1.2 Eigenschaften der Natursteine

Die Eigenschaften eines Gesteins sind durch die petrologischen Elemente Mineralbestand, Porenraum und Korngefüge bestimmt. Nach /152/ sind die wichtigsten gesteinsbildenden Minerale Quarz, Calcit, Dolomit, Feldspat, Glimmer, Hornblende, Olivin und verschiedene Tonminerale. Das Porenvolumen und die Porenradialverteilung üben auf alle Gesteinseigenschaften, insbesondere das Verwitterungsverhalten, einen wesentlichen Einfluß aus. Grundsätzlich ist die Gesteinsfestigkeit umso höher, je geringer die Porosität ist und je feiner die Poren sind. Das Korngefüge, welches zugleich maßgeblich den Porenraum bestimmt, stellt sich in Abhängigkeit von den Korngrößen und der Kornform, der Kornbindung und dem Trennflächengefüge (Schichtung, Schieferung) dar. Bei direkter Kornbindung sind die Körner unmittelbar miteinander verwachsen, bei

indirekter Kornbindung über eine Bindemittelmatrix verbunden. Je nach Art des Bindemittels werden tonige, karbonatische und quarzitische Bindungen unterschieden.

Entsprechend ihrer Entstehung und Zusammensetzung weisen die Natursteine ein breites Eigenschaftsspektrum auf. Zwar sind die "harten" Magmagesteine meist fester und dichter als die "weichen" Sedimentgesteine, doch kann aus diesen Eigenschaften allein nicht zwangsläufig auf den Widerstand gegen physikalischen, chemischen und biologischen Verwitterungsangriff geschlossen werden. Wegen der beschleunigten Natursteinverwitterung in den letzten Jahrzehnten widmeten sich jüngere Forschungsarbeiten, insbesondere im Rahmen des BMFT-Verbundprojektes "Steinzerfall, Steinkonservierung", der Erfassung und Bewertung von Verwitterungsschäden an Natursteinmauerwerk sowie der Klärung der für den Verwitterungswiderstand entscheidenden Gesteinseigenschaften.

Gesteinsart		Druckfestigkeit β_D [N/mm ²]	Minstdruckfestigkeit DIN 1053, T.1	Biegezugfestigkeit β_{BZ} [N/mm ²]	Elastizitätsmodul E_{dyn} [kN/mm ²]
Magmatite	Granit	80 - 300	120	10 - 30	35 - 80
	Basalt	160 - 400	120	15 - 25	50 - 100
	Vulkan. Tuffstein	5 - 40	20	1 - 4	4 - 10
Sedimente	quarzitisch gebundener Sandstein	60 - 250	80	7 - 20	10 - 70
	tonig oder karbon. geb. Sandstein	15 - 150	30	3 - 15	5 - 30
	poröser Kalkstein	20 - 90	20	5 - 8	5 - 20
	dichter Kalkstein, Dolomit	80 - 180	50	6 - 15	15 - 80
Metamorphite	Gneis	70 - 260		8 - 30	25 - 80
	Marmor	40 - 300	50	6 - 15	15 - 80

Tabelle 2.2: Mechanische Eigenschaften einiger Natursteinarten

Eine Zusammenstellung der Bandbreite mechanischer Eigenschaften einiger Natursteinarten enthält Tab. 2.2. Für die Tragfähigkeitsbeurteilung von Natursteinmauerwerk erforderliche mechanische Kennwerte einer Gesteinsvarie-

tät müssen, sofern nicht in Bauwerks- oder Vorkommensdokumentationen vorliegend, für das jeweilige Bauwerk ermittelt werden. Die Prüfung von Natursteinen ist in der Normenreihe DIN 52100 bis 52114 geregelt. Für ausgewählte Gesteinsvarietäten liegen aus neueren Forschungsarbeiten umfassende Daten vor, z.B. für Sandsteine /1,116/ und rheinischen Tuffstein /125/.

2.1.3 Natursteinbearbeitung

Naturstein wird nach dem Abbau zur Verwendung für die Mauerwerksherstellung nahezu immer handwerklich bearbeitet. Ausmaß und Qualität der Bearbeitung entscheiden über die Gestaltung und die Eigenschaften des Mauerwerks. Zur Erfassung des Tragverhaltens von Natursteinmauerwerk und zur Aufstellung einer Mauerwerkstypologie ist folgende Unterscheidung sinnvoll:

- Die Bezeichnung Bruch- und Feldstein kennzeichnet zunächst die Herkunft des Steins. Die Oberfläche und die Fugenfläche bleiben zumeist unbearbeitet. Die Größe der Steine kann sehr unterschiedlich sein; die Oberflächen sind abhängig von der Gesteinsart uneben und bruchrauh. Annähernd parallele Lagerflächen ergeben sich nur bei entsprechendem Trenngefüge (Schichtung, Schieferung). Im Ostseeraum sind für den Kirchenbau vielfach behauene Feldsteine verwendet worden, die dann nach ihrer Herkunft benannt sind. Bild 2.4 zeigt ein Beispiel.
- Hausteine werden durch Spalten gewonnen und an der Fugenfläche grob behauen. Die Stoß- und Lagerflächen stehen zumindest zum Teil annähernd senkrecht zueinander. Die Ebenflächigkeit stellt sich in Abhängigkeit vom Spaltverhalten und von der Gesteinshärte dar.
- Werksteine werden an der Ansichtsfläche und an den Stoß- und Lagerflächen werkmäßig maßgerecht bearbeitet. Die Stoß- und Lagerflächen stehen senkrecht zueinander und zur Oberfläche. Die Ansichtsflächen weisen üblicherweise gestaltende Bearbeitungsspuren auf, die eine baugeschichtliche Zuordnung erlauben /38/.

Die Techniken steinmetzmäßiger Bearbeitung müssen stets vor dem Hintergrund ihrer bau- und handwerksgeschichtlichen Entwicklung gesehen werden; zudem hängen sie wesentlich von der Gesteinssorte ab. Tab. 2.3 zeigt einige historische Steinbearbeitungstechniken nach /87/. In der Romanik wurde das Mauer-

werk aus Sedimentärgestein oftmals aus Hausteinen hergestellt und verputzt, später auch steinsichtig aus Werksteinen ausgeführt. Die Steinoberflächen wurden nur grob bearbeitet (gespitzt). Die Steinoberflächen der Gotik zeigten zunächst die Weiterverwendung und -entwicklung romanischer Werkzeuge und Bearbeitungstechniken. Seit dem 15. Jahrhundert wurden große Werksteinquader aus Sand- und Kalkstein dann auf der Ansichtsfläche mit dem Schlägeisen mit einem feinen Randschlag versehen und der Steinspiegel wurde anschließend scharriert. In späteren Epochen kamen zunehmend flächige Bearbeitungswerkzeuge (Scharrierhammer) hinzu. Einzelheiten zur Steinbearbeitung in den verschiedenen Bauepochen enthält /38/.




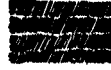






Bezeichnung	gespitzt	geflächt	gepillt	scharriert	breit scharriert
	1.Arbeitsgang		2.Arbeitsgang		
Muster					
Werkzeug	 Spitzfläche	 Doppelglattfläche	 Doppelzahnfläche	 Scharrier-eisen	 Scharrier-hammer
Zeit	bis Mitte 11. Jahrhundert	bis Anfang 12. Jh	Ende 12. bis Ende 13. Jh	Mitte 15. bis Ende 17. Jh	ab Mitte 17. Jahrhundert

Tabelle 2.3: Steinmetzmäßige Bearbeitungstechniken

2.2 Historische Mörtel

2.2.1 Geschichtliche Entwicklung

Das älteste Bindemittel ist Lehm. Doch auch Gips, gebrannt bei 150 bis 200°C, ist bereits seit mehreren tausend Jahren v. Chr. bekannt. Der älteste nachgewiesene Einsatz von Kalk als Bindemittel für Mauermörtel, gebrannt bei 800

bis 1000°C, soll auf ca. 1000 Jahre v. Chr. zurückgehen /110/. Kalk war seitdem und ist bis heute das für Mauermörtel bestimmende Bindemittel. In den Jahrhunderten vor Christi Geburt war auch bereits bekannt, daß die Zugabe von vulkanischer Asche (Puzzolanerde, Santorinerde, Traß) oder von Ziegelmehl zu Kalk die Festigkeit und die Feuchtebeständigkeit von Kalkmörtel verbessert /44/. Mangels Verfügbarkeit von reinem Weißkalk wurden auch tonmineralhaltige ("verunreinigte") Kalke verwendet, höchstwahrscheinlich ohne deren hydraulische Eigenschaften zu kennen. Auch organische Zusätze wie Eier, Essig, Wein, Blut, Milch und Quark wurden bereits im Altertum beigegeben; insbesondere die verbessernde Wirkung von Kasein hinsichtlich Wasserbedarf und Wasserrückhaltevermögen wird bis heute genutzt /64/.

Die Römer löschten gebrannten Kalk überwiegend durch Einsumpfen, teilweise über mehrere Jahre. Doch gab es auch schon zu jener Zeit und insbesondere im Mittelalter das Trockenlöschen von Kalk, indem entweder faustgroße Brantkalkbrocken und Sand lagenweise geschichtet und mit einer definierten Wassermenge übergossen wurden oder Brantkalkbrocken in Körben solange getaucht wurden, bis keine Blasenbildung mehr erfolgte /139/.

Gips wurde von den Römern und bis in das Mittelalter nur wenig eingesetzt. Ab dem 11. Jahrhundert kam Gips dann aber vermehrt zur Herstellung von Mauermörtel zur Anwendung. Er wurde bei hohen Temperaturen wie Kalk gebrannt, oftmals auch mit Kalk gemeinsam, wodurch Festigkeit und Feuchtebeständigkeit verbessert wurden /57,83/. Der Einsatz von Gipsmörtel war regional auf Gebiete mit anstehendem Gipsstein begrenzt.

Der im Altertum erreichte Wissensstand über Bindemittel und Mörtel fand im Mittelalter und bis in das 18. Jahrhundert hinein keine entscheidende Fortentwicklung /110/. Erst zu jener Zeit untersuchte man systematisch die Kalkrohstoffe und den Brennvorgang, und leitete damit die Entwicklung zum heutigen Zement ein.

2.2.2 Zusammensetzung und Eigenschaften

Vergleichende Untersuchungen einer großen Zahl historischer Mörtel aus etwa dem zurückliegenden Jahrtausend erbrachten Aufschluß über die Art der verwendeten Bindemittel, eventuelle Zusatzstoffe und Zusatzmittel, Art und Aufbau des Zuschlagmaterials sowie die mengenmäßige Mortelzusammensetzung /109,139/.

Wenngleich aus den Untersuchungsergebnissen eine Typologie für historische Mörtel nicht abgeleitet werden kann, so können doch einige Besonderheiten erkannt werden. Die Zusammensetzung und die Eigenschaften historischer Mörtel unterscheiden sich zum Teil gravierend von heute üblichem Mauermörtel nach DIN 1053.

Die historischen Mauermörtel sind überwiegend Kalkmörtel, die entweder durch Einsumpfen oder trocken gelöscht wurden. Insbesondere die historischen Trockenlöschverfahren führten, begünstigt durch hydraulische Anteile im Branntkalk, zu Klümpchen mit ungebrannten Kalkresten, die heute als rundliche Calciteinschlüsse vorliegen. Ebenso finden sich Calcitstücke aus unvollständigem Brennen, und bei Gipsmörtel in entsprechender Weise ungebrannte Gipssteinreste. Nach /139/ sollen gerade diese Einlagerungen für ein geringes Kapillarporenvolumen und dementsprechend geringe Schwindneigung Sorge getragen haben, so daß sich die heute vorgefundenen historischen Mörtel trotz hohen Bindemittelanteils z.T. als dauerhaft erwiesen haben.

Der hohe Bindemittelgehalt von im Mittel zwischen 25 und 35 M.-%, nach /109,139/, verhilft auch zur Ausheilbarkeit von Rissen durch Calcitlösung und -umlagerung. Der genannte Bindemittelgehalt entspricht einem Mischungsverhältnis Bindemittel (ausgehärtet) zu Zuschlag von rund 1:2 bis 1:3 in Gewichtsteilen. Der gesamte hydraulische Anteil des Bindemittels, puzzolansische Zusatzstoffe eingeschlossen, liegt meist zwischen ca. 10 und 25%. Nach heutiger Bezeichnung handelt es sich also überwiegend um Wasserkalk. Historische Gips- und Kalkgipsmörtel weisen oftmals noch höhere Bindemittelgehalte als die Kalkmörtel auf /83/. Heutige Luftkalk- und Wasserkalkmörtel nach DIN 1053 haben Mischungsverhältnisse von etwa 1:8.

Die Zuschläge von historischen Mauermörteln sind überwiegend quarzitisches Fluß- und Grubensande. Es fällt auf, daß häufig ein erheblicher Zuschlaganteil größer als 4 mm ist /109/. Dabei ist ein Zusammenhang zwischen dem Mörtelanteil in einem Mauerwerk bzw. den Fugenabmessungen und dem Größtkorn erkennbar. So kann der Mauermörtel in Bruchsteinmauerwerk und Innenschalen einen betonähnlichen Kornaufbau mit Grobzuschlag bis 30 mm Durchmesser aufweisen /152/, während er in den schmalen Fugen von Werksteinmauerwerk feinkörnig und besonders bindemittelreich ist. Neben Quarzsand können mikroskopisch oftmals gerundete Kalksteinkörner (ungebrannte Kalksteinreste), Ziegelmehl und -splitt, Traß und Schlacken festgestellt werden. Auf den Oberflächen

der größeren Puzzolanpartikel zeigen Reaktionssäume die Beteiligung an der Erhärtung.

Entsprechend der großen Bandbreite der vorzufindenden Mörtelzusammensetzungen stellt sich auch das Spektrum der Eigenschaften dar, wobei aber hierüber vergleichsweise wenige Erkenntnisse vorliegen. Für das Tragverhalten von Natursteinmauerwerk sind die Zug- und Druckfestigkeit und das Verformungsverhalten (Elastizitätsmodul, Bruchdehnung, Längs- und Querdehnung) wichtig. Geeignete Probekörper zur Prüfung dieser Kennwerte können aber meist nicht aus dem Mauerwerk gewonnen werden. In /109/ wurden an zahlreichen Kalkmörteln aus Bruchsteinmauerwerk mit entsprechend großem Mörtelanteil die Struktur und die mechanischen Eigenschaften untersucht.

Die durch Wasseraufnahme bestimmte Gesamtporosität der Mörtel liegt zwischen 30 und 45%, und damit etwas höher als bei heutigen Kalkzement- und Zementmörteln. Gravierender sind die Unterschiede in der Porenstruktur. Bei heutigen Kalkzementmörteln werden in der Regel weniger als 50% des Porenvolumens durch Poren mit Radien größer als 100 nm erzeugt und können somit der saugaktiven Kapillarporosität zugerechnet werden, während bei den historischen Kalkmörteln 70-90% des Porenvolumens in diesem Bereich liegen. Derartige Porenstrukturen historischer Mörtel lassen auf mangelhaften Frost-Tauwechselwiderstand bei hohem Wassergehalt schließen. Die erwiesene Dauerhaftigkeit heute noch intakter historischer Mörtel dürfte neben dem genannten Aspekt des hohen Bindemittelgehaltes mit der jeweils spezifischen Situation im Mauerwerk zusammenhängen, wie Feuchteschutz und hygrischer Verträglichkeit Stein/Mörtel.

Die Druckfestigkeit der Mörtel hängt vor allem vom Bindemittel, vom Mischungsverhältnis und von der Porosität ab (vgl. Abschn. 4.5.2). Reine Luftkalkmörtel besitzen Druckfestigkeiten im Bereich von 0,1 bis 2 N/mm². Je höher der hydraulische Anteil im Mörtel ist, desto höher ist auch die Druckfestigkeit, bei Zementmörtel bis zu 50 N/mm². Kalkgipsmörtel weisen teilweise gegenüber Kalkmörtel sehr hohe Druckfestigkeit um 20 bis 30 N/mm² im trockenen Zustand auf /84/. Ebenso wie die Druckfestigkeit steht auch das Verformungsverhalten in Abhängigkeit vom hydraulisch erhärtenden Anteil. Bild 2.1 verdeutlicht das am Beispiel der Spannung-Dehnungslinien eines historischen Kalkmörtels und eines heutigen Kalkzementmörtels, aus /109/. Mit zunehmendem

hydraulischem Anteil ist der Elastizitätsmodul höher und die Duktilität geringer.

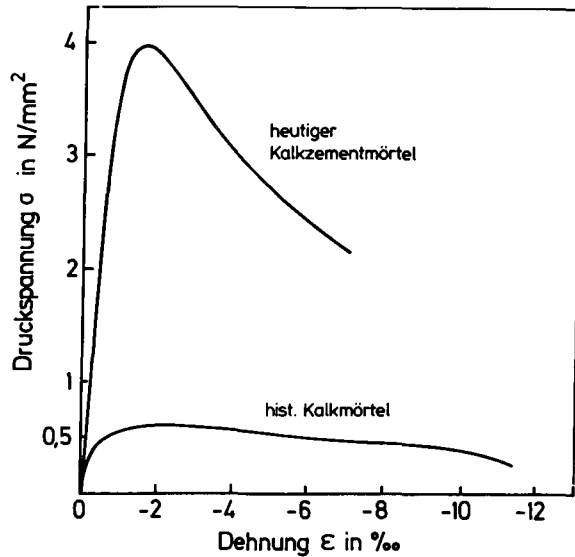


Bild 2.1: Spannung-Dehnungslinie eines historischen Kalkmörtels und eines modernen Kalkzementmörtels

2.3 Mauerwerksverbände

Der Mauerwerksverband wird durch die Steinbearbeitung maßgebend beeinflusst und bestimmt die Festigkeit und Verformung des Mauerwerks. Die DIN 1053, Teil 1 unterscheidet sieben Natursteinverbände, die vier Güteklassen zugeordnet werden. Bei der Einstufung nach DIN 1053 erfolgt eine feste Zuordnung zwischen der Verbandsart und der Steinbearbeitung. Da mit steigender Qualität der Steinbearbeitung auch unregelmäßige Mauerwerksverbände ausführbar sind und ausgeführt wurden erscheint die getrennte Ansprache von Verband und Steinbearbeitung notwendig. Folgende Natursteinverbände werden unterschieden:

- regelloser Verband
- Zyklopenverband

- unregelmäßiger Schichtenverband
- regelmäßiger Schichtenverband

Bild 2.2 zeigt den Zusammenhang zwischen Steinbearbeitung und Natursteinverband. Unbearbeitete Bruchsteine werden überwiegend im regellosen Verband verarbeitet. Bei geeigneten Steinabmessungen sind auch Zyklophenverbände herstellbar. Unterschiedliche Steingrößen und unebene Steinoberflächen können bei regellosen Verbänden zu einem Mörtelanteil im Mauerwerk bis ca. 30 Vol.-% führen.

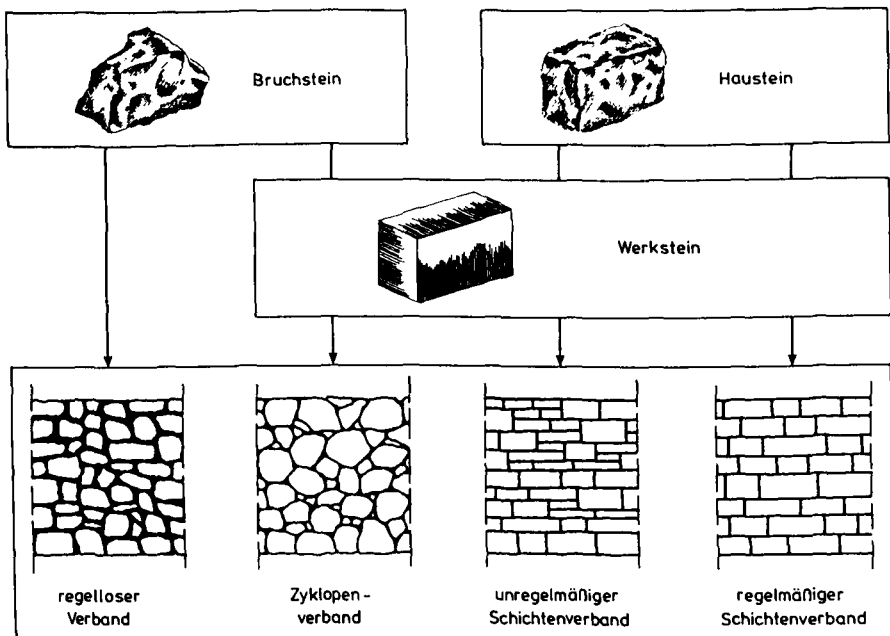


Bild 2.2: Stufen der Steinbearbeitung und des Mauerwerksverbandes

Mit spaltrauen Hausteinen werden überwiegend Schichtenverbände erstellt. Je nach Gleichmäßigkeit der Steinabmessungen entstehen unregelmäßige (unterschiedliche Steinhöhen in einer Schicht) bzw. regelmäßige Schichtenverbände. Unterschiedliche Steinhöhen in einer Schicht führen zu Steifig-

keitsunterschieden im Mauerwerk. Der Mörtelanteil ist bei Schichtenverbänden aus Haustein gegenüber regellosen Bruchsteinverbänden deutlich geringer und entspricht etwa den Verhältnissen bei künstlichem Mauerwerk. Die Fugenhöhe beträgt i.M. ca. 1,5 cm, variiert jedoch infolge der spaltrauen Steinflanke erheblich.

Werksteine wurden überwiegend in regelmäßigem Schichtenmauerwerk verarbeitet. Es sind aber auch Zyklopenverbände aus Werkstein erstellt worden. Bild 2.6 zeigt ein Beispiel /132/. Unabhängig vom Verband beträgt die Fugenhöhe bei Werksteinmauerwerk 0,5 bis 1,0 cm. Große Werksteinquader in Schichtenverbänden wurden vielfach auf Schiefer- oder Ziegelplättchen im Mörtelbett versetzt. Dadurch wurde das Herausquetschen des Frischmörtels verhindert und eine gleichmäßige Fugenhöhe ermöglicht. Der Mörtelanteil ist bei Werksteinverbänden sehr gering.

2.4 Mauerwerksgefüge

2.4.1 Einschalige Wandgefüge

Zum konstruktiven Gefüge historischen Natursteinmauerwerks sind aus der Literatur nur selten fundierte Informationen zu gewinnen. Die wichtigste Informationsquelle bleibt daher die Mauerwerkssondierung im Zuge der Sanierungsplanung, deren Ergebnisse jedoch nur selten veröffentlicht werden. Regionale oder baugeschichtliche Bezüge zwischen Mauerwerksgefügen konnten bislang nicht hergestellt werden.

Die Wände mittelalterlicher Bauwerke weisen Dicken von 80 bis 200 cm auf. Das Mauerwerk von Turmstümpfen ist teilweise noch dicker. Es ist daher verständlich, daß Wände mit Ansichtsflächen aus Hau- oder Werksteinen nicht in ganzer Stärke verbandsgerecht durchgemauert worden sind. Ein annähernd homogener Wandquerschnitt ist nur bei Wänden anzutreffen, deren Ansichtsfläche aus unbearbeiteten Bruchsteinen im regellosen Verband besteht. Da die Bruchsteine der Ansichtsfläche unterschiedlich tief einbinden, erfolgt zum Wandinneren hin eine Auszwickung. Hierdurch entsteht eine Verzahnung der Außenflächen mit dem Kern, eine durchgängige Schalenfuge ist nicht vorhanden. Die Bruchsteine im Wandinneren sind geschichtet, und der gesamte Mauerwerksquerschnitt wird gleichzeitig aufgemauert. Die Packungsdichte der Natursteine ist im Wandinneren geringer als in den Außenflächen und wird durch einen erhöhten

Mörtelanteil ausgeglichen. Der Mauer Mörtel ist hinsichtlich Bindemittelgehalt und Größtkorn auf ganzer Querschnittstiefe identisch. Wir sprechen von einem einschaligen Wandgefüge. Bild 2.3 zeigt die Wandansicht und das Wandgefüge der Klosterkirche Neuwerk in Goslar (erbaut um 1200, /101/). Es handelt sich um ein einschaliges Mauerwerksgefüge aus Bruchstein im regellosen Schichtenverband. Die architektonische Gliederung der Wandflächen erfolgt durch Friese, Lisenen und Gesimse aus Werkstein. Die Ansichtsflächen aus Bruchstein waren i.a. geputzt, die Werksteine blieben steinsichtig.

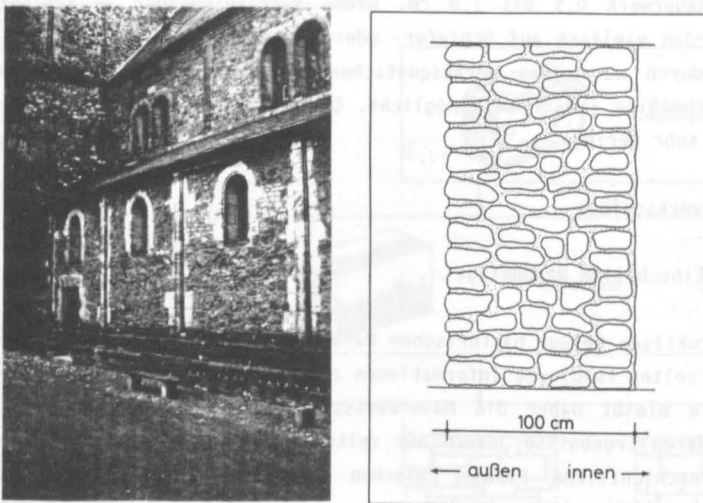


Bild 2.3: Wandansicht und -gefüge der Klosterkirche Neuwerk in Goslar nach /101/

2.4.2 Mehrschalige Wandgefüge

Besteht die Ansichtsfläche von Natursteinwänden aus Hau- oder Werkstein, so ist i.d.R. im Wandinneren ein Wechsel der Steinbearbeitung bzw. des Verbandes vorhanden. Wir sprechen dann von einem mehrschaligen Wandgefüge. Einschalige Wandgefüge aus Werkstein sind selten. Bei mehrschaligen Mauerwerksgefügen sollte zwischen zwei- oder dreischaligem Gefüge unterschieden werden. Bei zweischaligen Mauerwerksgefügen besteht die außenseitige Wetterschale zumeist aus Haustein und ist selten dicker als 30 cm. Die dem Innenraum zugewandte

Raumschale besteht zumeist aus unbearbeitetem Bruchstein im regellosen Verband und bildet den Mauerwerkskern. Bild 2.4 zeigt die Wandansicht und das Wandgefüge von St. Johannis in Hohenselchow (erbaut um 1250, /102/). Es handelt sich um ein zweischaliges Mauerwerksgefüge mit einer Wetterschale aus behauenen Feldstein und einer Raumschale aus Bruchstein im regellosen Schichtenverband. Da die Stabilität der freistehenden Wetterschale gering ist, wurden vermutlich beide Schalen gleichzeitig hergestellt. Zweischalige Natursteinwände sind bei kleineren, mittelalterlichen und neugotischen Kirchenbauten anzutreffen.

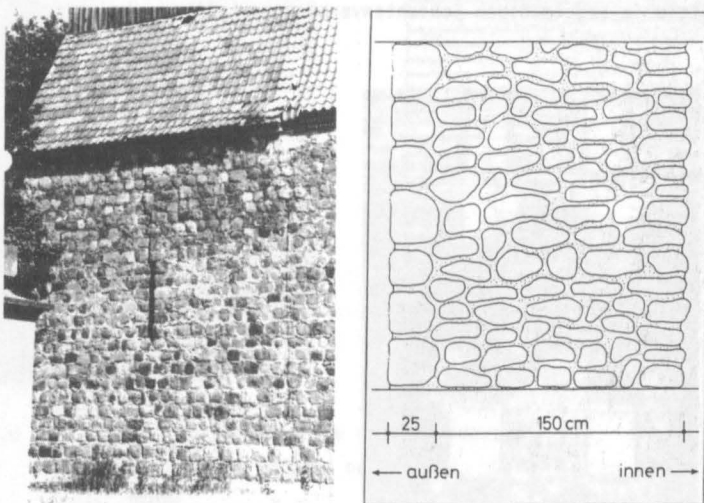


Bild 2.4: Wandansicht und -gefüge der Kirche St. Johannis in Hohenselchow nach /102/

Bei dreischaligen Mauerwerksgefügen sind die Wetterschale und die Raumschale zumeist aus Werkstein im regelmäßigen Schichtenverband hergestellt worden. Zwischen ihnen befindet sich eine zumeist geschüttete Innenschale. Die Schalendicke beträgt bei der Wetter- und der Raumschale bis zu 50 cm. Wandstärken von über einem Meter sind die Regel. Bautechnisch hatte das dreischalige Wandgefüge den Vorteil, daß durch die Verwendung von Werkstein eine Vorfertigung möglich wurde. Ferner sind die Wetter- und die Raumschale aus Werkstein relativ stabil. Diese konnten daher zunächst freistehend aufgemauert

werden. Die Verfüllung der Innenschale erfolgte später. Die Auffüllung konnte durch Schütten und Verdichten erfolgen, ein Schichten war nicht erforderlich. Es ist offensichtlich, daß dieses Bauverfahren zu erheblicher Zeit- und Kostenersparnis geführt haben muß. Die Innenschale besteht aus Mörtel und Bruch- oder Feldstein sowie Steinresten der Werksteinbearbeitung. Der Mörtelanteil ist hoch, der Mörtel grob gemagert. Die Qualität der Innenschale kann von einer losen Schüttung bis zur Betonqualität reichen. Bild 2.5 zeigt die Wandansicht und das Wandgefüge der Klosterkirche Burchardi in Halberstadt (erbaut um 1260, /103/). Es handelt sich um ein dreischaliges Mauerwerksgefüge mit geschütteter Innenschale, bei dem die Wetter- und die Raumschale aus Werkstein im regelmäßigen Schichtenverband erstellt wurde.

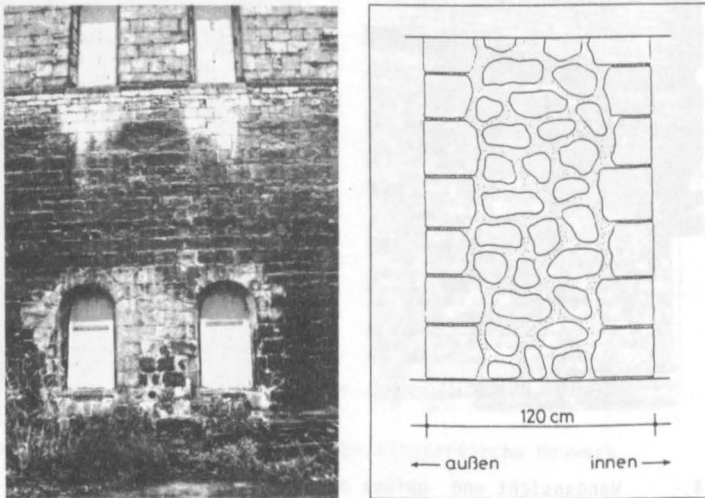


Bild 2.5: Wandansicht und -gefüge der Klosterkirche Burchardi in Halberstadt nach /103/

Ebenfalls den mehrschaligen Mauerwerksgefügen zuzurechnen sind Mischmauerwerke, bei denen neben Naturstein auch Ziegel vermauert wurde. Im Mittelalter werden Mischmauerwerke besonders häufig im Ostseeraum erstellt. In den jüngeren Epochen der Neogotik und des Klassizismus dienen Wetterschalen aus Naturstein vorrangig architektonischen Zielen, während der Mauerwerkskern mit leichter zu verarbeitenden Ziegeln erstellt wurde. Bild 2.6 zeigt die Wand-

ansicht und das Wandgefüge des Belvedere auf dem Pfingstberg in Potsdam (erbaut ca. 1850, /132/). Die Wetterschale besteht aus Werkstein im Zyklophenverband, die Raumschale aus Ziegelmauerwerk. Die Innenschale wurde teils mit Fehlbränden der Ziegelproduktion, teils mit Bruchstücken der Natursteinbearbeitung gefüllt.

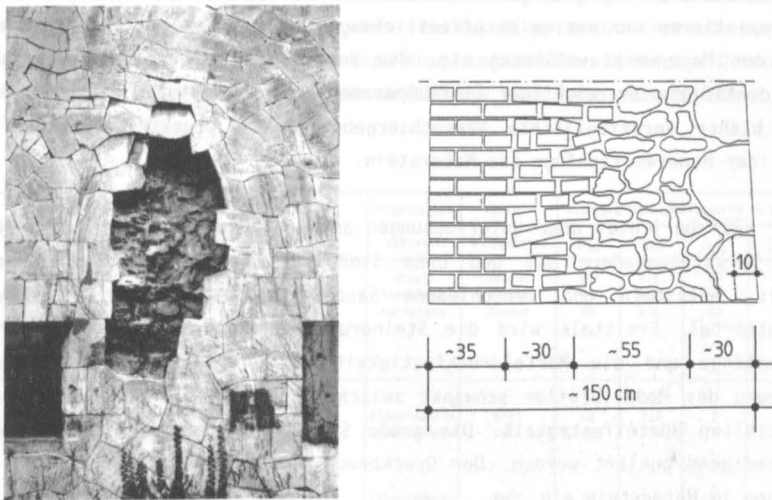


Bild 2.6: Wandansicht und -gefüge des Belvedere auf dem Pfingstberg in Potsdam nach /132/

2.4.3 Stützen

Die Stützen historischer Mauerwerksbauten sind Pfeiler und Strebepfeiler mit rechteckigem Querschnitt und Säulen mit kreisförmigem oder polygonalem Querschnitt. Entsprechend der höheren statischen Beanspruchung dieser Bauteile sind Steinbearbeitung und Verband stets sorgfältiger ausgeführt worden als bei Wänden. Stützen sind überwiegend aus Werkstein im regelmäßigen Verband mit Preßfugen hergestellt, das Mauerwerksgefüge ist einschalig durchgemauert oder dreischalig mit Innenfüllung. Die Querschnittsabmessungen (Kantenlänge bzw. Durchmesser über 100 cm) und der Fugenschnitt geben Hinweise auf einen mehrschaligen Aufbau.

3 UNTERSUCHUNGEN ZUR DRUCKTRAGFÄHIGKEIT VON NATURSTEINMAUERWERK

3.1 Stand der Erkenntnisse

3.1.1 Einschalige Mauerwerksgefüge

Über Versuche zur Tragfähigkeit und zum Bruchmechanismus von Natursteinmauerwerk existieren nur wenige Veröffentlichungen. Zusätzlich erschwert die Vielfalt der Mauerwerksausführung etc. die Vergleichbarkeit der Ergebnisse und die Identifizierung wichtiger Einflußparameter. Tab. 3.1 gibt einen Überblick über bisher veröffentlichte Versuchsergebnisse zum Drucktragverhalten einschaliger Mauerwerksgefüge aus Naturstein.

Gaber /39/ berichtet über Untersuchungen an Modellpfeilern, die aus drei bis fünf Werksteinquadern mit und ohne Stoßfugen bestehen. Verwendet wurden Granit, Kalkstein und verschiedene Sandsteinvarietäten sowie hochfester Zementmörtel. Ermittelt wird die Steindruckfestigkeit am Würfel mit 20 cm Kantenlänge und die Mörteldruckfestigkeit am Normprisma. Die Druckbruchspannung der Modellpfeiler schwankt zwischen 85 und 160 % der am Normprisma ermittelten Mörtelfestigkeit. Die große Streuung der Ergebnisse kann nicht befriedigend geklärt werden. Der Druckbruch des Mauerwerks tritt durch Ribbildung im Naturstein ein.

Berndt et al. /12/ verwenden zwei Varietäten des Elbsandsteins (Cottaer und Postaer Sandstein) und Kalkmörtel. Als Prüfkörper werden Mauerwerkskörper mit $h/d = 5$ und Modellpfeiler aus drei Quadern benutzt. Die Natursteine sind in den Fugenflächen werkmäßig bearbeitet und werden in regelmäßigem und unregelmäßigem Schichtenverband vermauert. Die Fugenhöhe beträgt ca. 1 cm. Die Mörteldruckfestigkeit wird am Normprisma ermittelt. Die Druckbruchspannung des Mauerwerks ist deutlich größer als die Mörteldruckfestigkeit. Ein signifikanter Einfluß von Unregelmäßigkeiten im Verband wird nicht festgestellt. Das Mauerwerksversagen wird durch das lokale Ausrieseln des Mörtels angekündigt und tritt durch Risse im Stein ein.

Sabha et al. /107/ setzen die Versuchsserie von Berndt et al. fort und berichten über weitere Druckversuche, in denen die Fugenhöhe und die Mörtelfestigkeit variiert wurden. Auch hier liegen die ermittelten Druckbruchspannungen des Mauerwerks deutlich oberhalb der am Normprisma ermittelten

Druckfestigkeit des Mörtels. Das Versagen auf Druck entspricht dem von Berndt festgestellten.

Anicic et al. /2/ berichten über Druckversuche an Mauerwerkskörpern mit $h/d = 5$ aus Werkstein im regelmäßigen Schichtenverband. Verwendet werden ein Kalkstein hoher Druckfestigkeit und Kalkzementmörtel. Den Schwerpunkt der Untersuchungen bilden kombinierte Schub-Druck-Beanspruchungen. Der Druckbruch konnte mit der verwendeten Belastungseinrichtung daher nicht erreicht werden. Die Autoren schätzen die Druckbruchspannung anhand der Spannungs-Dehnungs-linien ab. Das Bruchversagen der Mauerwerkskörper wird nicht beschrieben.

Autor Quelle	Mauerwerks- verband	Stein- bearbeitung	Ansicht Verband	Naturstein- varietät	Mörtel- bindemittel	mittlere Festigkeitswerte in MN/m^2			
						β_{01t}	β_{25t}	β_{0w}	β_{0w}
Gaber /39/	regelmäßiger Schichtenverband	Werkstein		Granit Sandstein Kalkstein	Zement	200	k.A.	40	65
					Zement	95	k.A.	40	42
					Zement	60	k.A.	40	34
Berndt /12/	regelmäßiger Schichtenverband unregelmäßiger Schichtenverband	Werkstein Fugenhöhe $h_{f0} = 1 \text{ cm}$		Elbsandstein	Kalk	22	3,2	1	10
				Elbsandstein	Kalk	43	3,9	1	16
Sabha /107/	regelmäßiger Schichtenverband	Fugenhöhe $h_{f0} = 2-4 \text{ cm}$		Elbsandstein	Kalk	22	3,2	1	10
				Elbsandstein	Kalk	43	3,9	1	16
				Elbsandstein	Kalkzement	43	3,9	6	18
Anicic /2/	regelmäßiger Schichtenverband	Werkstein		Kalkstein	Kalkzement	120	k.A.	7	6
Nascé /88/	regelloser Verband	Bruchstein		Sandstein	Kalkzement	63	k.A.	19	10

Tabelle 3.1: Experimentell ermittelte Druckbruchspannungen einschaliger Mauerwerksgefüge aus der Literatur

Nascé et al. /88/ berichten über Druckversuche an großformatigen Mauerwerksproben, die einem historischen Mauerwerkspfeiler entnommen worden sind. Der Mauerwerksverband der Proben ist regellos, die Bruchsteine sind unbearbeitet.

Die Druckfestigkeit des historischen Mörtels in der Fuge ist erstaunlich hoch, der Mörtelanteil der hohlraumreichen, überwiegend aus dem Mauerwerksinneren gewonnenen Proben wird mit 30 bis 50 Vol-% abgeschätzt. Die Druckfestigkeit der Mauerwerksproben ist deutlich niedriger als die Mörtelfestigkeit. Das Versagen tritt durch Risse im Stein und durch Mörtelausbrüche ein.

Bei der Bewertung der Versuchsergebnisse ist zu berücksichtigen, daß wichtige Einflußfaktoren auf die Mauerwerksfestigkeit, wie die Fugenhöhe und -schlankheit, die Breite der Stoßfugen, die Zugfestigkeit der Natursteine u.a. nicht ermittelt bzw. angegeben wurden. Es ist jedoch festzuhalten, daß die Druckbruchspannung des Mauerwerks bei geringem Fugenanteil und niedriger Mörtelfestigkeit größer ist als die Mörtelfestigkeit, bei großem Fugenanteil hingegen kleiner als die Mörtelfestigkeit ist. Als Bezugswert für die Mörtelfestigkeit wird dabei die Prismenfestigkeit nach Norm verwendet, die von der vorhandenen Mörtelfestigkeit in der Fuge stark abweichen kann.

Die Versagensart beim Druckbruch von Natursteinmauerwerk entspricht überwiegend jenem des künstlichen Mauerwerks. Zunächst treten lokale Mörtelausbrüche an den Fugenoberflächen auf, gefolgt von lokaler Ribbildung im Stein. Bei Laststeigerung entstehen durch Lastumlagerung weitere Risse, die schließlich zum Versagen des Mauerwerksquerschnitts führen. Lediglich bei hohem Mörtelanteil im Mauerwerk tritt das Mauerwerksversagen durch Mörtelversagen ein.

3.1.2 Dreischalige Mauerwerksgefüge

Untersuchungen zur Drucktragfähigkeit mehrschaliger Mauerwerksgefüge aus Naturstein sind in der Literatur ebenfalls rar. Zumeist werden einschalige und dreischalige Mauerwerksquerschnitte miteinander verglichen, teilweise wird zusätzlich der Einfluß der Injektion der Innenschale studiert. Eine zusammenfassende Bewertung wird durch unterschiedliche Zusammensetzung der Innenschale und uneinheitlichen Flächenbezug der Bruchlast erschwert. Die Tabellen 3.2 und 3.3 geben einen Überblick über Versuchsergebnisse aus der Literatur.

Autor Quelle	Mauerwerks- verband	Stein- bearbeitung	Ansicht Verband	Ansicht Gefüge	Naturstein- varietät	Mörtel- bindemittel	mittlere Festigkeitswerte in MN/m^2			
							β_{St}	β_{St}	β_{St}	β_{St}
Faella /32/	regelmäßiger Schichtenverband	Haustein			Tuffstein	Kalk	3,5	k.A.	2,5	1,4
					Tuffstein	Kalk	3,5	k.A.	2,5	1,1
Stiglat /123/	regelloser Verband	Bruchstein			Sandstein	Zement	60	k.A.	18	10,0
Dierks /28/	regelmäßiger Schichtenverband	Bruchstein			Obern- kirchner Sandstein	Kalk	100	8,0	0,7	1,2
					Obern- kirchner Sandstein	Kalk	100	8,0	0,7	2,0
					Obern- kirchner Sandstein	Kalk	100	8,0	0,7	1,8
Dahmann /25/	regelmäßiger Schichtenverband	Ziegel			Ziegel	Kalk	38	k.A.	2,5	10,0
					Ziegel	Kalk	38	k.A.	2,5	6,0

Tabelle 3.2: Experimentell ermittelte Druckbruchspannungen mehrschaliger Mauerwerksgefüge aus der Literatur

Faella et al. /32/ berichten über Druckversuche an ein- und dreischaligen Mauerwerkspfählern. Verwendet wurde ein Tuffstein geringer Druckfestigkeit und Kalkmörtel. Die Natursteine wurden als Hausteine in regelmäßigem Schichtenverband verarbeitet. Die Abmessungen betragen $h/b/d = 125/130/50$ cm. Es wurden einschalig durchgemauerte Mauerwerksgefüge und dreischalig mit nicht näher beschriebener Innenschale hergestellte Mauerwerksgefüge mit gleichen Abmessungen verglichen. Zusätzlich wurde die Wirkung einer Injektion der Innenschale auf die Tragfähigkeit untersucht (siehe Abschnitt 9.2). Die in Tab. 3.2 angegebenen Druckbruchspannungen beziehen sich auf den Gesamtquerschnitt. Die Druckbruchspannung des einschaligen Mauerwerksgefüges ist kleiner als die am Normprisma ermittelte Mörtelfestigkeit. Das Mauerwerksversagen tritt durch Versagen der Mörtelfugen ein, Risse im Stein wurden nur vereinzelt festgestellt. Die Drucktragfähigkeit des dreischaligen Mauerwerksgefüges ist um 30 % geringer als die des einschalig durchgemauerten. Der Lastabtrag der Innenschale wird nicht untersucht.

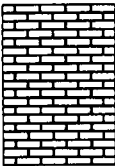
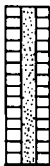
Autor Quelle	Stein / Mörtel	Ansicht Verband	Ansicht Gefüge	Schalen- abmessungen	Innenschale			Außen- schale	Gesamt- querschnitt
					Aufbau	E_i	β_{0i}	β_{0a}	β_{0w}
						MM/m ²	MM/m ²	MM/m ²	MM/m ²
Egermann /29/	Ziegel / Kalk			$d_i / d_a = 3$	Kalk- mörtel	2200	0,4	$> \beta_{0i}$	2,1
					Zement- mörtel	19600	13,6	$< \beta_{0i}$	9,8
					Steinbruch- Mörtel- schüttung	4100	1,9	k.A.	2,9
				$d_i / d_a = 1$	Kalk- mörtel	2600	0,5	$> \beta_{0i}$	3,5
					Stein/Mörtel- schüttung	4700	2,0	k.A.	3,5
					$d_i / d_a = 5$	Kalk- mörtel	2600	0,5	$> \beta_{0i}$
Stein/Mörtel- schüttung	4700	2,1	k.A.	2,5					

Tabelle 3.3: Experimentell ermittelte Druckbruchspannungen mehrschaliger Mauerwerksgefüge aus der Literatur

Stiglat /123/ hat die Tragfähigkeit von Mauerwerkspfählern mit quadratischem Querschnitt von $h/b/d = 120/100/100$ cm untersucht. Unbearbeitete Bruchsteine

aus Sandstein werden mit Zementmörtel im unregelmäßigen Schichtenverband aufgemauert. Der Mauerwerkskern wird mit Bruchstein und Mörtel satt ausgezwickt. Einzelne Mauerwerkspfeiler werden mit in den Lagerfugen eingelegten Betonstählen bewehrt, um den Einfluß der Vernadelung zu studieren (siehe Abschnitt 9.1). Die Druckbruchspannung der Mauerwerkspfeiler ist niedriger als die Mörteldruckfestigkeit, die am Normprisma ermittelt wird. Das Mauerwerksversagen tritt durch Risse im Stein, also infolge Quersugbruch ein.

Dierks et al. /28/ haben die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden mit $h/b/d = 130/140/70$ cm untersucht. Es wurden Bruchsteine aus Obernkirchner Sandstein im regelmäßigen Schichtenverband mit relativ großen Fugenhöhen und Kalkmörtel verwendet. Vom Naturstein wurde die Biegezugfestigkeit und die Würfeldruckfestigkeit ermittelt, vom Mörtel die Prismendruckfestigkeit und die Biegezugfestigkeit. Es wurden dreischalige Mauerwerksgefüge mit hohler Innenschale, mit einer Innenschale aus feuchtem, verdichteten Sand und mit einer Innenschale aus einer Stein- und Mörtelschüttung untersucht. Materialkennwerte der Innenfüllung werden nicht angegeben. Die in Tab. 3.2 angegebenen Druckbruchspannungen beziehen sich jeweils auf die belastete Mauerwerksfläche. Bei den Mauerwerkskörpern mit hohler Innenschale ist die Druckbruchspannung nur geringfügig größer als die am Normprisma ermittelte Mörteldruckfestigkeit. Die Innenfüllung aus Sand bzw. Stein-/Mörtelschüttung führt zu einer Steigerung der Bruchlast um 50 bis 70 %. Die Ursache hierfür kann nicht befriedigend geklärt werden, der Lastabtrag in die Innenschale wird nicht untersucht. Bei allen Mauerwerkskörpern wird das Mauerwerksversagen durch Mörtelversagen eingeleitet, der Bruch tritt durch Risse im Stein ein.

Dahmann /25/ untersucht die Tragfähigkeit ein- und dreischaliger Wände aus Ziegelmauerwerk mit $h/b/d = 160/110/36$ cm. Die einschaligen Mauerwerkskörper werden im Kreuzverband erstellt, die dreischaligen mit einer 12 cm dicken, durchmischten Innenfüllung aus Ziegelbruch und Mörtel ausgeführt. Materialkennwerte der Innenschale werden nicht angegeben. Zusätzlich wurde die Wirkung einer Innenschaleninjektion und Vernadelung auf die Tragfähigkeit untersucht (siehe Abschnitt 9.1). Die angegebenen Druckbruchspannungen beziehen sich auf den Gesamtquerschnitt. Die Druckbruchlast des dreischaligen Mauerwerksgefüges beträgt ca. 60 % des einschaligen und ist damit proportional dem durchgemauerten Ziegelquerschnitt. Die Mitwirkung der Innenschale am Lastabtrag wird nicht untersucht.

Egermann /29/ untersucht das Tragverhalten von dreischaligen Mauerwerksgefügen an Ziegelmauerwerkskörpern im Modellmaßstab. Die Außenschalen besitzen eine Schlankheit von $h/d = 15$. Variiert wird die Steifigkeit und die Druckfestigkeit der Innenschale sowie das Dickenverhältnis der Schalen. Als Innenschalenfüllung werden ein Kalkmörtel, ein Zementmörtel und eine Stein-/Mörtelschüttung verwendet. Die mechanischen Eigenschaften der Innenschale werden an separaten Probewürfeln ermittelt. Tab. 3.3 zeigt die Ergebnisse. Die Steifigkeit und Druckfestigkeit der Innenschale hat offensichtlich einen deutlichen Einfluß auf die Druckbruchspannung des Gesamtquerschnitts. Ferner führen dünne Innenschalen zu höheren Druckbruchspannungen.

Auch bei den hier vorgestellten Untersuchungen ist die Druckbruchspannung des einschaligen Natursteinmauerwerks geringer oder nur unwesentlich größer als die Mörtelfestigkeit. Bei Faella und Dahmann beteiligt sich die Innenschale aus Stein-/ Mörtelschüttung im Vergleich zum einschaligen Mauerwerksgefüge nur unwesentlich am Lastabtrag. Bei Dierks bewirkt die Innenfüllung aus Sand oder Stein-/ Mörtelschüttung hingegen eine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit. Das Verhältnis der Schalendicken und der mechanischen Eigenschaften von Innen- und Außenschale beeinflusst die Tragfähigkeit des mehrschaligen Mauerwerksgefüges.

3.2 Eigene Untersuchungen an einschaligen Mauerwerksgefügen

3.2.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfaßte die Prüfung von 24 einschaligen Mauerwerkskörpern. Untersucht wurden regelmäßige Schichtenverbände aus Haustein mit den Mörtelgruppen M I und M III sowie regellose Verbände aus Bruchstein mit der Mörtelgruppe M I. Variiert wurde die Schlankheit sowie die Exzentrizität der Lasteinleitung. Tab. 3.4 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

Die Festigkeit und Verformung einschaliger Mauerwerksgefüge wurde an vollflächig zentrisch belasteten Versuchskörpern mit $h/d = 5$ und $h/d = 10$ ermittelt. Die gedrungene Schlankheit entspricht dem Mauerwerksverband des RILEM-Körpers nach DIN 18554, Teil 1, der zur Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit vorgesehen ist. Die Abmessungen betragen ca. $h/b/d = 75/50/15$ cm.

Die Abmessungen der schlankeren Versuchskörper betragen ca. $h/b/d = 140/100/15$ cm. Die Ermittlung des Bruch- und Verformungsverhaltens einschaliger Mauerwerksgefüge unter Biegung mit Normalkraft erfolgte unter einer exzentrischen Lasteinleitung mit $e = d/6$. Die Exzentrizität wurde so eingerichtet, daß auf der lotrecht ausgerichteten Vorderseite der Versuchskörper Zugspannungen, auf der rauhen Rückseite Druckspannungen erzeugt wurden. Die Abmessungen der exzentrisch belasteten Versuchskörper entsprachen denjenigen unter zentrischer Belastung.

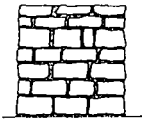

Verband	Ansicht	Naturstein	Steinbearbeitung	Mörtel	Exzentrizität	Schlankheit	Anzahl
Regelmäßiger Schichtenverband		Velpker Sandstein	Haustein	M I	zentrisch	$h/d = 5$	4
						$h/d = 10$	3
					exzentrisch $e = d/6$	$h/d = 5$	2
						$h/d = 10$	1
				M III	zentrisch	$h/d = 5$	2
					exzentrisch $e = d/6$	$h/d = 5$	2
	$h/d = 10$	2					
		2					
Regelloser Verband		Elmkalkstein	Bruchstein	M I	zentrisch	$h/d = 5$	2
						$h/d = 10$	2
					exzentrisch $e = d/6$	$h/d = 10$	2

Tabelle 3.4: Versuchsprogramm zur Drucktragfähigkeit einschaliger Mauerwerksgefüge

3.2.2 Baustoffe und Mauerwerksverbände

Als Naturstein wurde der Velpker Sandstein und der Elmkalkstein verwendet. Der Velpker Sandstein ist ein Rhätsandstein. Er ist tonig gebunden und besitzt eine hohe Druckfestigkeit. Der Stein wurde als gespaltenes Material angeliefert und beim Aufmauern behauen. Der Elmkalkstein ist ein Muschelkalkstein. Er ist lagerhaft mit groben Einschlüssen von Fossilien und besitzt eine geringe Druckfestigkeit. Der Elmkalkstein wurde als gebrochenes Material

angeliefert und ohne weitere Bearbeitung vermauert. Beide Natursteinvarietäten stehen in Ostniedersachsen an. Tab. 3.5 zeigt die wichtigsten Eigenschaften der Natursteine. Die Druckfestigkeit wurde am Zylinder mit $h/d = 3$ ermittelt, die Zugfestigkeit wurde mit 90 % der ermittelten Spaltzugfestigkeit angenommen.

	β_{DSt} [N/mm ²]	β_{ZSt} [N/mm ²]	E_{St} [N/mm ²]	Dichte [kg/m ³]	W_{kap} [kg/m ² /h]
Velpker Sandstein	99,6	3,0	25500	2270	0,66
Elmkalkstein	22,2	1,6	22300	1860	1,33

Tabelle 3.5: Eigenschaften der verwendeten Natursteine

Die Hausteine aus Velpker Sandstein wurden im regelmäßigen Schichtenverband verarbeitet, die Bruchsteine aus Elmkalkstein im regellosen Verband. Tab. 3.4 zeigt exemplarisch zwei Mauerwerkskörper, Tab. 3.6 nennt Angaben zur Fugengeometrie. Alle Mauerwerkskörper wurden handwerksgerecht von Steinmetzen aufgemauert. Die Mauerwerkskörper wurden auf der Ansichtsfläche lotrecht ausgerichtet, die Rückseite blieb naturrauh. Bei den regellosen Bruchsteinwänden wurde die Mauerwerksdicke durch Abtasten im Raster von 10 cm ermittelt.

	regelmäßiger Schichtenverband	regelloser Schichtenverband
Steinbearbeitung	Haustein	Bruchstein
Steinvarietät	Velpker Sandstein	Elmkalkstein
Mauerwerksdicke	$d = 15 \pm 2,5$ cm	$d = 17,5 \pm 4,5$ cm
Fughöhe	in Ansichtsfläche $h=2$ cm im Kern $h=1 \pm 0,5$ cm	in Ansichtsfläche $h=2-5,5$ cm im Kern $1,5-3,5$ cm

Tabelle 3.6: Fugengeometrie der Mauerwerksverbände

Als Mörtel wurde ein hydraulischer Kalkmörtel der Mörtelgruppe M I und ein hochhydraulischer Kalkmörtel der Mörtelgruppe M III verwendet. Die Mörtelrezepturen und die mechanischen Eigenschaften der Mörtel zeigt Tab. 3.7. An Mörtelprismen wurde die Druckfestigkeit $\beta_{DMö,DIN}$ nach DIN 13555, der statische Elastizitätsmodul $E_{Mö,stat}$ und die Querdehnungszahl $\mu_{Mö}$ ermittelt.

Zusätzlich wurde im Hinblick auf die Prognose der Druckfestigkeit des Mauerwerks durch ein Bruchmodell die Mörtelfestigkeit in der Fuge $\beta_{DMo,teil}$ ermittelt. Hierzu wurde das sog. ibac-Verfahren (siehe Abschnitt 7.4.2) verwendet, bei dem aus der Fuge entnommene Mörtelscheiben mit ca. 5 cm Durchmesser und einer Höhe von 1 bis 1,5 cm teilflächig durch einen Stempel mit 2 cm Durchmesser belastet werden. Die Prüfung der Mörtelfestigkeit in der Fuge wurden an separat hergestellten Zwei-Stein-Körpern im Alter von mindestens 120 Tagen durchgeführt. Das unterschiedliche Saugverhalten der beiden Natursteinvarietäten hatte keinen signifikanten Einfluß auf die Mörteldruckfestigkeit in der Fuge.

	Mörtelrezeptur	Ausbreitmaß [cm]	Mörtelprisma			Mörtel aus der Fuge
			$\beta_{DMo,DIN}$ [N/mm ²]	ϵ_{Mo} [N/mm ²]	μ_{Mo} [-]	$\beta_{DMo,ibac}$ [N/mm ²]
M I	1 RT HOZ 35 L 3 RT Weißkalkhydrat 16 RT Sand 0-2 mm	14	1,1	1800	0,175	12,0
M III	1 RT HOZ 35 L 1 RT Weißkalkhydrat 4 RT Sand 0-2 mm	14	16,9	14500	0,20	46,0

Tabelle 3.7: Eigenschaften der verwendeten Mörtel

3.2.3 Versuchstechnik

Die Prüfung der Mauerwerkskörper erfolgte in einer 600-t-Druckprüfmaschine. Die Belastung erfolgte in Laststufen, geregelt wurde der Kolbenweg. Bei ca. einem Drittel der Druckbruchlast wurde eine Entlastung durchgeführt und anschließend bis zum Bruch belastet. Die Belastungsdauer betrug ca. 30 Minuten. Das Prüfalter der Versuchskörper betrug mindestens 90 Tage. Zur Lasteinleitung wurden die Versuchskörper in der Prüfmaschine unter Last mit Mörtel abgeglichen. Zur Zentrierung der exzentrisch belasteten Versuchskörper wurden Gelenkwalzen verwendet. Den Versuchsaufbau zeigt Bild 3.1.

Die Verformungsmessung mit induktiven Wegaufnehmern erfolgte auf der Vorder- und Rückseite der Versuchskörper vertikal über mehrere Lagerfugen und lokal auf einem Stein sowie horizontal über mehrere Stoßfugen und lokal über einer Stoßfuge. Bei den exzentrischen Versuchen wurde zusätzlich die Auslenkung

ermittelt. Die Instrumentierung der einschaligen Mauerwerksgefüge ist in Bild 3.2 dargestellt.

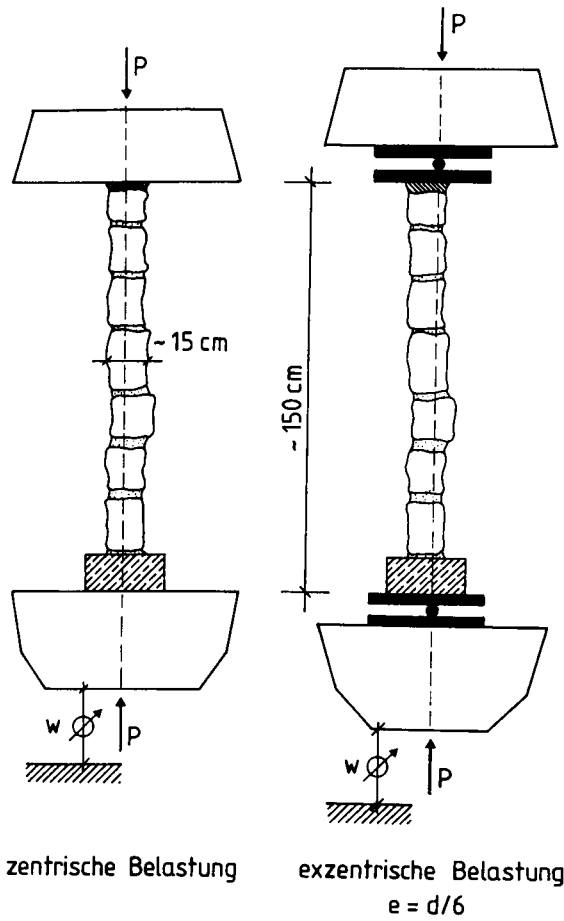


Bild 3.1: Versuchsaufbau einschaliger Mauerwerksgefüge

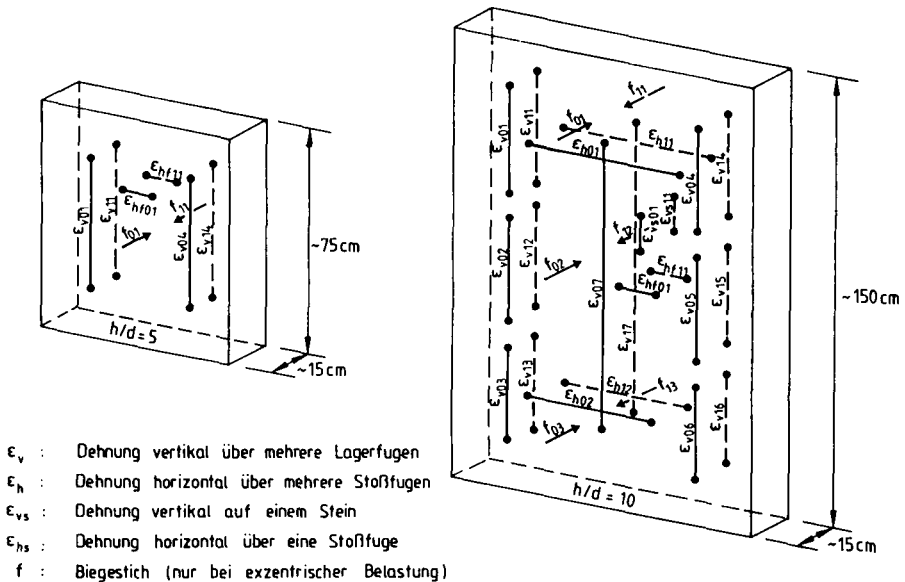


Bild 3.2: Instrumentierung einschaliger Mauerwerksgefüge

3.2.4 Repräsentatives Gefügeelement

Die Festigkeit und Verformung des Verbundwerkstoffs Mauerwerk wird maßgeblich durch die Baustoffeigenschaften seiner Komponenten Stein und Mörtel bestimmt. Da deren Eigenschaften sehr unterschiedlich sind, muß zur Ermittlung der Festigkeit und Verformung von Mauerwerk eine Verfügung über die Mindestabmessungen des zu betrachtenden Mauerwerksausschnitts getroffen werden. Bei künstlichem Mauerwerk erfolgt die Ermittlung des Tragverhaltens unter Druckbeanspruchung am sog. RILEM-Körper nach DIN 18554, Teil I mit einer Höhe von 5 Schichten, einer Breite von zwei Steinen und der Schlankheit $h/d = 3$ bis 5. Die Verformungseigenschaften werden an den mittleren drei Steinlagen des Prüfkörpers ermittelt.

Bei Mauerwerk aus natürlichen Steinen ist die Inhomogenität des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens, bedingt durch die Unebenheit der Steinflanken und die

Unregelmäßigkeit des Verbandes, noch deutlich ausgeprägter. Für die Auswertung von Versuchsergebnissen hinsichtlich Festigkeit und Verformung sowie für die Formulierung des Bruchmodells werden daher Mindestanforderungen an die Abmessungen des Repräsentativen Gefügeelements (RGE) gestellt. In Anlehnung an die Regelung bei künstlichem Mauerwerk werden für Natursteinmauerwerk die Versuchskörperabmessungen bei einschaligen Mauerwerksgefügen mit $h/b \geq 1$ und $h/d \geq 5$, bei mehrschaligem Mauerwerksgefüge mit $h/b \geq 1$ und $h/d_a \geq 5$ festgelegt. Das Repräsentative Gefügeelement zur Ermittlung der Festigkeit und Verformung ist der mittlere Bereich der Versuchskörper über mindestens zwei Lagerfugen, der von der Lasteinleitung unbeeinflusst ist. Bild 3.3 zeigt das Repräsentative Gefügeelement für ein- und dreischalige Mauerwerksgefüge.

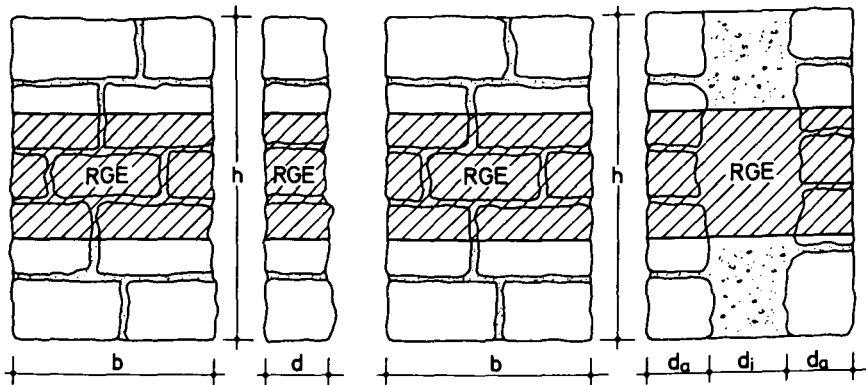


Bild 3.3: Repräsentatives Gefügeelement (RGE) für ein- und mehrschalige Mauerwerksgefüge

Bei den Prüfkörpern mit $h/d = 5$ ist das Repräsentative Gefügeelement mit vier Wegaufnehmerbestrecken bestückt. Die Inhomogenität des Spannungs-Dehnungsverhaltens innerhalb des RGE wird daher an den gedrunenen Prüfkörpern ermittelt. Die schlankeren Prüfkörper mit $h/d = 10$ repräsentieren hingegen aufgrund ihrer Abmessungen mehrere Repräsentative Gefügeelemente, die jeweils mit zwei Wegaufnehmerbestrecken bestückt sind. An den schlankeren Prüfkörpern kann daher das Last-Verformungs-Verhalten von Bauteilen beschrieben werden.

3.2.5 Festigkeit und Verformung unter zentrischer Belastung

Zunächst soll das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des RGE am gedrunenen Prüfkörper mit $h/d = 5$ untersucht werden. Die Bilder 3.4 und 3.5 zeigen beispielhaft an zwei Prüfkörpern mit unterschiedlichem Verband die σ_x - ϵ_x -Beziehung für vier Wegaufnehmermeßstrecken. Bei allen untersuchten Mauerwerksverbänden treten trotz der vollflächig zentrischen Belastung schon bei niedriger Laststufe erhebliche Dehnungsunterschiede auf. Einzelne Meßwerte der Dehnung weichen um bis zu 100 % von Mittelwert ab. Diese Dehnungsdifferenzen sind auf innere Steifigkeitsunterschiede zurückzuführen und bewirken eine innere, lokale Biegebeanspruchung sowohl in der Prüfkörperenebene, als auch senkrecht dazu.

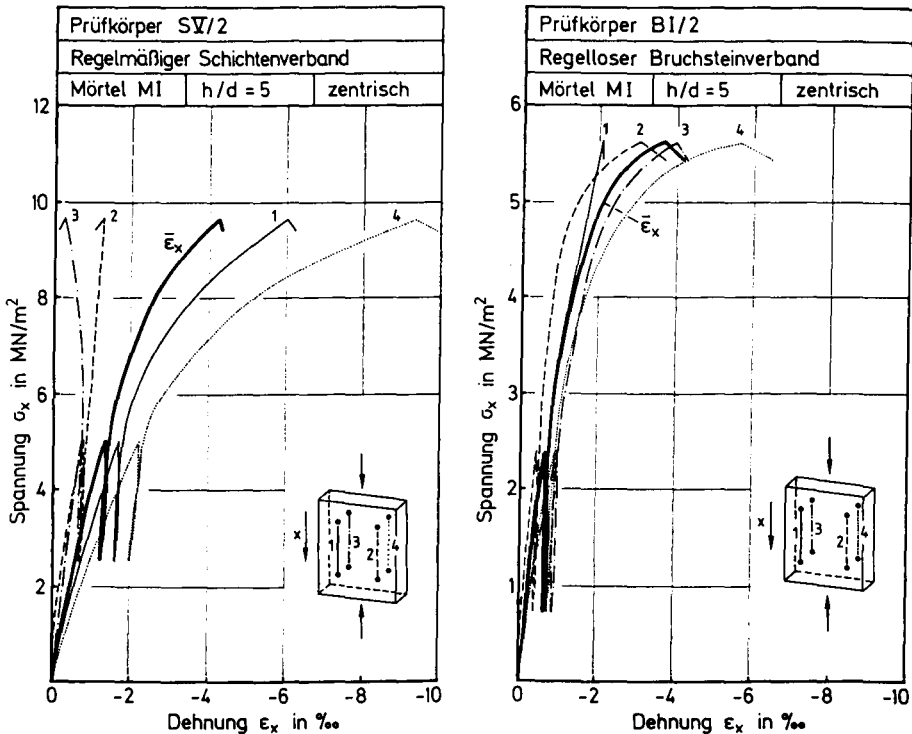


Bild 3.4, 3.5: Spannungs-Dehnungs-Verhalten des RGE
 Prüfkörper aus regelmäßigem Schichtenmauerwerk (links)
 Prüfkörper aus regellosem Bruchsteinmauerwerk (rechts)

Bild 3.6 zeigt das mechanische Modell für die Beanspruchung des RGE im Mauerwerksverband. Der Prüfkörper wird als System paralleler Reihenschaltungen von Einzelfedern aufgefaßt, deren Federsteifigkeit c_i die lokale Mauerwerkssteifigkeit abbildet. Das RGE wird durch vier Federelemente beschrieben, die in Lage und Länge den Wegaufnahme-meßstrecken entsprechen. Die Mauerwerksbereiche ober- und unterhalb des RGE werden ebenfalls durch vier Federelemente beschrieben. Das Verformungsverhalten des Prüfkörpers unter zentrischer Belastung ergibt sich aus den unterschiedlichen Federsteifigkeiten c_i unter Beachtung folgender Bedingungen:

- In jedem der drei Horizonte müssen die Verformungen der vier Federelemente eine ebene Dehnungsverteilung ergeben;
- Die Gesamtverformungen der drei vertikal in Reihe geschalteten Federelemente müssen in allen vier Achsen gleich groß sein;
- Sofern Schubkräfte vernachlässigt werden, müssen die Federkräfte der vertikal in Reihe geschalteten Federn gleich groß sein.

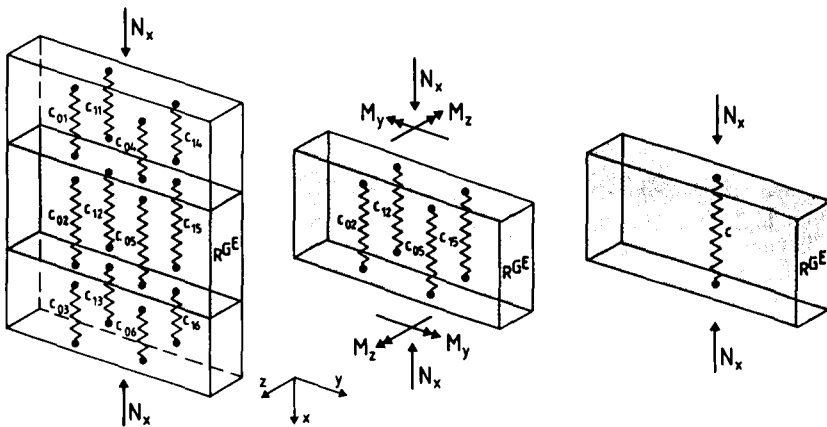


Bild 3.6: Mechanisches Modell der Beanspruchung des RGE im Mauerwerksverband

Aus den Bedingungen folgt, daß die drei Horizonte unter zentrischer Belastung jeweils innere Biegebeanspruchungen erfahren können, sofern sich diese im Gesamtkörper ausgleichen. Um das Spannung-Dehnungs-Verhalten von Natursteinmauerwerk beschreiben zu können, werden die inneren Biegebeanspruchungen des RGE vernachlässigt und durch eine Ersatzfeder beschrieben. Bei allen untersuchten Prüfkörpern mit $h/d = 5$ wird das Spannung-Dehnungs-Verhalten des RGE daher aus den vier Meßachsen gemittelt. Dem entspricht die durchgezogene Linie in Bild 3.4 und 3.5.

Als mögliche Ursache für die Steifigkeitsunterschiede kommt die nicht konstante Prüfkörperdicke infolge der naturrauen Rückseite, die Unregelmäßigkeit des Verbands sowie die Unebenheit der Steinflanken in Betracht. Der Vergleich der Bilder 3.4 und 3.5 zeigt, daß die Unregelmäßigkeit des Verbandes und die Rauheit der Mauerwerksrückseite offensichtlich nicht für die inneren Steifigkeitsunterschiede maßgebend ist, da die Dehnungsdifferenzen beim regellosen Bruchsteinverband geringer sind als beim regelmäßigen Schichtenverband aus Haustein. Dies gilt unabhängig von der Mörtelfestigkeit. Ursächlich für die festgestellten Dehnungsunterschiede erscheint die Überlagerung von Einflüssen der Steinbearbeitung und des Verbands. Offensichtlich wird beim Bruchsteinmauerwerk die Inhomogenität infolge der unebenen Bruchsteinflanken von dem regellosen Verband überlagert und teilweise ausgeglichen. Beim regelmäßigen Schichtenverband hingegen bleibt die Inhomogenität infolge der unebenen Hausteinflanken unverschmiert und beeinflusst das Verformungsverhalten des Mauerwerks.

Die schlankeren Prüfkörper mit $h/d = 10$ entsprechen von den Abmessungen her einem Vielfachen des RGE. Beim regelmäßigen Schichtenverband wird der Prüfkörper in sechs RGE unterteilt, die jeweils mit zwei Wegaufnehmermeßstrecken bestückt sind. Beim regellosen Bruchsteinverband war auf der Rückseite nicht immer eine spiegelbildliche Instrumentierung möglich, daher werden hier nur zwei RGE größerer Abmessung unterschieden. Die Bilder 3.7 und 3.8 zeigen beispielhaft die Spannung-Dehnungs-Beziehung mehrerer RGE zweier Prüfkörper. Im Vergleich zu den Bildern 3.4 und 3.5 fällt auf, daß die Dehnungsdifferenzen verschiedener RGE eines Prüfkörpers insbesondere bei niedrigem Lastniveau geringer sind als die Dehnungsdifferenzen innerhalb eines RGE. Diese Feststellung trifft für alle untersuchten Mauerwerksverbände zu. Sie kann als Indiz dafür angesehen werden, daß die Verfügungen über die Abmessungen des

Repräsentativen Gefügeelements trotz der großen Inhomogenitäten zu sinnvollen Ergebnissen führen.

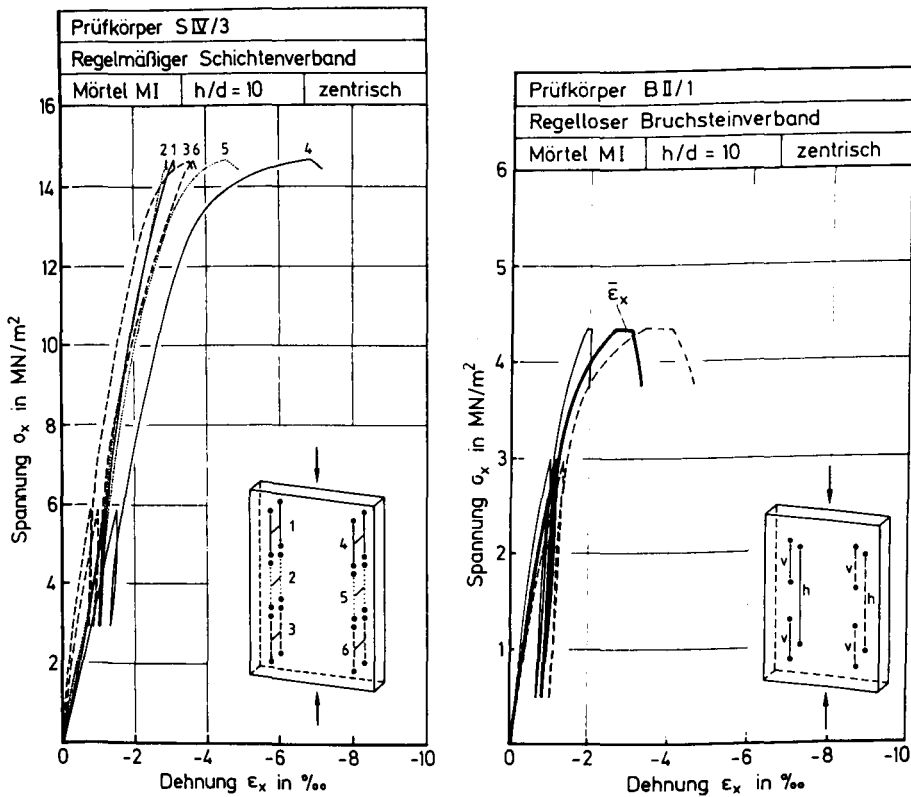


Bild 3.7, 3.8: Spannung-Dehnungs-Verhalten mehrerer RGE eines Prüfkörpers
 Prüfkörper aus regelmäßigem Schichtenmauerwerk (links)
 Prüfkörper aus regellosem Bruchsteinmauerwerk (rechts)

Die vollständigen Versuchsergebnisse an einschaligen Prüfkörpern unter zentrischer Belastung sind im Anhang auf den Seiten A1 bis A15 dargestellt. Angegeben wird die σ_x - ϵ_x -Beziehung für einzelne RGE oder Gruppen von RGE des

jeweiligen Versuchskörpers. Zusätzlich wird die σ_y - ϵ_y -Beziehung über eine oder mehrere Stoßfugen angegeben. Lage und Anzahl der gemittelten Meßstrecken sind jeweils dargestellt. Zur Auswertung der Festigkeit und Verformung werden aus den Versuchsergebnissen folgende Kenngrößen ermittelt (Bild 3.9):

- die Druckbruchspannung σ_{xu} als Maximalwert der Druckspannung des Versuchskörpers;
- der Sekantenmodul E_s zwischen dem Ursprung $\sigma_x = 0$ und $\sigma_x = \sigma_{xu}/3$;
- der Sekantenmodul E_u zwischen dem Ursprung $\sigma_x = 0$ und $\sigma_x = \sigma_{xu}$.

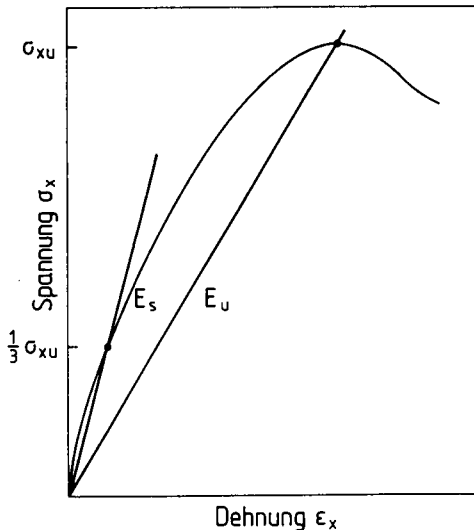


Bild 3.9: Druckbruchspannung σ_{xu} , Sekantenmodul E_s und Sekantenmodul E_u

Der Sekantenmodul E_s entspricht damit der Definition des Elastizitätsmoduls bei künstlichem Mauerwerk /114/. Die Sekantenmodule E_s und E_u wurden als Mittelwerte aller RGE eines Prüfkörpers ermittelt. Bild 3.10 zeigt den Zusammenhang zwischen Sekantenmodul E_s und Druckbruchspannung σ_{xu} für alle einschaligen, zentrisch belasteten Prüfkörper. Es ergibt sich ein annähernd

linearer Zusammenhang, ein Einfluß der unterschiedlichen Schlankheit der Prüfkörperserien ist nicht feststellbar.

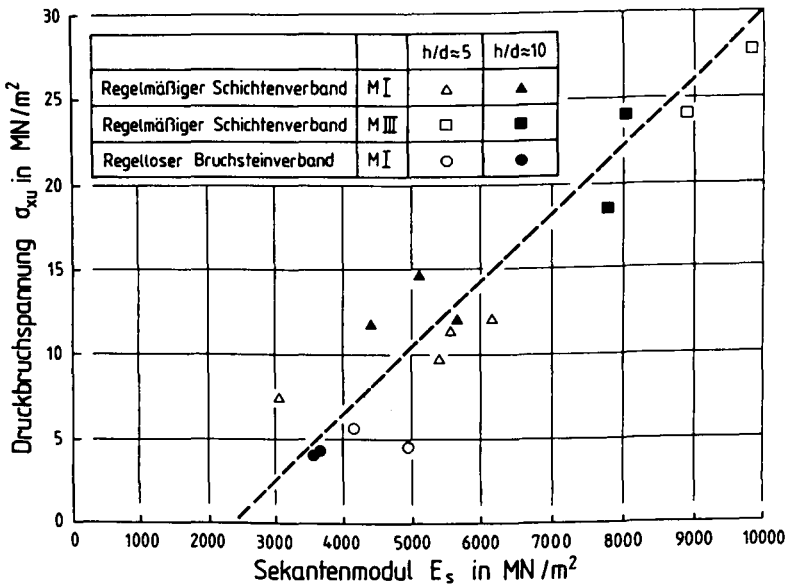


Bild 3.10: Sekantenmodul E_s und Druckbruchspannung σ_{xu} einschaliger Prüfkörper unter zentrischer Belastung

Bild 3.11 zeigt den Zusammenhang zwischen dem Sekantenmodul E_s und dem Sekantenmodul E_u für alle einschaligen, zentrisch belasteten Prüfkörper. Auch hier ergibt sich ein linearer Zusammenhang. Jedoch wird der Einfluß der Schlankheit deutlich: Prüfkörper mit $h/d = 10$ weisen bei gleichem Sekantenmodul E_s einen größeren Sekantenmodul E_u und damit ein größeres plastisches Verformungsvermögen auf. Dennoch werden zur Angabe der Festigkeit und Verformung der untersuchten Mauerwerksverbände die Mittelwerte aller Prüfkörper ohne Berücksichtigung der Schlankheit verwendet. Für die Angabe von charakteristischen Festigkeits- und Verformungswerten ist die Anzahl der geprüften Versuchskörper zu gering. Die Ergebnisse zeigt Bild 3.12.

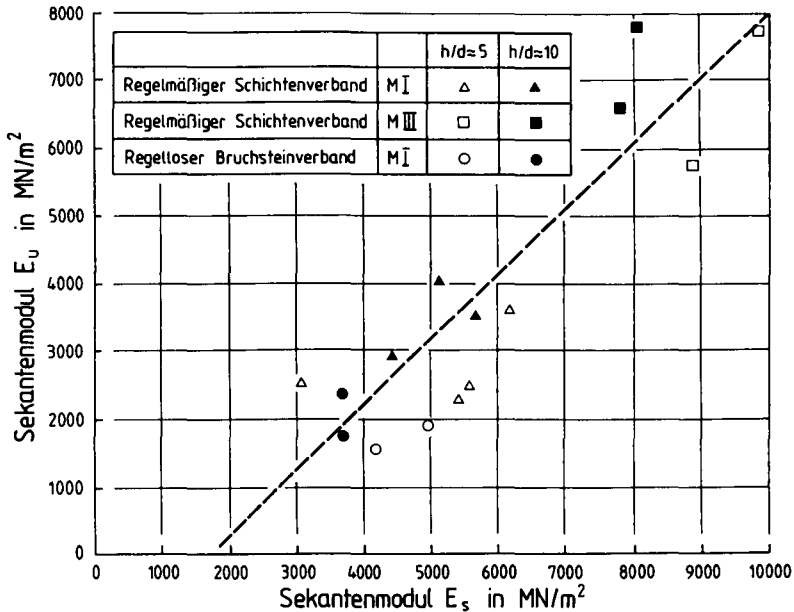


Bild 3.11: Sekantenmodule E_S und E_U einschaliger Prüfkörper unter zentrischer Belastung

Die Druckfestigkeit des regelmäßigen Schichtenverbandes aus Haustein und der Mörtelgruppe M III beträgt $\beta_{DMW} = 23,5 \text{ MN/m}^2$. Sie ist deutlich größer als die am Normprisma ermittelte Mörteldruckfestigkeit $\beta_{DMö,DIN} = 16,9 \text{ MN/m}^2$, aber kleiner als die in der Fuge ermittelte Mörtelfestigkeit $\beta_{DMö,ibac} = 46,0 \text{ MN/m}^2$. Das Verformungsverhalten ist überwiegend linear-elastisch mit nur geringen plastischen Verformungsanteilen.

Die Druckfestigkeit des regelmäßigen Schichtenverbandes aus Haustein und der Mörtelgruppe M I beträgt $\beta_{DMW} = 11,0 \text{ MN/m}^2$ und ist nur halb so groß wie bei Verwendung der Mörtelgruppe M III. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks ist deutlich größer als die am Normprisma ermittelte Mörteldruckfestigkeit $\beta_{DMö,DIN} = 1,1 \text{ MN/m}^2$ und nur geringfügig kleiner als die in der Fuge ermittelte Mörteldruckfestigkeit $\beta_{DMö,ibac} = 12,0 \text{ MN/m}^2$. Das Verformungsverhalten

ist im Vergleich zur Mörtelgruppe M III durch eine größere plastische Verformung geprägt. Die Druckbruchdehnung entspricht mit $\epsilon_{xU} = -3,5 \text{ ‰}$ annähernd derjenigen bei Verwendung von Mörtelgruppe M III.

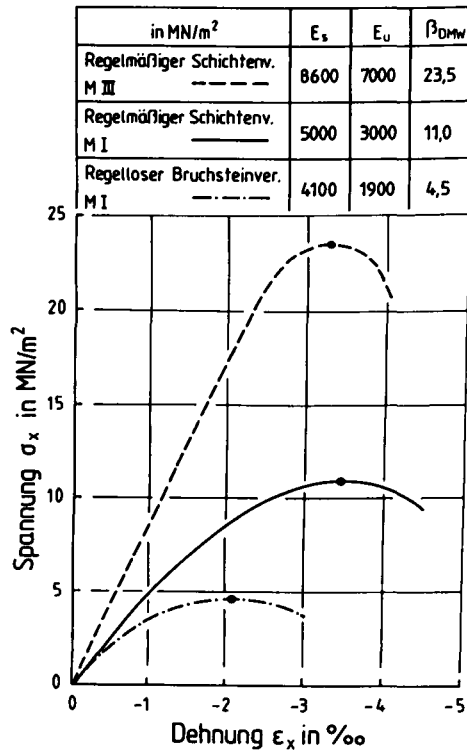


Bild 3.12: Festigkeit und Verformung einschaliger Mauerwerksgefüge unter zentrischer Belastung

Die Druckfestigkeit des regellosen Bruchsteinverbandes mit Mörtelgruppe M I beträgt $\beta_{DMW} = 4,5 \text{ MN/m}^2$ und ist nur halb so groß wie die Druckfestigkeit des regelmäßigen Verbandes bei gleichem Mörtel. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks ist größer als die am Normprisma ermittelte Mörteldruckfestigkeit $\beta_{DMö,DIN} = 1,1 \text{ MN/m}^2$ und kleiner als die in der Fuge ermittelte Mörteldruck-

festigkeit $\beta_{DMö,ibac} = 12,0 \text{ MN/m}^2$. Das Verformungsverhalten ist überwiegend plastisch, das Verhältnis der Sekantenmodule beträgt $E_s/E_u = 2,15$.

Der Druckbruch aller Versuchsserien wird durch Ausbrüche des oberflächennahen Fugenmörtels ab ca. 50 % der Bruchlast angekündigt. Bei weiterer Laststeigerung treten lokal vertikale Spaltrisse im Stein auf, die sich lagenweise ausbreiten. Eine weitere Laststeigerung führt zu großen plastischen Verformungen und weiteren vertikalen Rissen, die das Mauerwerk in schlanke Pfeiler spalten und den Druckbruch einleiten. Bild 3.13 zeigt das bruchnahe Rißbild eines Prüfkörpers aus regellosen Bruchsteinverband.

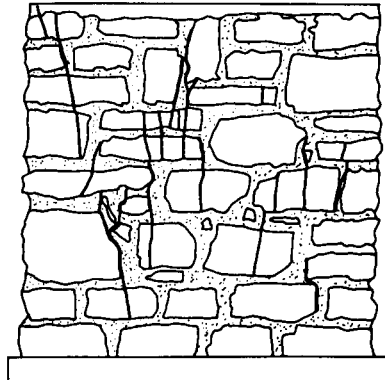


Bild 3.13: Rißbild in Bruchnähe beim regellosen Bruchsteinverband

3.2.6 Tragfähigkeit und Verformung unter exzentrischer Belastung

Die Druckversuche unter exzentrischer Belastung wurden durchgeführt, um die Tragfähigkeit schlanker Bauteile unter Biegung mit Normalkraft zu untersuchen. Hierfür wurde eine planmäßige Exzentrizität von $e = d/6$ gewählt. Die Abmessungen der Prüfkörper entsprechen denen unter zentrischer Belastung.

Infolge der Exzentrizität wird unter steigender Belastung die Stabauslenkung zunehmen. Die Randdehnungen sind über die Prüfkörperhöhe dann nicht mehr konstant. Um die Krümmung des Stabes ermitteln zu können, sind daher auf der Vorder- und Rückseite des Mauerwerks spiegelbildliche Meßketten mit möglichst

kurzer Basis notwendig. Diese Forderung konnte insbesondere beim regellosen Bruchsteinverband nicht erfüllt werden. Da ferner bei den Versuchen unter zentrischer Belastung festgestellt wurde, daß die im Mauerwerksverband vorhandenen Steifigkeitsunterschiede auch bei momentenfreier Lasteinleitung zu erheblichen Dehnungsunterschieden führt, wurden bei allen exzentrisch belasteten Prüfkörpern die Randdehnungen ϵ_{xZ} und ϵ_{xD} über die Meßstrecken der jeweiligen Mauerwerkseite gemittelt. Die Zusatzdehnungen infolge Theorie II. Ordnung werden damit über die Wandhöhe verschmiert, die Streuungen aus der Inhomogenität des Mauerwerks werden hierdurch jedoch reduziert. Zusätzlich wurde die Stabauslenkung w auf halber Prüfkörperhöhe gemessen.

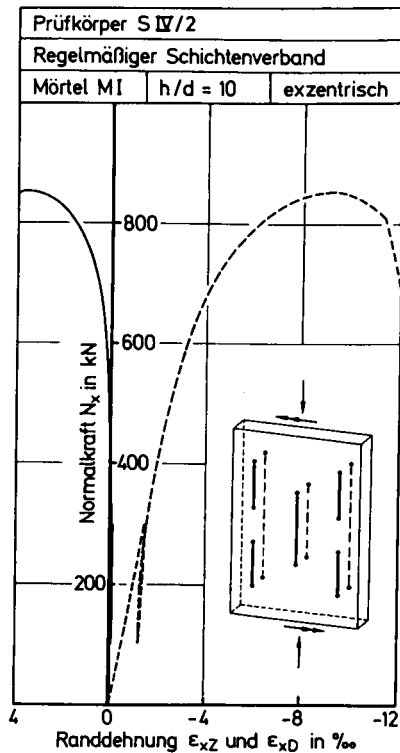


Bild 3.14: Randdehnung ϵ_{xZ} und ϵ_{xD} eines einschaligen, exzentrisch mit $e = d/6$ belasteten Prüfkörpers

Die Einstellung einer planmäßigen Exzentrizität wird bei den untersuchten Mauerwerksverbänden durch die naturraue Rückseite der Prüfkörper erheblich erschwert. Bild 3.14 zeigt die Kraft-Dehnungs-Beziehung am Beispiel eines Prüfkörpers aus regelmäßigem Schichtenmauerwerk. Die vollständigen Versuchsergebnisse werden im Anhang auf den Seiten A16 bis A24 angegeben. Dargestellt sind jeweils die Randdehnungen ϵ_{xZ} und ϵ_{xD} sowie die Stabauslenkung w . Die Lage der Meßstellen ist jeweils angegeben.

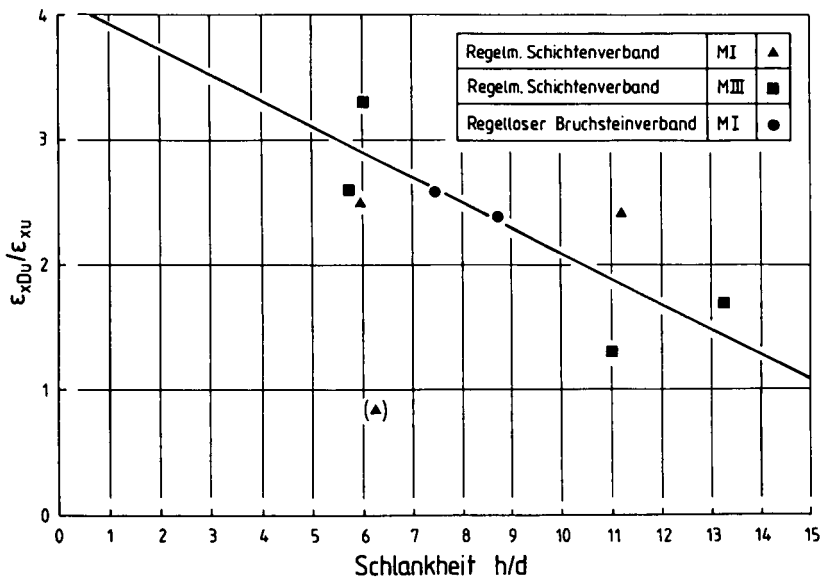


Bild 3.15: Verhältnis der Druckbruchdehnung unter zentrischer und exzentrischer Belastung

Bild 3.15 zeigt für alle einschaligen, exzentrisch belasteten Prüfkörper das Verhältnis der Druckranddehnung im Bruchzustand ϵ_{xDu} zur Bruchdehnung unter zentrischer Belastung ϵ_{xu} nach Bild 3.12, aufgetragen über der Schlankheit der exzentrischen Prüfkörper. Die Druckranddehnung im Bruchzustand ist immer größer als die Bruchdehnung unter zentrischer Belastung. Bei Schlankheiten um $h/d = 5$ beträgt das Verhältnis 3 zu 1 und fällt bei Schlankheiten um $h/d = 12$ als Folge der steigenden Stabauslenkung auf 1,5 zu 1 ab. Offensichtlich

können unter exzentrischer Belastung lokal größere plastische Verformungen auftreten als unter zentrischer Belastung. Diese "Gradientenwirkung" ist auch bei künstlichem Mauerwerk und Beton bekannt. Auf der Zugseite korrelieren die großen Druckranddehnungen mit einer klaffenden Querschnittsbreite $d-x_u$, die bei den untersuchten Mauerwerksverbänden im Bruchzustand zwischen $d/20$ und $d/3$ betrug. Die Natursteinverbände besitzen unter exzentrischer Belastung eine ausgeprägte Rotationsfähigkeit.

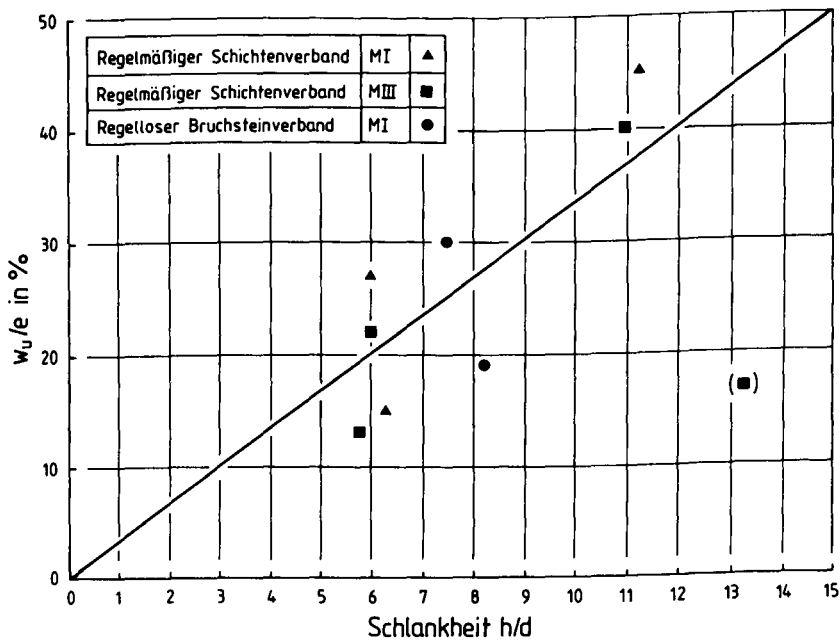


Bild 3.16: Verhältnis der Stabauslenkung im Bruchzustand w_u zur planmäßigen Exzentrizität e für einschalige Prüfkörper in Abhängigkeit von der Schlankheit

Bild 3.16 zeigt für alle einschaligen, exzentrisch belasteten Prüfkörper das Verhältnis der Stabauslenkung im Bruchzustand w_u zur planmäßigen Exzentrizität e in Abhängigkeit von der Schlankheit. Es ergibt sich ein linearer Zusammenhang mit $w_u/e = h/30d$, ein Einfluß des Verbandes oder der Mörtelgüte

ist nicht erkennbar. Bei einer Schlankheit von $h/d = 12$ beträgt die Stabauslenkung im Bruchzustand bereits 40 % der planmäßigen Exzentrizität entsprechend 7 % der Querschnittsbreite d . Die Stabauslenkung muß bei der Ermittlung der Bruchschnittgrößen berücksichtigt werden.

Bild 3.17 zeigt für alle einschaligen, exzentrisch belasteten Prüfkörper den Zusammenhang zwischen der exzentrischen Bruchlast N_{ue} und der mit der Druckfestigkeit nach Bild 3.12 ermittelten zentrischen Druckbruchlast N_u . Für alle Mauerwerkserien beträgt die exzentrische Bruchlast ca. 57 % der zentrischen Druckbruchlast. Für künstliches Mauerwerk aus Vollziegel und Kalksandstein wurden in /67/ ähnliche Versuche mit der Schlankheit $h/d = 5$ und der Exzentrizität $e = d/6$ durchgeführt. Hier betrug die exzentrische Bruchlast ca. 70 % der zentrischen Druckbruchlast. Der Vergleich zeigt, daß Mauerwerksverbände aus Naturstein gegenüber Exzentrizitäten empfindlicher sind als Mauerwerksverbände aus künstlichen Steinen.

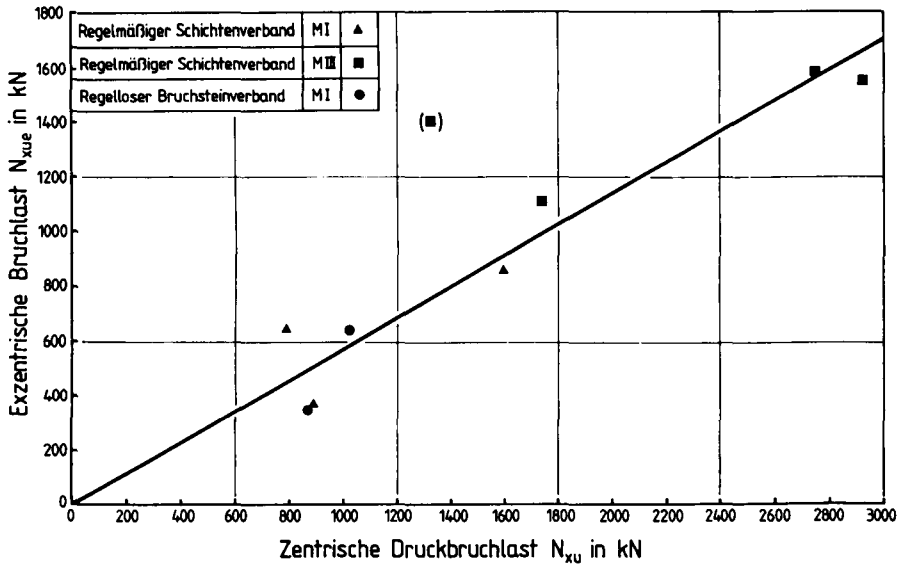


Bild 3.17: Exzentrische Bruchlast N_{ue} einschaliger Prüfkörper in Abhängigkeit von der zentrischen Druckbruchlast N_u

3.3 Eigene Untersuchungen an dreischaligen Mauerwerksgefügen

3.3.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfaßte die Prüfung von neun dreischaligen Mauerwerkskörpern. Vorrangiges Ziel des Versuchsprogramms war es, die Wirkungsweise der Injektion und Vernadelung dreischaliger Mauerwerksgefüge zu studieren. Daher wurden alle Prüfkörper zweimal belastet: Die Erstbelastung erfolgte im unsanierten Zustand bis auf ca. 50% der Bruchlast der Außenschalen. Über diese Erstbelastungsversuche wird hier berichtet. Die Zweitbelastung erfolgte nach Injektion und Vernadelung der Prüfkörper bis zum Bruch. Über die Injektion und Vernadelung sowie die Ergebnisse der Zweitbelastungsversuche wird im Abschnitt 9.2 berichtet.

Die Belastung der Schalen erfolgte i.d.R. mit konstanter Dehnungsverteilung über dem Querschnitt. Bei einigen Prüfkörpern wurden zusätzlich in einzelnen Laststufen Kräfte in die Innenschale eingeleitet, um das Tragverhalten im Lasteinleitungsbereich zu simulieren. Ferner wurde an einigen Prüfkörpern die horizontale und vertikale Druckspannung der Innenschale ermittelt. Die Belastungsart und die Instrumentierung der Prüfkörper war bei der Erst- und Zweitbelastung identisch. Das Alter der Prüfkörper betrug bei Erstbelastung ca. sechs Monate. Die Zweitbelastung erfolgte ca. sechs Monate nach der Injektion im Alter von i.M. 1,5 Jahren. Tab. 3.8 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm.

3.3.2 Baustoffe, Mauerwerksverbände und -gefüge

Für die Außenschalen wurde Velpker Sandstein als Haustein und Elmkalkstein als Bruchstein verarbeitet. Der Mörtel der Außenschalen entsprach in der Zusammensetzung und den mechanischen Eigenschaften dem Mörtel M I der einschaligen Prüfkörper. Fünf Prüfkörper wurden aus Haustein im regelmäßigen Schichtenverband erstellt, vier Prüfkörper aus Bruchstein im regellosen Verband. Die Abmessungen der Außenschalen entsprachen mit einer Schlankheit von i.M. $h_a/d_a = 10$ denen der einschaligen Prüfkörper.







Verband	Ansicht	Naturstein Steinbearbeitung Mörtel	Belastung der Prüfkörper		Maße [cm]	Spannungsmessung durch Ventilgeber	
							
Regelmäßiger Schichten- verband		Wepker Sandstein Haustein Mörtel M I	S VI / 0		h/b=130/145 d ₁ /d ₂ =29/2x14	x	
			S VI / 1		h/b=130/145 d ₁ /d ₂ =29/2x14	x	
			S VI / 2		h/b=125/144 d ₁ /d ₂ =24/2x14		x
			S VI / 3		h/b=127/136 d ₁ /d ₂ =20/2x14	-	-
			S VI / 4		h/b=133/122 d ₁ /d ₂ =17/2x14	-	-
Regelloser Verband		Elakalkstein Bruchstein Mörtel M I	B III / 1		h/b=137/150 d ₁ /d ₂ =24/2x16	-	-
			B III / 2		h/b=131/141 d ₁ /d ₂ =21/2x16	-	-
			B III / 3		h/b=139/137 d ₁ /d ₂ =16/2x16	-	-
			B III / 4		h/b=120/142 d ₁ /d ₂ =23/2x16	-	-

Tabelle 3.8: Versuchsprogramm zum Tragverhalten dreischaliger Mauerwerks-
gefüge

Die Innenschale wurde aus einer Mischung aus Steinbruchstücken und Mörtel erstellt. Die Zusammensetzung des Mörtelanteils wurde im Laufe des Versuchsprogramms verändert. Für die erste Prüfkörperserie wurde reiner Luftkalkmörtel verwendet, bei den weiteren Serien entspricht der Innenschalenmörtel dem Mörtel M I der Außenschalen (siehe Tab. 3.9). Der Innenschalenmörtel wurde erdfeucht verarbeitet. Als Steinbruch wurden Reste der Steinbearbeitung in unterschiedlicher Größe verarbeitet. Mörtel und Steinbruch wurden im Verhältnis von 1:1 bis 2:1 RT gemischt und ohne Verdichtung in die Innenschale eingefüllt. Die Bilder 3.18 und 3.19 zeigen den Innenschalenmörtel und die Steinbruchstücke.

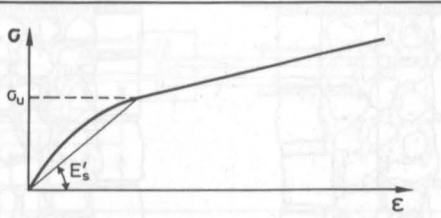


Bild 3.18: Erdfeuchter Mörtel M I der Innenschale



Bild 3.19: Steinbruchstücke der Innenschale

Die Steifigkeit der Innenschale wurde durch einen "Stanzversuch" ermittelt. Unmittelbar vor der Erstbelastung der Prüfkörper wurde eine Stahlplatte von 20 x 20 cm von oben in die Innenschale eingedrückt. Gemessen wurde die Kraft und der Kolbenweg der Hydraulikpresse. Tab. 3.9 zeigt schematisch die Meßkurve und die Ergebnisse. Bei der gewählten teilflächigen Belastung der Innenschale treten Schubspannungen in der Innenschale und Verbundspannungen an den Außenschalen auf. Nach dem lokalen Druckversagen der Innenschale können durch Reibung weitere Druckkräfte übertragen werden. Ermittelt wurde die Bruchspannung σ_u der Innenschale im Übergang vom parabolischen zum linearen Spannung-Dehnungs-Verhalten. Da die Querdehnung behindert ist, bezeichnet die Sekantensteigung E'_s nicht den Elastizitätsmodul, sondern den "Steifemodul" der Innenschale.



Zusammensetzung der Innenschale		
Mörtel : Steinschutt 1:1 bis 2:1 RT gemischt, geschüttet, nicht verdichtet		
Mörtel	Sand:Weißkalk 3:1 RT	Sand:Weißkalk:HOZ 16:3:1 RT
Prüf- körper	S VI/0, S VI/2 S VI/3	S VI/1, S VI/4 B III/1, B III/2 B III/3, B III/4
σ_u [MN/m ²]	0,19	0,42
E'_s [MN/m ²]	360	660

Tabelle 3.9: Zusammensetzung und Steifemodul der Innenschale

3.3.3 Versuchsdurchführung

Die Prüfung der Mauerwerkskörper erfolgte in einer 600-t-Druckprüfmaschine in Laststufen, die Regelung erfolgte über den Kolbenweg. Die Verformungsmessung erfolgte analog zu den einschaligen Prüfkörpern. Variiert wurde die Lasteinleitung. Einige Prüfkörper wurden ausschließlich unter einer ebenen Dehnungsverteilung belastet, bei anderen Prüfkörpern wurde zusätzlich die Innenschale belastet (siehe Bild 3.20).

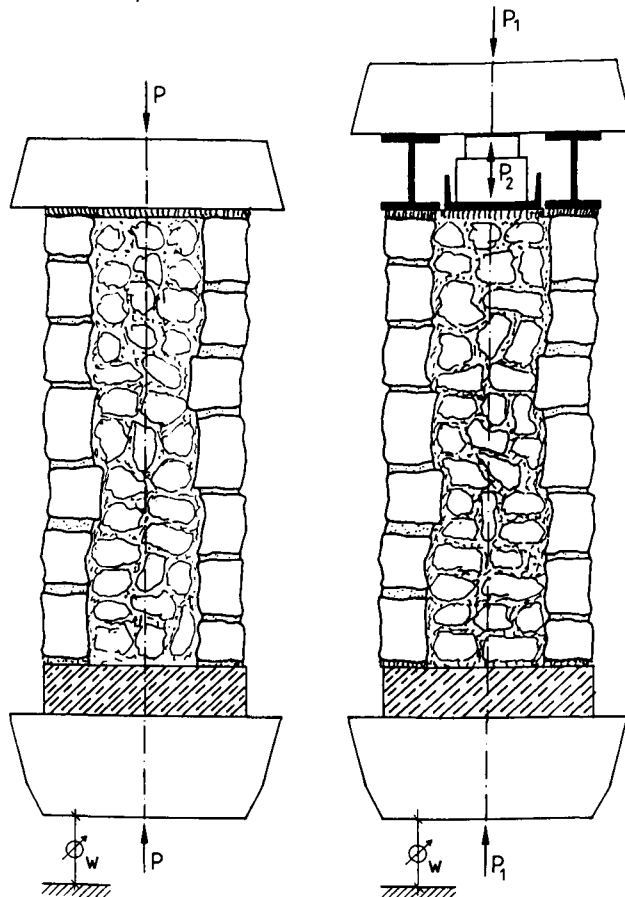


Bild 3.20: Lasteinleitung in dreischalige Prüfkörper

Hierbei wurde der Druckkontakt der Prüfmaschine zunächst über die Außenschalen hergestellt. Dann wurden die oberhalb der Innenschale befindlichen Flachpressen ausgefahren und auch für die Innenschale Druckkontakt hergestellt. Wird die Nachgiebigkeit der Flachpressen vernachlässigt, kann für die Einleitung der Prüfmaschinenlast in diesem Zustand eine ebene Dehnungsverteilung angenommen werden. Gleichzeitig ermöglichen die schwimmenden Kolben der Flachpressen die Ermittlung der in die Innenschale eingeleiteten Druckspannung. Nach Erreichen einer vorgegebenen Laststufe wurden dann die Flachpressen kraftgesteuert ausgefahren. Dabei wurde der Kolbenweg der Prüfmaschine konstant gehalten. Gemessen wurden die Kräfte und die Kolbenwege der Flachpressen.

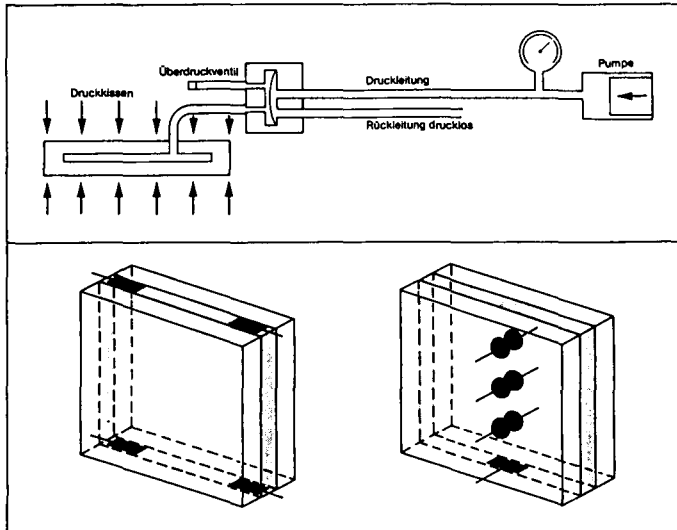


Bild 3.21: Funktionsprinzip und Anordnung der Ventilgeber

Zur Ermittlung der Horizontal- und Vertikalspannungen in der Innenschale wurden zusätzlich in einige Prüfkörper hydraulische Ventilgeber der Firma Glözl /155/ eingebaut. Bild 3.21 zeigt das Funktionsprinzip und die Anordnung der Ventilgeber. Im Unterschied zu den aufpumpbaren "Flat-Jacks", über deren Einsatz umfangreiche Literatur vorliegt (z.B. /78/), wird das Ölvolumen der Ventilgeber durch ein Überdruckventil verschlossen. Die auf das Druck-

kissen einwirkende Spannung schließt das Überdruckventil. Wenn zwischen Druckkissen und Druckleitung Druckausgleich herrscht, öffnet das Ventil. Vorversuche haben gezeigt, daß der Öffnungsdruck stark von der Geschwindigkeit des Druckaufbaus in der Druckleitung abhängig ist. Die Druckkissenspannung wurde daher beim Schließen des Ventils ermittelt.

3.3.4 Tragverhalten bei ebener Dehnungsverteilung

Eine Aussage über die Tragfähigkeit der dreischaligen Prüfkörper kann aus der Erstbelastung nicht getroffen werden, da die Belastung bei ca. 50 % der rechnerischen Bruchlast der Außenschalen abgebrochen wurde. Die Auswertung muß sich daher auf die Verformung der Prüfkörper und die Dehnsteifigkeit des dreischaligen Gefüges sowie der Einzelschalen beschränken.

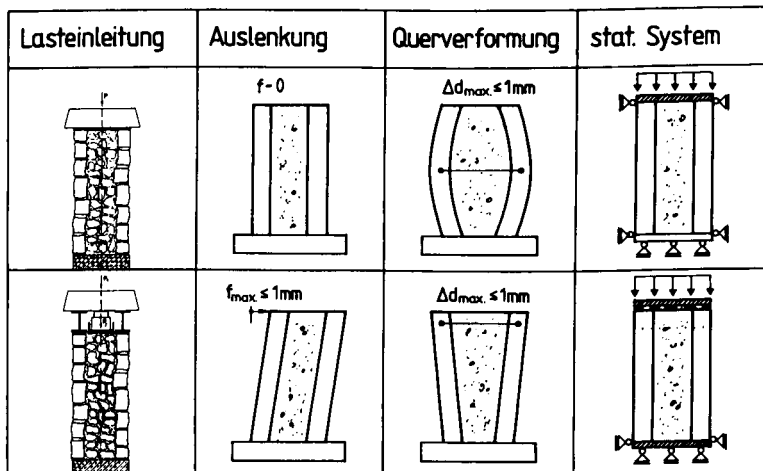


Bild 3.22: Verformung dreischaliger Prüfkörper unter ebener Dehnungsverteilung

Bei allen Prüfkörpern ist die Auslenkung f der Außenschalen in drei Horizonten gemessen worden. Die hieraus ermittelten Verformungen der Prüfkörper werden in Bild 3.22 schematisch dargestellt. Erfolgt die Lasteinleitung direkt über das Querhaupt der Prüfmaschine, tritt auf halber Wandhöhe eine

Ausbauchung von maximal 1 mm auf. Eine horizontale Auslenkung der Prüfkörper wird nicht beobachtet. Die Lasteinleitung führt offenbar zu einer horizontalen Zwängung der Prüfkörper an Kopf und Fuß. Erfolgt die Lasteinleitung hingegen schalenweise getrennt, weitet sich der Prüfkörper am Kopf auf. Zusätzlich tritt eine horizontale Auslenkung des Prüfkörpers auf. Die Verformungen sind zwar gering, wurden aber bei allen Prüfkörpern dieser Serie festgestellt. Diese Art der Lasteinleitung führt nur am Fuß zur horizontalen Zwängung, am Kopf ist die Querverformung unbehindert.

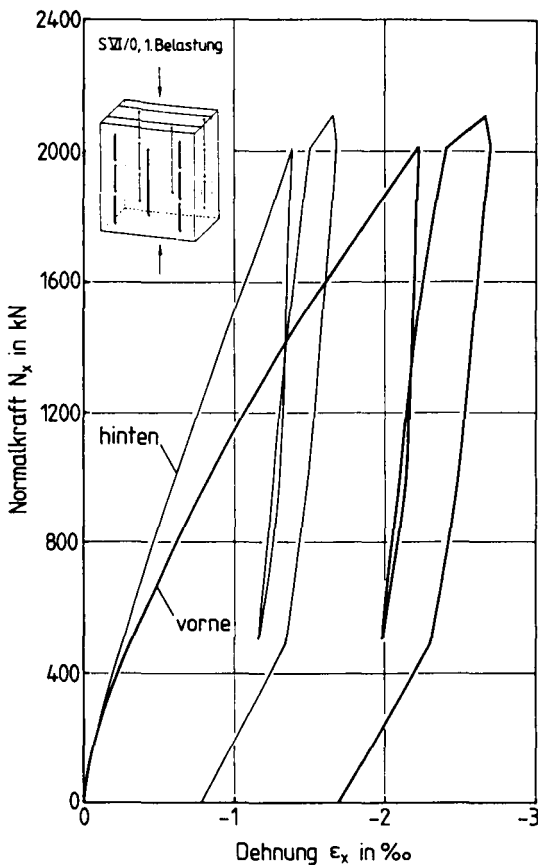


Bild 3.23: Last-Verformungs-Verhalten unter ebener Dehnungsverteilung eines dreischaligen Prüfkörpers mit großem Dehnungsgradienten

Neben der von der Lasteinleitung beeinflussten Horizontalverformung treten in den Außenschalen erhebliche Dehnungsunterschiede in Lastrichtung auf. Zur Auswertung wurden zunächst alle vertikalen Dehnungsmeßstrecken jeder Außenschale gemittelt. Die Dehnungsdifferenzen beider Außenschalen sind dabei für die einzelnen Prüfkörper sehr unterschiedlich: es treten sowohl Prüfkörper mit nahezu identischem Verformungsverhalten beider Außenschalen auf, als auch Prüfkörper mit großen Dehnungsgradienten. Bild 3.23 zeigt ein Beispiel.

Die Größe des Dehnungsgradienten korreliert weder mit der Art der Lasteinleitung, noch mit der Art des Mauerwerksverbands. Die Ursache des Dehnungsgradienten liegt einerseits in Dehnungsspitzen infolge lokalen Druckbruchs. Andererseits sind offensichtlich Steifigkeitsunterschiede zwischen beiden Außenschalen eines Prüfkörpers vorhanden, obwohl beim Aufmauern auf eine identische Anzahl von Lagerfugen geachtet wurde. Diese Steifigkeitsunterschiede führen zu einer gegensinnigen Neigung des oberen und unteren Querhauptes der Prüfmaschine und damit zu einer Biegebeanspruchung des Prüfkörpers. Die Biegeverformung der Schalen wird von der horizontalen Verformung des Prüfkörpers nach Bild 3.22 überlagert. Anhand der vorliegenden Meßwerte kann nicht beurteilt werden, ob die Verformung beider Außenschalen gleich- oder gegensinnig erfolgt. Für die weitere Auswertung der Ergebnisse und den Vergleich mit der Zweitbelastung wird die Biegung der Prüfkörper vernachlässigt und die Dehnung der Symmetrieachse verwendet. Das Last-Verformungsverhalten der dreischaligen Prüfkörper unter Erst- und Zweitbelastung ist im Anhang auf den Seiten A25 bis A32 dargestellt.

Für die spätere Beurteilung der Injektionswirkung ist die Dehnsteifigkeit der Innenschale im unsanierten Zustand von Bedeutung. Diese kann nur unzureichend aus dem Steifemodul nach Tab. 3.9 ermittelt werden. Daher wurde die Dehnsteifigkeit $(E \cdot A)_{\text{ges}}$ des Prüfkörpers aus dem Last-Verformungs-Verhalten nach Gl. (3.1) ermittelt:

$$\Delta N_{\text{ges}} = (E \cdot A)_{\text{ges}} \cdot \Delta \epsilon \quad (3.1)$$

Unter der Voraussetzung ebener Dehnungsverteilung ergibt sich die Dehnsteifigkeit des Prüfkörpers summarisch aus den Dehnsteifigkeiten der Einzelschalen:

$$(E_s \cdot A)_{\text{ges}} = E_{s_a} \cdot A_a + E_{s_i} \cdot A_i \quad (3.2)$$

Bild 3.24 zeigt den Vergleich zwischen der Dehnsteifigkeit des Prüfkörpers $(E_S \cdot A)_{ges}$ und der Dehnsteifigkeit der Außenschalen $E_{sa} \cdot A_a$. Bei der Ermittlung des Elastizitätsmoduls der Außenschale wird der Mittelwert des Sekantenmoduls E_{sa} der einschaligen Prüfkörper nach Bild 3.12 verwendet. Ferner ist die Streubreite des Sekantenmoduls von $\pm 20\%$ nach Bild 3.10 zu berücksichtigen.

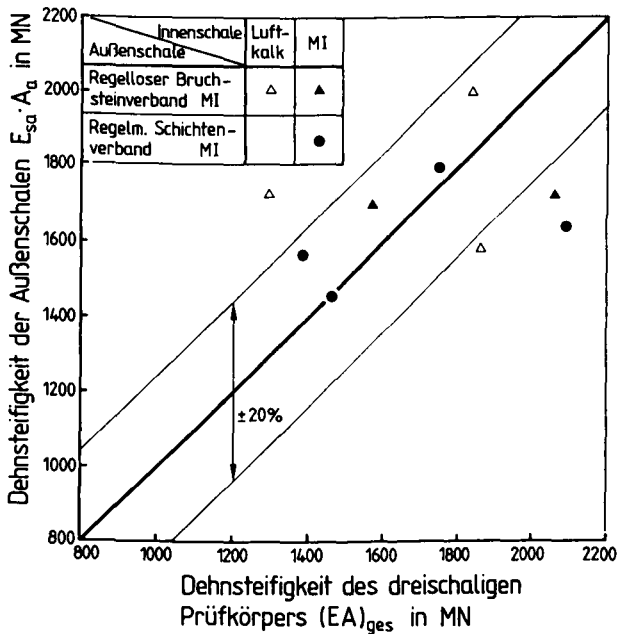


Bild 3.24: Vergleich der Gesamtdehnsteifigkeit des dreischaligen Prüfkörpers mit der Dehnsteifigkeit der Außenschalen

Sofern die Innenschale eine eigene Dehnsteifigkeit besitzt, müssen die Versuchsergebnisse unterhalb der Winkelhalbierenden liegen. Nach Bild 3.24 liegen die Versuchsergebnisse jedoch innerhalb bzw. nahe der Streubreite von $E_{sa} \cdot A_a$. Der Elastizitätsmodul E_{si} der Innenschale ist offenbar so gering, daß seine Ermittlung auf diesem Wege nicht möglich ist.

Daher wurde der Elastizitätsmodul der Innenschale aus der Flachpressenkraft ermittelt. Unter der Annahme einer ebenen Dehnungsverteilung und momenten-

freier Belastung ($\epsilon_a = \epsilon_i$) ergibt sich das Verhältnis der Normalkräfte in Innen- und Außenschale zu:

$$\frac{N_i}{N_a} = \frac{E_{si} \cdot A_i}{E_{sa} \cdot A_a} \quad (3.3)$$

Gemessen wurde die Normalkraft der Prüfmaschine N_{ges} und die Normalkraft in den Flachpressen N_i . Mit $N_{ges} = N_a + N_i$ ergibt sich daraus der Sekantenmodul der Innenschale zu:

$$E_{si} = \frac{N_i}{N_{ges} - N_i} \cdot E_{sa} \cdot \frac{A_a}{A_i} \quad (3.4)$$

Bild 3.25 zeigt die Ergebnisse im Vergleich zu den Steifemodulwerten der Innenschale, die aus dem "Stanzversuch" ermittelt wurden. Der Mittelwert für die aus Luftkalkmörtel und Steinbruch erstellte Innenschale beträgt $E_{si} = 280 \text{ MN/m}^2$, für die aus hydraulischem Kalkmörtel (M I) und Steinbruch erstellte Innenschale $E_{si} = 540 \text{ MN/m}^2$.

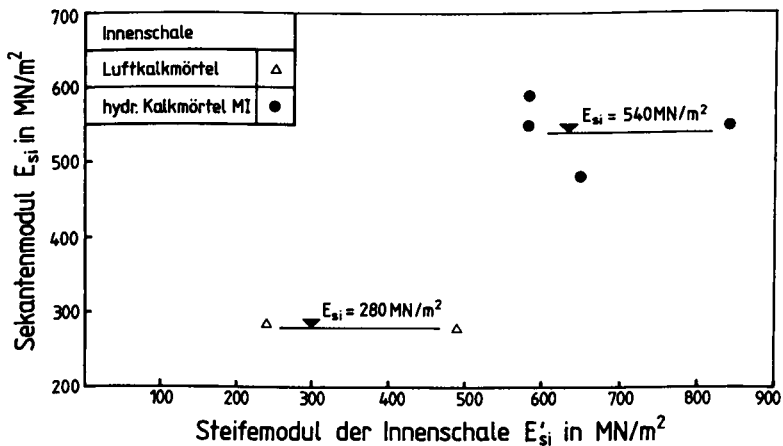


Bild 3.25: Sekantenmodul und Steifemodul der Innenschale

3.3.5 Tragverhalten bei Belastung der Innenschale

Um das Tragverhalten dreischaliger Mauerwerksgefüge im Bereich der Lasteinleitung zu untersuchen, wurde bei einigen Prüfkörpern auch eine Normalkraft ΔN_i mittels Flachpressen in die Innenschale eingeleitet. Die gleichmäßig in den Prüfkörper eingetragene Maschinenkraft N_{ges} betrug hierbei ca. 750 kN.

Von besonderem Interesse bei dieser Belastungsart ist die Lasteinleitungslänge l_v . Sie kann aus dem Verlauf der vertikalen Dehnung der Außenschale $\Delta \epsilon_x$ abgeschätzt werden (siehe Bild 3.26, links): außerhalb der Lasteinleitung muß die vertikale Dehnung infolge der Streifenlast ΔN_i über die Wandhöhe konstant sein. Einen weiteren Hinweis auf die Lasteinleitungslänge liefert die horizontale Druckspannung $\Delta \sigma_z$ zwischen der Innen- und Außenschale. Sie muß außerhalb der Lasteinleitungslänge null sein. Während die Vertikaldehnung an allen Prüfkörpern ermittelt wurde, erfolgte die Messung der Horizontalspannung mittels Ventilverber nur an einem Prüfkörper.

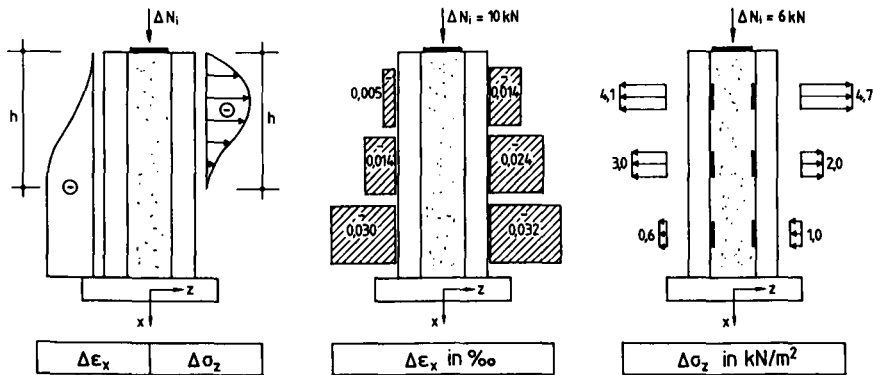


Bild 3.26: Vertikale Dehnung der Außenschalen und horizontale Druckspannung zwischen den Schalen im Lasteinleitungsbereich
 links: theoretischer Verlauf
 Mitte: gemessene Vertikaldehnung am Prüfkörper B I11/1
 rechts: gemessene Horizontalspannung am Prüfkörper S VI/2)

Bild 3.26 zeigt exemplarisch den Verlauf der Vertikaldehnung und der Horizontalspannung an je einem Prüfkörper. Dargestellt sind die Dehnungs- und Spannungsdifferenzen vor und nach Einleitung der Streifenlast bei nahezu gleich bleibender Maschinenlast. Da die Dehnungs- und Spannungsmessung sehr kleine Meßwerte ergeben hat, die nahe der Meßgenauigkeit liegen, können die Messungen nur qualitativ bewertet werden. Der hier gezeigte Dehnungsverlauf wurde jedoch tendenziell an allen Prüfkörpern ermittelt.

3.4 Zusammenfassung

Die Untersuchungen zur Drucktragfähigkeit von Natursteinmauerwerk haben folgende Ergebnisse geliefert:

- Die Druckfestigkeit des regelmäßigen Schichtenverbandes beträgt bei Verwendung eines hydraulischen Kalkmörtels der Mörtelgruppe M I $\beta_{DMW} = 11,0 \text{ MN/m}^2$. Bei Verwendung eines hochhydraulischen Mörtels der Mörtelgruppe M III verdoppelt sich die Druckfestigkeit. Bei Mauerwerk aus regellosem Bruchsteinverband und Mörtelgruppe M I beträgt die Druckfestigkeit nur $\beta_{DMW} = 4,5 \text{ MN/m}^2$. Der Druckbruch tritt bei allen Prüfkörpern durch Zugversagen der Natursteine ein.
- Die Verformungseigenschaften der untersuchten Natursteinverbände verhalten sich wie die Festigkeitswerte: der regellose Bruchsteinverband weist gegenüber dem regelmäßigen Schichtenverband den kleineren Elastizitätsmodul und die geringere Bruchdehnung auf.
- Unter exzentrischer Belastung sind die Druckranddehnungen größer als bei zentrischer Belastung. Die Bruchlast beträgt bei einer planmäßigen Exzentrizität von $e = d/6$ ca. 57 % der zentrischen Bruchlast.
- Die Gesamtdehnsteifigkeit der dreischaligen Mauerwerksgefüge unterscheidet sich nur geringfügig von der Dehnsteifigkeit der Außenschalen. Der Elastizitätsmodul der Innenschale beträgt bei Verwendung von Luftkalkmörtel $E_{Sj} = 26 \text{ MN/m}^2$ bzw. bei hydraulischem Kalkmörtel $E_{Sj} = 58 \text{ MN/m}^2$.
- Die Einleitungslänge von Innenschalenlasten ist kleiner oder gleich der Prüfkörperhöhe.

4 TRAGMODELL FÜR EINSCHALIGE MAUERWERKSGEFÜGE

4.1 Bruchmodell

4.1.1 Stand der Erkenntnisse

4.1.1.1 Empirische Rechenansätze

Das Bruchmodell beschreibt die Druckfestigkeit des Repräsentativen Gefügeelementes. Die Ableitung kann festigkeitsorientiert oder empirisch erfolgen. Bei künstlichem Mauerwerk wird die Mauerwerksdruckfestigkeit üblicherweise aus der Mörtel- und Steinfestigkeit mittels empirischer Rechenansätze ermittelt. Hierzu gab es in den vergangenen Jahren zahlreiche Vorschläge, deren Anwendung jedoch zumeist auf die den Versuchen zugrundeliegenden Steinarten beschränkt war.

Derzeit sind zwei Rechenansätze in der Praxis gebräuchlich. Der Eurocode EC6 gibt für alle künstlichen Steine zur Herleitung der charakteristischen Druckfestigkeit des RILEM-Körpers aus den Mittelwerten der Stein- und Mörtelfestigkeit Gl.(4.1) an. Gleichzeitig wird darauf verwiesen, daß die Koeffizienten noch nicht ausreichend durch Versuche abgesichert sind /143/.

$$\beta_{DMW,5} = 0,40 \beta_{DSt,m}^{0,75} \cdot \beta_{DMö,m,DIN}^{0,25} \quad (4.1)$$

Mann /74/ führt eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen durch und gibt für alle künstlichen Steine den Mittelwert der Druckfestigkeit des RILEM-Körpers aus der mittleren Stein- und Druckfestigkeit nach Gl.(4.2) an.

$$\beta_{DMW,m} = 0,83 \beta_{DSt,m}^{0,66} \cdot \beta_{DMö,m,DIN}^{0,18} \quad (4.2)$$

Voraussetzung für diese empirischen Formeln ist eine ausreichende Anzahl von Versuchsergebnissen. Ihre Anwendung zur Prognose der Mauerwerksdruckfestigkeit setzt die Kenntnis der Stein- und Mörtel Eigenschaften sowie eine geringe Streuung der Verarbeitungsqualität voraus. Die Anwendung innerhalb güteüberwachter künstlicher Steinarten erscheint daher sinnvoll, z.B. zur Beschreibung des Einflusses der Mörtelfestigkeit auf die Mauerwerksfestigkeit.

Für Natursteinmauerwerk werden empirische Rechenansätze nur selten vorgeschlagen. Faella et al. /32/ vergleichen die Ergebnisse der Druckversuche an regelmäßigem Schichtenmauerwerk aus Haustein nach Abschn. 3.1.1 mit dem Ansatz nach Gl.(4.1). Sie geben die Mauerwerksdruckfestigkeit einschaliger Gefüge mit Gl.(4.3) an.

$$\beta_{DMW} = 0,45 \beta_{DSt}^{0,75} \cdot \beta_{DMö,DIN}^{0,25} \quad (4.3)$$

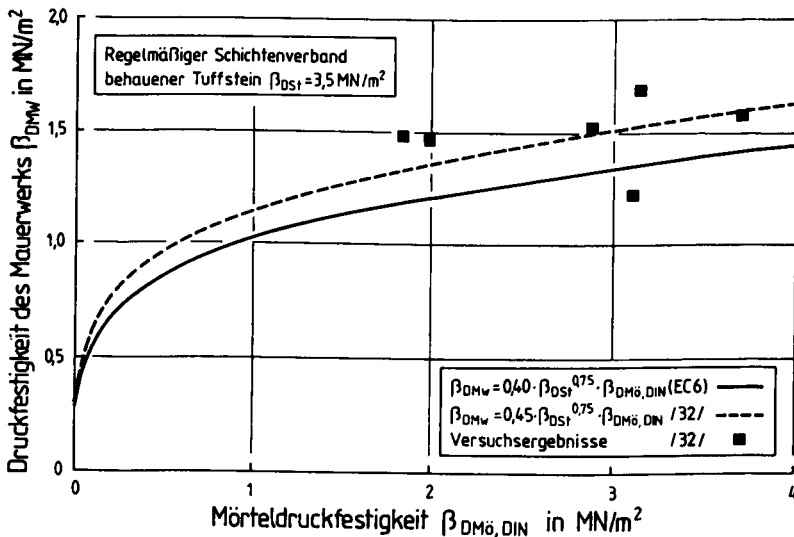


Bild 4.1: Mauerwerksdruckfestigkeit β_{DMW} in Abhängigkeit von der Mörtel-
festigkeit $\beta_{DMö,DIN}$ nach /32/

Das Bild 4.1 zeigt, daß sich für die Versuchsergebnisse eine befriedigende Übereinstimmung mit der Rechnung ergibt. Die wenigen Versuchsergebnisse sind aber nicht geeignet, die grundsätzliche Eignung des Potenzansatzes nach Gl.(4.1) nachzuweisen. Empirische Rechenansätze erscheinen vielmehr aus den folgenden Gründen zur Beurteilung vorhandenen Natursteinmauerwerks grundsätzlich ungeeignet:

- Für Natursteinmauerwerk liegen zu wenige Versuchsergebnisse vor, um einen aussagefähigen empirischen Ansatz zu formulieren;

- Die Streuungen der Stein- und Mörtel­eigenschaften sind bei historischem Mauerwerk selbst innerhalb einer Gesteinsvarietät oder Mörtelart infolge der natürlichen Genese und der Alterung sehr groß;
- Die Steinbearbeitung, der Fugenverband und die Fugengeometrie sind wichtige Einflüsse, die im Rechenansatz zu berücksichtigen wären;
- Da es sich um vorhandenes Mauerwerk handelt, müssen die notwendigen Eigenschaftswerte von Stein- und Mörtel am Bauwerk sondierbar sein. Der Bezug auf die Mörtelfestigkeit am Prisma nach 28 Tagen ist daher ungeeignet.

4.1.1.2 Bruchmodell von Hilsdorf

Das Bruchmodell von Hilsdorf /58/ ist zur Beschreibung des Druckversagens von Mauerwerk aus künstlichen Steinen entwickelt worden. Es basiert auf der Beobachtung, daß der Bruch von Mauerwerk aus künstlichen Steinen durch das Überschreiten der Steinzugfestigkeit eintritt. Die Druckbruchspannung liegt i.d.R. deutlich oberhalb der Mörtelfestigkeit, aber unterhalb der Steinfestigkeit. Die Ursache hierfür ist das unterschiedliche Verformungsverhalten von Stein und Mörtel. Im Gegensatz zum ideal-elastischen Stein zeigt Mörtel schon bei niedriger Belastung ein elasto-plastisches Verhalten, wobei große Querverformungen auftreten. Die Querverformung des Mörtels wird im Mauerwerk infolge der Querdehnungsdiskrepanz zwischen Stein und Mörtel behindert. Es entsteht ein innerer Zwang. Der Mörtel wird dreiaxig gedrückt, während der Stein horizontal gezogen wird.

Das Bruchmodell berücksichtigt den mehrachsigen Spannungszustand in Stein und Mörtel, indem die jeweiligen Ausschnitte der Bruch­einhüllenden von Stein und Mörtel überlagert werden (Bild 4.2). Die Bruchkurve des Steins (Linie A) unter Druck-Zug-Zug-Beanspruchung schneidet die Koordinatenachsen bei der einachsigen Druckfestigkeit β_{DSt} und der zweiachsigen Zugfestigkeit β_{ZSt} . Ihr Verlauf wird von Hilsdorf linear angenommen.

$$\sigma_{xSt} = - \frac{\beta_{DSt}}{\beta_{ZSt}} \sigma_{ySt} + \beta_{DSt} \quad (4.4)$$

Die Bruchkurve des Mörtels (Linie B) unter dreiachsiger Druckbeanspruchung hat ihren Ursprung in der einachsigen Druckfestigkeit $\beta_{DMö}$. Die Bruchkurve des Mörtels wird von Hilsdorf linear angenommen, ihre Steigung $m_{Mö}$ wird in Ermangelung mehrachsiger Mörteldruckversuche aus dreiachsigen Druckversuchen an Beton abgeleitet. Zur Berücksichtigung des horizontalen Gleichgewichts muß die Steigung der Mörtelbruchlinie im Verhältnis von Fugenhöhe $h_{Mö}$ zu Steinhöhe h_{St} umgerechnet werden, da die Darstellung für die Horizontalspannung im Stein erfolgt.

$$\sigma_{xMö} = m_{Mö} \frac{h_{St}}{h_{Mö}} \sigma_{ySt} + \beta_{DMö} \quad (4.5)$$

Der Schnittpunkt beider Bruchkurven gibt die theoretische Druckfestigkeit des Mauerwerks an.

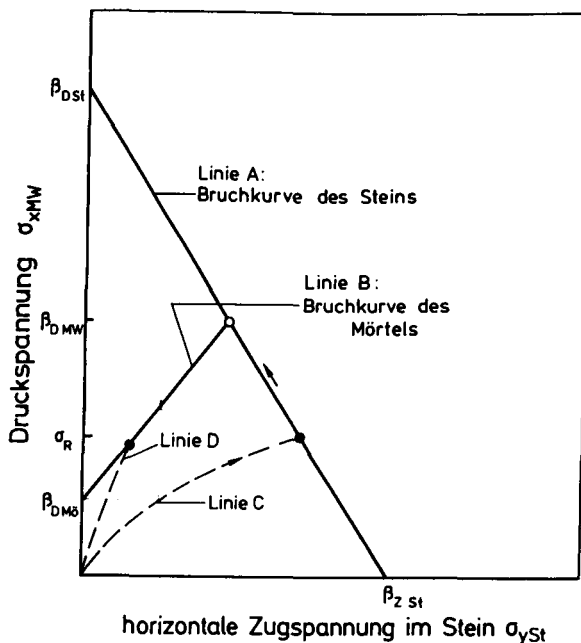


Bild 4.2: Bruchmodell für künstliches Mauerwerk nach Hilsdorf /58/

Die Spannungsentwicklung im Mauerwerk verläuft auf Spannungspfaden (Linie C) unterhalb der Bruchkurven von Stein und Mörtel. Eine analytische Beschreibung des Spannungspfades ist bisher nur unter großem Rechenaufwand mit Finiten Elementen möglich. Bei künstlichem Mauerwerk wird davon ausgegangen, daß der Spannungspfad die Bruchkurve des Steins schneidet. Der Schnittpunkt entspricht der Reißspannung des Mauerwerks. Durch Lastumlagerung ist eine weitere Laststeigerung möglich, der Spannungspfad wandert auf der Bruchkurve des Steins, bis der Schnittpunkt mit der Bruchkurve des Mörtels erreicht ist.

Für die Anwendung des Bruchmodells zur Beurteilung vorhandenen Mauerwerks ist die Ermittlung der Bruchehüllenden von Stein und Mörtel an Bauwerksproben notwendig. Die Schnittpunkte der Bruchkurven mit den Koordinatenachsen können zwar aus einachsigen Festigkeitswerten an Bauwerksproben umgerechnet werden, der Verlauf der Steinbruchkurve und die Steigung der Mörtelbruchkurve sind aber i.d.R. unbekannt bzw. nur unter erheblichem versuchstechnischen Aufwand zu ermitteln.

4.1.1.3 Bruchkurven von Stein und Mörtel

Auf Basis des Bruchmodells von Hilsdorf haben sich verschiedene Autoren mit der experimentellen Ermittlung und der analytischen Beschreibung der Bruchehüllenden von Stein und Mörtel befaßt. Khoo et al. /62/ und Atkinson et al. /3/ haben das Bruchverhalten von Ziegelröhren bzw. Ziegelsteinen unter zweiachsiger Zug-Druck-Beanspruchung geprüft. Atkinson et al. geben unter Berücksichtigung der Ergebnisse von /62/ für die Bruchkurve von Ziegelsteinen Gl.(4.6) an, die in Bild 4.3 dargestellt ist.

$$\frac{\sigma_{xuSt}}{\beta_{DSt}} = 1 - \left(\frac{\sigma_{ySt}}{\beta_{ZSt}} \right)^{0,58} \quad (4.6)$$

Zur Ermittlung des mehrachsigen Bruchverhaltens von Mörtel werden in /62/ und /3/ dreiachsige Druckversuche an verschiedenen Mörtelgütern durchgeführt. Atkinson et al. /3/ geben für die Bruchkurve des Mörtels eine lineare Beziehung nach Gl.(4.7) an (Spannungen positiv).

$$\sigma_{xuMö} = \beta_{DMö} + m_{Mö} \cdot \sigma_{yMö} \quad (4.7)$$

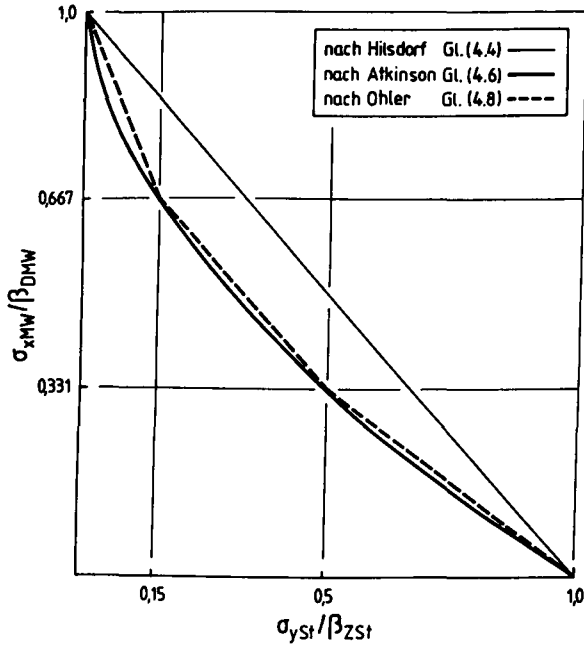


Bild 4.3: Bruchkurven für künstliche Steine

Die Steigung der Mörtelbruchkurve $m_{M\ddot{o}}$ ist von der einachsigen Druckfestigkeit des Mörtels abhängig. Bei $\beta_{DM\ddot{o}} = 30 \text{ MN/m}^2$ beträgt sie $m_{M\ddot{o}} = 5$, bei $\beta_{DM\ddot{o}} = 6 \text{ MN/m}^2$ beträgt sie $m_{M\ddot{o}} = 2$. Ähnliche Versuche an dreiachsrig druckbeanspruchten Mörtelproben wurden von Bierwirth et al. /14/ durchgeführt. Die einachsige Druckfestigkeit der untersuchten Mörtel betrug $\beta_{DM\ddot{o}} = 6$ bis 15 MN/m^2 , die Festigkeitsteigerung infolge der mehrachsigen Beanspruchung wird mit $m_{M\ddot{o}} = 1$ bis 2 angegeben.

Aufbauend auf dem Bruchmodell von Hilsdorf und den genannten Arbeiten gibt Ohler /90/ eine geschlossene Lösung für die Mauerwerksdruckfestigkeit an. Hierzu wird die gekrümmte Steinbruchkurve nach Gl.(4.8) abschnittsweise linearisiert (Bild 4.3).

$$\frac{\sigma_{xSt}}{\beta_{DSt}} = s - t \cdot \frac{\sigma_{ySt}}{\beta_{ZSt}} \quad (4.8)$$

mit:

$$s = 0,662 \quad \text{und} \quad t = 0,662 \quad \text{für} \quad 0,0 < \sigma_{xSt}/\beta_{DSt} < 0,331$$

$$s = 0,811 \quad \text{und} \quad t = 0,960 \quad \text{für} \quad 0,331 < \sigma_{xSt}/\beta_{DSt} < 0,667$$

$$s = 1,000 \quad \text{und} \quad t = 2,218 \quad \text{für} \quad 0,667 < \sigma_{xSt}/\beta_{DSt} < 1,0$$

Mit diesem linearisierten Ansatz für die Steinbruchkurve und Gl.(4.7) für die Mörtelbruchkurve folgt für die Mauerwerksdruckfestigkeit:

$$\beta_{DMW} = \beta_{DMö} + \frac{s \cdot \beta_{DSt} - \beta_{DMö}}{1 + \frac{t \cdot h_{Mö} \cdot \beta_{DSt}}{m_{Mö} \cdot h_{St} \cdot \beta_{ZSt}}} \quad (4.9)$$

Für die Anwendung des Bruchmodells ist die grafische Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit aus den Bruchkurve des Mörtels mit Gl.(4.7) und des Steins mit Gl.(4.8) jedoch anschaulicher.

4.1.1.4 Bruchmodell von Berndt

Auf Basis eigener Versuche entwickeln Berndt et al. /12/ ein Bruchmodell für regelmäßige und unregelmäßige Schichtenverbände aus Werkstein. Als Bruchkriterium dient das Zugversagen des Natursteins. Ausgehend von linear-elastischem Werkstoffverhalten wird die horizontale Zugspannung im Stein infolge unterschiedlicher Querdehnung in Stein und Mörtel betrachtet. Zusätzlich entstehen durch das Ausbrechen des Mörtels auf einer Tiefe d' vom Fugenrand Spaltzugspannungen im Stein. Beide Spannungsanteile werden addiert und beschreiben einen linearen Spannungspfad für den Stein im Druck-Zug-Bereich:

$$\sigma_{ySt} = -\sigma_x \left[\frac{h_{Mö}}{h_{St}} \frac{\nu_{Mö}}{1-\nu_{Mö}} + 0,3 \frac{d_{St}}{h_{St}} \left(1 - \frac{d_{St}-d'}{d_{St}} \right) \right] \quad (4.10)$$

Die am Mauerwerk ermittelten Druckfestigkeitswerte werden ebenfalls im zweiachsigen Druck-Zug-Diagramm dargestellt, die Ausgleichsgerade bildet die Bruchkurve des Mauerwerks. Der Schnittpunkt mit dem Spannungspfad nach

Gl.(4.10) gibt die Druckfestigkeit des Mauerwerks an. Dieser Zusammenhang ist in Bild 4.4 schematisch dargestellt. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks ergibt sich damit zu:

$$\beta_{DMW} = \frac{\beta_{DSt}}{\left[\frac{h_{M\ddot{o}}}{h_{St}} \frac{\nu_{M\ddot{o}}}{1-\nu_{M\ddot{o}}} + 0,3 \frac{d_{St}}{h_{St}} \left(1 - \frac{d_{St}-d'}{d_{St}} \right) \right]} \frac{\beta_{DSt}}{\beta_{ZSt}} + 0,7 \quad (4.11)$$

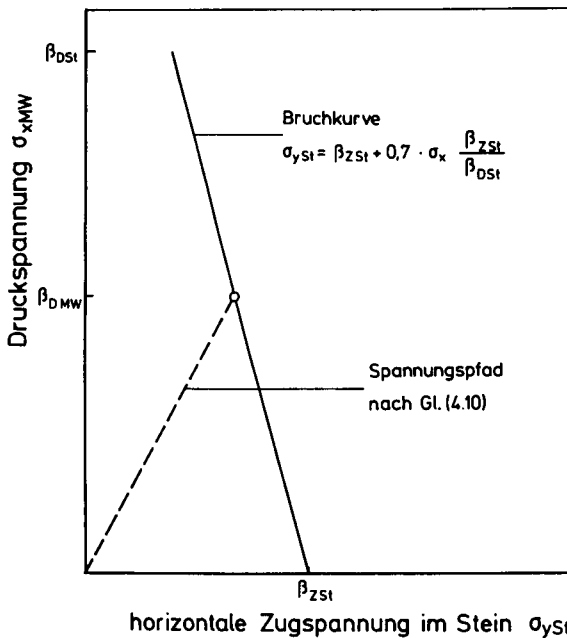


Bild 4.4: Bruchmodell für Natursteinmauerwerk nach Berndt /12/

Im Unterschied zum Bruchmodell nach Hilsdorf wird die Mauerwerksdruckfestigkeit durch den Schnittpunkt des Spannungspfades mit der Bruchkurve gewonnen. Der Spannungspfad setzt linear-elastisches Werkstoffverhalten in Stein und Mörtel voraus, die Bruchkurve stellt das Zugversagen der Steine im Mauerwerk dar. Als Materialeigenschaft des Mörtels wird nur die Querdehnungs-

zahl berücksichtigt, die Mörtelfestigkeit geht in die Berechnung der Druckfestigkeit des Mauerwerks nicht ein.

4.1.1.5 Bruchmodell von Sabha

Das Bruchmodell von Sabha et al. /107/ basiert auf der Beobachtung, daß vor Erreichen der Bruchlast bei regelmäßigem Schichtenverband aus Werksteinen die oberflächennahen Fugenbereiche ausbrechen. Aufbauend auf dem Bruchmodell von Berndt wird als Folge hiervon das Entstehen von Spaltzugspannungen im Stein σ_{SZSt} angenommen. Diese haben ihr Spannungsmaximum auf halber Steinhöhe, während die Zugspannungen aus der Querdehnungsbehinderung in Fugennähe am größten sind. Im Unterschied zum Bruchmodell von Berndt werden die Spannungsanteile daher nicht überlagert. Die dem Bruchmodell zugrunde liegende Spannungsverteilung ist in Bild 4.5 dargestellt.

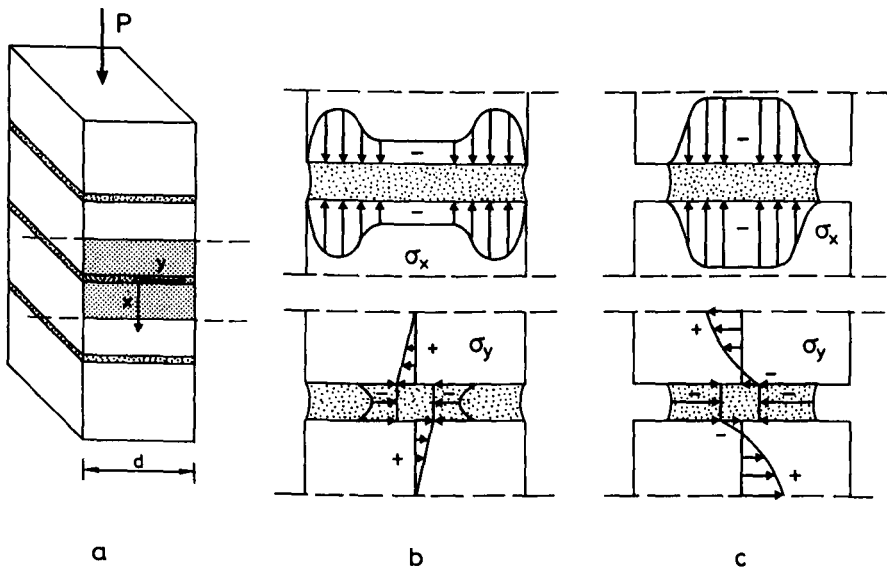


Bild 4.5: Spannungsverteilung im Natursteinmauerwerk nach Sabha /107/ (links: Mauerwerksausschnitt; Mitte: elastischer Zustand; rechts: plastischer Zustand)

Für die nicht ausgebrochenen Fugenbereiche im Mauerwerk wird ein hydrostatischer Spannungszustand angenommen. Die Gültigkeit des Bruchmodells wird auf Fugengeometrien mit $h_{M0} < d/5$ begrenzt, da sich bei größeren Fugenhöhen kein mehrachsiger Spannungszustand einstellen wird.

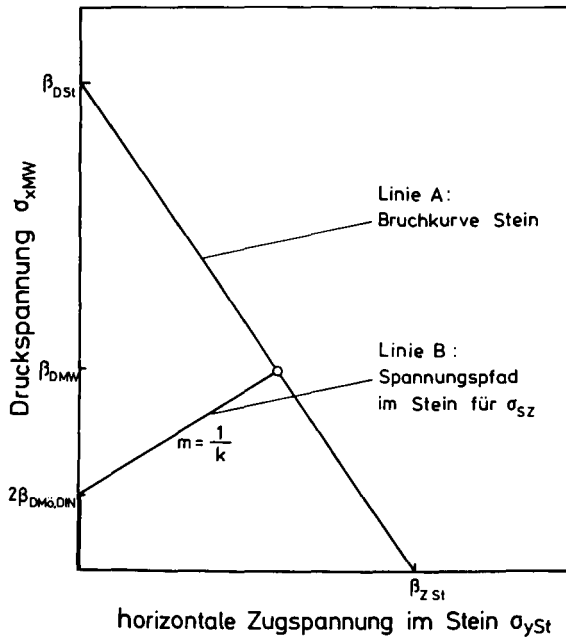


Bild 4.6: Bruchmodell für Natursteinmauerwerk nach Sabha /107/

Aus FEM-Studien wird die für die Querspannungen im Stein kritische Ausbruchtiefe der Fuge ermittelt und hierfür der Zusammenhang zwischen der vertikalen Druckspannung im Mauerwerk und der Querspannung im Stein mit Gl.(4.12) angegeben.

$$\sigma_x = \frac{1}{k} \sigma_{zSt} \quad (4.12)$$

mit:

$$k = -3,22 \left[2,5 \frac{h_{M\ddot{o}}}{d_{M\ddot{o}}} \right]^2 + 1,524 \left[2,5 \frac{h_{M\ddot{o}}}{d_{M\ddot{o}}} \right]$$

Die Gl.(4.12) stellt einen linearen Spannungspfad für die Spaltzugspannung im Stein dar. Die Spaltzugspannung im Stein entsteht erst, wenn der Fugenmörtel vom elastischen in den plastischen Zustand übergeht und oberflächennah ausbricht. Aus Beobachtungen an den Prüfkörpern wurde festgestellt, daß das Ausbrechen des Fugenmörtels bei einer vertikalen Druckspannung beginnt, die der doppelten Druckfestigkeit des Mörtelprismas entspricht. Als Spannungspfad für die Spaltzugspannung ergibt sich damit die Linie B in Bild 4.6. Die Steigung der Geraden entspricht $m = 1/k$. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks ergibt sich dann als Schnittpunkt mit der Steinbruchkurve.

4.1.1.6 Bruchmodell von Mann

Das Bruchmodell von Mann /73/, das auch in die Neufassung der DIN 1053 T1 eingegangen ist, beschreitet einen völlig anderen Weg zur Beschreibung der Mauerwerksdruckfestigkeit. Das Bruchmodell basiert auf der Hypothese, daß das Versagen des Mauerwerks durch das Druckversagen des Mörtels eintritt. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks wird daher durch die Druckfestigkeit des Mörtels beschrieben. Mann geht von der Mohr'schen Bruchhypothese aus und beschreibt die Mörtelfestigkeit im Mauerwerk als Produkt aus der Druckfestigkeit $\beta_{DM\ddot{o}}$, ermittelt am Würfel der Schlankheit $h/d = 1$ und einem Formfaktor f . Dieser Formfaktor berücksichtigt die Festigkeitssteigerung des Mörtels durch den im Mauerwerk herrschenden mehrachsigen Spannungszustand. Der Formfaktor wird aus einachsigen Mörteldruckversuchen von Rustmeier /106/ hergeleitet. Die Erhärtung dieser Mörtelproben erfolgte in Stahlschalung. Basiswert für den Formfaktor ist damit die Druckfestigkeit des Mörtelprismas nach DIN 18555 der Schlankheit $h/d = 1$.

Zur Beschreibung des Mauerwerkverbands führt Mann ferner den Übertragungsfaktor \bar{u} ein, der den Mauerwerksquerschnitt auf die oben und unten durch Steine begrenzte Fugenfläche reduziert. Ferner wird der Neigungswinkel α der Lagerfuge im Formfaktor f berücksichtigt. Der Formfaktor der Mörtelfuge ist in Bild 4.7 dargestellt. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks β_{DMW} ergibt sich damit zu:

$$\beta_{DMW} = \beta_{DMö,DIN} \cdot f \cdot \ddot{u} \quad (4.13)$$

mit

$$f = \frac{8}{9} \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{2}{3} \frac{h_{Mö}}{d_{Mö}}\right)^2 \cdot \cos^4 \alpha} \quad \text{und} \quad \ddot{u} = \frac{A_{St}}{A_{MW}}$$

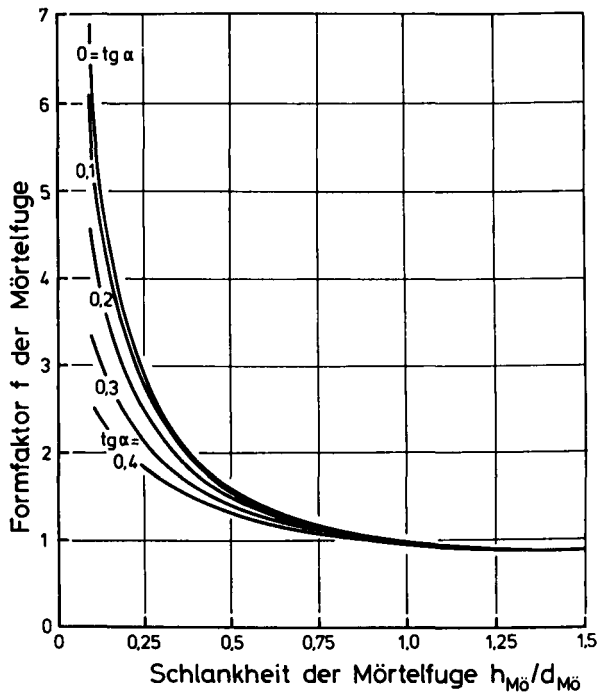


Bild 4.7: Formfaktor f in Abhängigkeit von der Schlankeit und dem Neigungswinkel der Lagerfuge nach Mann /73/

Für die Anwendung des Bruchmodells wurden die Natursteinverbände in der DIN 1053, Teil I in vier Güteklassen eingestuft und Anhaltswerte für die Fugenschlankheit, die Fugenneigung und den Übertragungsfaktor gegeben.

4.1.2 Verifizierung der Bruchmodelle

Die Verifizierung der Bruchmodelle erfolgt durch Vergleich mit den experimentell ermittelten Druckfestigkeitswerten nach Bild 3.12. Für die Anpassung der Bruchmodelle an die untersuchten Mauerwerkskörper werden Festigkeitswerte und Geometriefaktoren benötigt, deren Herleitung im folgenden beschrieben wird.

4.1.2.1 Anpassung der Parameter

Für die Anwendung des Bruchmodells von Hilsdorf wird ein linearer Verlauf der Steinbruchkurve nach Gl.(4.4) und der Mörtelbruchkurve nach Gl.(4.5) angenommen. Als Rechenparameter müssen die einachsige Mörtelbruchdruckfestigkeit in der Fuge $\beta_{DMö}$, die Steigung der Mörtelbruchkurve $m_{Mö}$, die zweiachsige Steinzugfestigkeit β_{ZSt} und das Verhältnis der Steinhöhe zur Fugenhöhe $h_{St}/h_{Mö}$ bestimmt werden.

Die einachsige Druckfestigkeit des Mörtels in der Fuge $\beta_{DMö}$ wurde von Stöckl et al. /124/ an ungezwängten Mörtelproben der Schlankheit $h/d = 0,4$ ermittelt und mit den Festigkeitswerten unter teilflächiger Belastung nach dem ibac-Verfahren verglichen. Alle Mörtelproben wurden aus Lagerfugen entnommen, die zwängungsfreie, vollflächige Lasteinleitung erfolgte mit Bürsten. Die einachsige Mörtelbruchdruckfestigkeit in der Fuge ergibt sich nach /124/ zu:

$$\beta_{DMö} = \frac{\beta_{DMö, ibac}}{1,6} \quad (4.14)$$

mit $\beta_{DMö, ibac}$ nach Tab. 3.7

Die Steigung der Mörtelbruchkurve wird unabhängig von der Mörtelgüte nach Bierwirth et al. /14/ mit $m_{Mö} = 1,5$ angenommen. Die zweiachsige Steinzugfestigkeit wird zu 90 % der ermittelten Spaltzugfestigkeit nach Tab. 3.5 angenommen. Der Verhältnismwert $h_{St}/h_{Mö}$ wurde bei beiden Mauer Verbänden stichprobenhaft sowohl in der Mauerwerksansicht als auch im Mauerwerksquerschnitt ermittelt. Hier werden jeweils die unteren Grenzwerte verwendet. Für den

regelmäßigen Schichtenverband ergibt sich $h_{St}/h_{Mö} = 15$, für den regellosen Bruchsteinverband $h_{St}/h_{Mö} = 5$.

Für die Anwendung des Bruchmodells von Berndt muß neben der Zug- und Druckfestigkeit des Steins die Querdehnungszahl des Mörtels bekannt sein. Diese wird für beide Mörtelgüten mit $\nu = 0,5$ angenommen, was dem plastischen Zustand entspricht. Die einachsige Druckfestigkeit des Steins wurde am Zylinder, die zweiachsige Zugfestigkeit des Steins wie oben beschrieben ermittelt. Als Geometrieparameter müssen die Stein- und Fugenhöhe, die Steindicke und die Ausbruchtiefe der Lagerfuge d' bekannt sein. Für den regelmäßigen Schichtenverband wird die Mauerwerksdicke mit $d_{St} = 15$ cm, die beidseitige Ausbruchtiefe der Fuge $d' = 3$ cm und die Steinhöhe mit $h_{St} = 15$ cm angenommen. Für den regellosen Bruchsteinverband betragen die entsprechenden Verbandparameter $d_{St} = 17,5$ cm, $d' = 3$ cm und $h_{St} = 15$ cm.

Für die Anwendung des Bruchmodells von Sabha müssen die Druckfestigkeit des Mörtelprismas $\beta_{DMö,DIN}$, die Druck- und Spaltzugfestigkeit des Steins β_{DSt} bzw. β_{SZSt} , die Steinbruchkurve sowie Geometrieparameter des Mauerwerkverbandes bekannt sein. Die Druckfestigkeit des Mörtelprismas und des Steins sowie die Spaltzugfestigkeit des Steins sind in Tab. 3.5 und 3.7 angegeben. Für die Steinbruchkurve wird der lineare Verlauf nach Hilsdorf und der abschnittsweise linearisierte Verlauf nach Ohler untersucht. Die Fugenschlankheit beträgt beim regelmäßigen Schichtenverband i.M. $h_{Mö}/d_{Mö} = 0,07$, beim regellosen Bruchsteinverband i.M. $h_{Mö}/d_{Mö} = 0,14$. Beide Verbände liegen damit innerhalb der Anwendungsgrenzen des Bruchmodells.

Für die Anwendung des Bruchmodells von Mann wird die Druckfestigkeit des Mörtelprismas $\beta_{DMö,DIN}$, die Fugenschlankheit $h_{Mö}/d_{Mö}$, die Fugenneigung α und der Übertragungsfaktor \ddot{u} benötigt. Die Druckfestigkeit des Mörtelprismas wird aus Tab. 3.7 entnommen. Die Fugenschlankheit des regelmäßigen Schichtenverbandes wurde mit i.M. $h_{Mö}/d_{Mö} = 0,07$ ermittelt, die Fugenneigung ist $\alpha = 0$, der Übertragungsfaktor beträgt i.M. $\ddot{u} = 0,85$. Beim regellosen Bruchsteinverband betragen die entsprechenden Verbandparameter $h_{Mö}/d_{Mö} = 0,14$ bzw. $\ddot{u} = 0,60$. Die ermittelten Werte für die Fugenschlankheit und den Übertragungsfaktor liegen damit innerhalb der in DIN 1053 genannten Grenzwerte für die jeweiligen Verbände. Zusätzlich wurde das Bruchmodell von Mann auch für die im Mauerwerk vorhandene Mörteldruckfestigkeit überprüft. Da der Formfaktor nach Bild 4.7 auf die Schlankheit $h/d = 1$ bezogen ist, wird die unter

teilflächiger Belastung ermittelte Mörteldruckfestigkeit in der Fuge $\beta_{DMö,ibac}$ auf die Schlankheit $h/d = 1$ mit Gl.(4.15) nach /153/ umgerechnet.

$$\beta_{DMö,h/d=1} = 0,9 \cdot \beta_{DMö,ibac} \quad (4.15)$$

4.1.2.2 Beurteilung der Bruchmodelle

Tabelle 4.1 zeigt den Vergleich der experimentell ermittelten Druckfestigkeitswerte mit den aus Bruchmodellen errechneten. Die Druckfestigkeitswerte nach dem Bruchmodell von Hilsdorf übersteigen die Versuchswerte um das zwei- bis vierfache. Die Ursache hierfür wird in den stark streuenden Fugenschlankheiten gesehen, die zu unterschiedlichen Zwängungsgraden der Fuge und damit zu einer Schar von Spannungspfaden führen. Insbesondere bei hohem Mörtelanteil im Mauerwerk ist zu erwarten, daß die Spannungspfade nicht die Steinbruchkurve, sondern die Mörtelbruchkurve schneiden (Linie D in Bild 4.2). Nach dem Auftreten lokaler Bruchzonen im Mauerwerk reicht die Fähigkeit des Mauerwerks zur Lastumlagerung wegen der großen inneren Steifigkeitsunterschiede nicht aus, um die theoretische Druckfestigkeit als Schnittpunkt von Stein- und Mörtelbruchkurve zu erreichen. Wegen der starken Überschätzung der Drucktragfähigkeit von Natursteinmauerwerk ist das Bruchmodell von Hilsdorf für die hier untersuchten Verbände nicht geeignet.

Die aus dem Bruchmodell von Berndt ermittelten Druckfestigkeitswerte zeigen insbesondere beim regellosen Bruchsteinverband und beim regelmäßigen Verband mit hoher Mörtelgüte eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Werten. Allerdings zeigt der Vergleich mit der niedrigeren Mörtelgüte, daß der Einfluß der Mörtelfestigkeit auf die Mauerwerksfestigkeit nicht richtig eingeschätzt wird. Die Schwächen des Bruchmodells liegen in der Annahme linear elastischen Werkstoffverhaltens bis zum Bruch und der Nichtberücksichtigung der Festigkeitseigenschaften des Mörtels.

Die Druckfestigkeitswerte nach dem Bruchmodell von Sabha sind für alle Versuchsserien etwa doppelt so groß wie die experimentellen Werte. Dies zeigt, daß der Einfluß der Mörtelfestigkeit und des Verbandes auf die Druckfestigkeit des Mauerwerks qualitativ richtig abgebildet wird, allerdings auf zu hohem Festigkeitsniveau. Bei Verwendung der Steinbruchkurve nach Ohler werden die Ergebnisse gegenüber dem linearen Ansatz der Steinbruchkurve nur geringfügig verbessert. Zu beachten ist allerdings, daß die Mauerwerksdruck-

festigkeit auf die Mörtelfestigkeit nach DIN 18555, also nach 28-tägiger Erhärtung in Stahl Schalung bezogen ist. Dieser Festigkeitswert ist an bestehender Bausubstanz nicht ermittelbar. Das Bruchmodell ist daher in dieser Form zur Beurteilung bestehenden Mauerwerks ungeeignet.

Mittelwerte der Druckfestigkeit in MN/m ²	Regelmäßiger Schichtenverband Mörtel M I	Regelmäßiger Schichtenverband Mörtel M III	Regelloser Bruchsteinverband Mörtel M I
Eigene Versuchsergebnisse zentrische Belastung	11,0	23,5	4,5
Rechenwerte nach Hilsdorf	45,0	55,0	12,5
Rechenwerte nach Berndt	20,3	20,3	5,1 ⁹⁰
Rechenwerte nach Sabha Steinbruchkurve linear / nach Ohler	17,5 / 16,0	44,0 / 42,0	9,5 / 8,0
Rechenwerte nach Mann mit $\beta_{DM8, DIN}$ bzw. $\beta_{DM8, h/d=1}$	9,0 / 89,0	140,0 / 343,0	3,5 / 32,4
Verbessertes Bruchmodell nach Sabha	17,0	31,5	6,6

Tabelle 4.1: Vergleich experimentell und rechnerisch ermittelter Druckfestigkeitswerte

Die nach dem Bruchmodell von Mann ermittelten Festigkeitswerte zeigen bei geringer Mörtelgüte eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Bei höherer Mörtelgüte versagt das Bruchmodell. Auch hier wird als Bezugswert die Mörtelfestigkeit nach DIN 18555 verwendet, was die Anwendung auf bestehendes Mauerwerk unmöglich macht. Wird statt dessen die im Mauerwerk vorhandene Mörtelfestigkeit bei der Schlankheit $h/d = 1$ verwendet, versagt das Bruchmodell für alle untersuchten Verbände. Ferner ist das Bruchmodell insbesondere bei geringen Fugenschlankheiten sehr sensibel. Die beträchtliche Steigung des Formfaktors f bei geringer Fugenschlankheit nach Bild 4.7 belegt dies.

Die dem Bruchmodell von Mann zugrundeliegende Bruchhypothese, daß das Mauerwerksversagen durch Druckversagen des Mörtels eintritt, steht im Widerspruch zu den eigenen und zahlreichen weiteren experimentellen Untersuchungen jüngerer Zeit. Das Bruchmodell ist daher ggf. nur bei regellosen Bruchsteinverbänden mit hohem Mörtelanteil und geringer Festigkeit des Mörtels in der Fuge anwendbar. Allerdings ist gerade in diesen Fällen die Bestimmung der maßgebenden Einflußwerte, der Mörtelfestigkeit in der Fuge und der Fugenschlankheit am Bauwerk schwierig.

Bei allen Bruchmodellen ist eine Klassifizierung des Mauerwerksverbandes notwendig. Hierzu werden jeweils unterschiedliche Geometrieparameter von Stein und Fuge benötigt, deren Ermittlung vor Ort nur mit großen Ungenauigkeiten möglich ist. Die Abschätzung der Mauerwerksdruckfestigkeit mit Hilfe von Bruchmodellen kann daher zwangsläufig auch nur mit großer Unschärfe erfolgen. Diese Unschärfe liegt bei allen vorgestellten Bruchmodellen bei Annahme von Mittelwerten für die Festigkeits- und Geometrieigenschaften auf der unsicheren Seite. Das Bruchmodell von Sabha deutet durch die Proportionalität zu den Versuchsergebnissen an, daß die maßgebenden Einflußfaktoren richtig berücksichtigt werden. Es wird daher als Basis für ein verbessertes Bruchmodell verwendet.

4.1.3 Verbessertes Bruchmodell

Die wichtigste Veränderung des Bruchmodells von Sabha betrifft den Einbau der realen Druckfestigkeit des Mörtels in der Fuge. Diese muß am Bauwerk sondierbar sein. Als maßgebender Festigkeitswert wird die einachsige Mörteldruckfestigkeit in der Fuge β_{DM0} nach Gl.(4.14) in das Bruchmodell eingebaut. Ferner wird der Schnittpunkt zwischen der Steinbruchkurve und dem Spannungspfad als innere Druckbruchspannung σ_{xu} interpretiert. Diese wird mit dem Übertragungsfaktor \bar{u} nach Mann zur Mauerwerksdruckfestigkeit β_{DMW} abgemindert.

Bild 4.8 zeigt die grafische Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit für die untersuchten Mauerwerksserien. Die Steinbruchkurven werden aus den einachsigen Festigkeitswerten nach dem Ansatz von Ohler konstruiert. Der Ordinatenabschnitt des Spannungspfades entspricht der einachsigen Mörteldruckfestigkeit in der Fuge. Die Steigung des Spannungspfades ist von der Fugenschlankheit abhängig, der Übertragungsfaktor von Anzahl und Breite der Stoßfugen. Mit

$\ddot{u} = 0,85$ für den regelmäßigen Verband und $\ddot{u} = 0,60$ für den regellosen Verband ergeben sich die in Tab. 3.8 angegebenen Druckfestigkeitswerte. Diese liegen ca. 50 % über den experimentell ermittelten Werten.

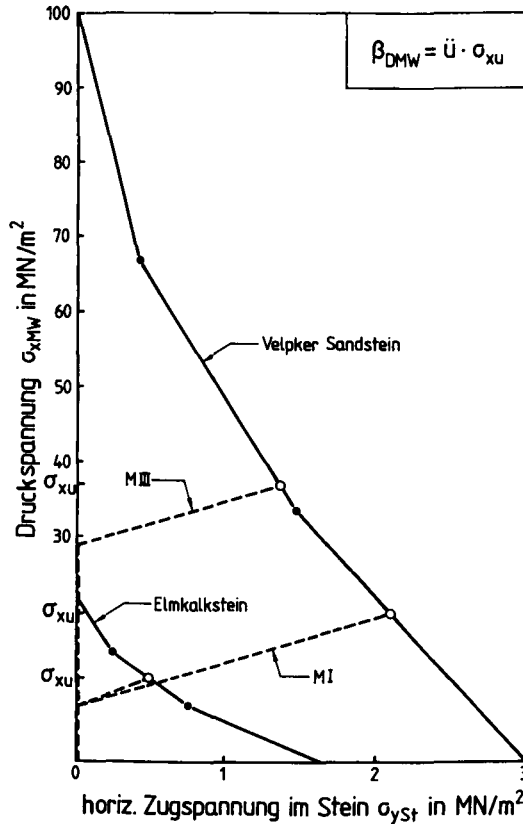


Bild 4.8: Grafische Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit nach dem verbesserten Bruchmodell von Sabha

Zur Anwendung am Bauwerk müssen daher für die Druck- und Zugfestigkeit von Stein und Mörtel statt Mittelwerten charakteristische Werte verwendet werden. Die Fugenschlankheit und der Übertragungsfaktor sind auf der sicheren Seite liegend abzuschätzen. Für die Fugenschlankheit sollte der obere, für den Übertragungsfaktor der untere Grenzwert angenommen werden. Beide sollten an

der Mauerwerksoberfläche ermittelt werden, da der Mörtelanteil im Mauerwerkskern oftmals geringer ist.

4.2 Werkstoffmodell

4.2.1 Stand der Erkenntnisse

Das Werkstoffmodell beschreibt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des repräsentativen Gefügeelementes ein- und mehrschaliger Mauerwerksgefüge. Es bildet die Basis für die Ermittlung der Bruchschnittgrößen des Mauerwerksbauteils unter Biegung mit Normalkraft. Störeinflüsse aus Lasteinleitungsbereichen und der Schlankheit werden nicht berücksichtigt.

Für künstliches Mauerwerk wird in DIN 1053, Teil I und II ein linear-elastisches Werkstoffmodell angenommen. Natursteinmauerwerk wird in DIN 1053, Teil I wie künstliches Mauerwerk behandelt. Die Annahme eines linear-elastischen Werkstoffmodells erscheint insbesondere bei Mauerwerk aus hochfesten Steinen und hoher Mörtelgüte gerechtfertigt, da hier spröder Druckbruch ohne Vorankündigung eintreten kann. Die eigenen Versuche an Natursteinmauerwerk zeigen aber, daß unter Druckbeanspruchung erhebliche plastische Verformungen auftreten, die bei der Ermittlung der Bruchschnittgrößen berücksichtigt werden sollten. Für historisches Natursteinmauerwerk ist daher die Annahme eines linear-elastischen Werkstoffgesetzes nicht sinnvoll.

In Eurocode EC 6 ist hingegen, entsprechend der Betonbemessung, für alle künstlichen Mauerwerke das Parabel-Rechteck-Diagramm mit den Grenzdehnungen 2 ‰ und 3,5 ‰ vorgesehen. Gunkler /47/ hat für Ziegelmauerwerk unter Biegung mit Normalkraft die Eignung dieses Werkstoffmodells nachgewiesen. Das Werkstoffmodell für Natursteinmauerwerk muß jedoch sowohl an im Verband gemauerte Außenschalen wie auch an geschüttete Innenschalen angepaßt werden können. Dies spricht gegen die Formulierung fester Grenzdehnungen.

4.2.2 Elastisch-plastisches Werkstoffmodell

Im folgenden wird ein bilineares, elastisch-plastisches Werkstoffmodell bei Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Mauerwerks verwendet. Die Grenzdehnun-

gen werden aus der Druckfestigkeit und dem Elastizitätsmodul des Mauerwerks mit $\epsilon_{p1} = \beta_{DMW}/E_{MW}$ und $\epsilon_u = 2 \cdot \epsilon_{p1}$ an den jeweiligen Mauerwerksverband angepaßt. Der Völligkeitsbeiwert des bilinearen Werkstoffmodells beträgt $\alpha = 0,75$ und entspricht damit weitgehend dem Parabel-Rechteck mit $\alpha = 0,81$.

Für die untersuchten Mauerwerksverbände wird das elastisch-plastische Werkstoffmodell an das experimentell ermittelte Spannung-Dehnungs-Verhalten nach Bild 3.12 angepaßt. Dabei wird der Elastizitätsmodul des Mauerwerks E_{MW} aus den Sekantenmodulen E_S und E_U nach Gl.(4.16) ermittelt.

$$E_{MW} = 0,5 \cdot (E_S + E_U) \quad (4.16)$$

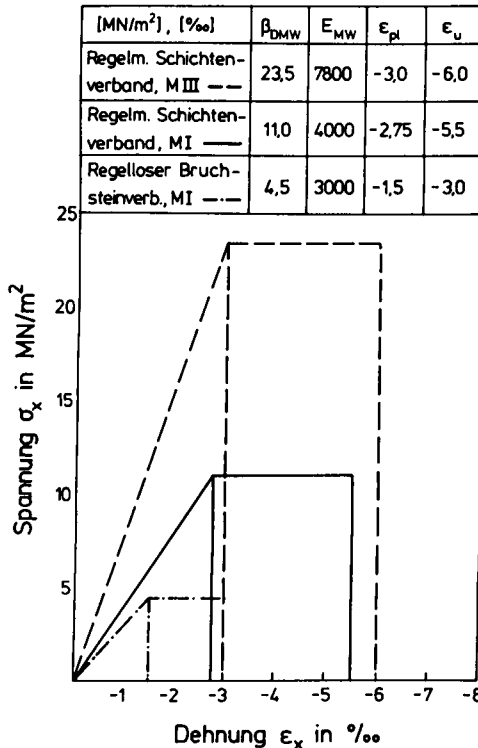


Bild 4.9: Werkstoffmodelle für einschalige Mauerwerksgefüge

Die Druckfestigkeit wird aus Bild 3.12 übernommen. Bild 4.9 zeigt die Werkstoffmodelle der untersuchten Mauerwerksverbände. Die Darstellung verdeutlicht, daß die Annahme eines Festwertes für die Dehnungsgrenzen wie beim Parabel-Rechteck-Diagramm dem Verformungsverhalten der Mauerwerksverbände nicht gerecht wird. Bild 4.10 zeigt den Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul, ermittelt an den zentrisch belasteten Prüfkörpern. Der Elastizitätsmodul kann mit ausreichender Genauigkeit nach Gl.(4.17) bestimmt werden.

$$E_{MW} = 1500 \cdot \sqrt{\beta_{DMW}} \quad (4.17)$$

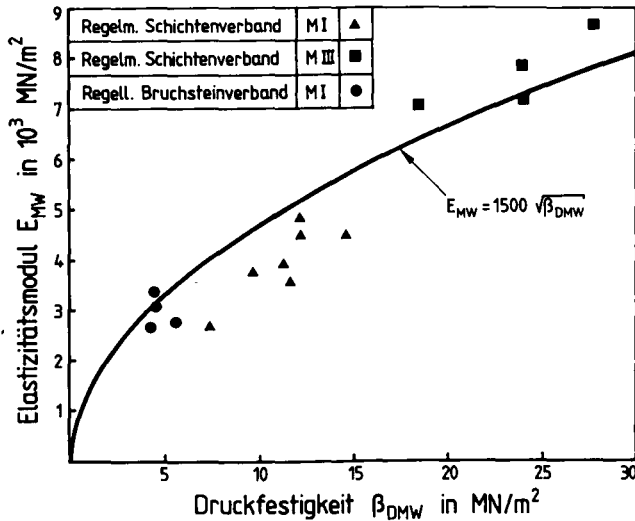


Bild 4.10: Elastizitätsmodul E_{MW} in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit

4.2.3 Bruchschnittgrößen gedrungener Bauteile

Aufbauend auf den Werkstoffmodellen nach Bild 4.9 können die Bruchschnittgrößen des Mauerwerksquerschnitts unter Biegung mit Normalkraft als Interaktionslinien angegeben werden. Hierzu werden nach Bild 4.11 für alle Grenzdehnungszustände aus der Integration der zugehörigen Spannungsverteilung die Bruchschnittgrößen N_u und M_u ermittelt. Ausgehend vom vollplastischen Zustand

mit $\varepsilon = \varepsilon_U = \text{konstant}$ über dem Querschnitt wird die Randstauchung am Zugrand reduziert und die Krümmung vergrößert. Da das Werkstoffmodell die Zugfestigkeit außer acht läßt, tritt bei positiver Randdehnung ein klaffender Querschnitt ein. Die Krümmung kann theoretisch bis $\kappa = \infty$ gesteigert werden. In diesem Dehnungszustand steht die Last am Querschnittsrand, die Schnittgrößen sind $N_U = 0$ und $M_U = 0$.

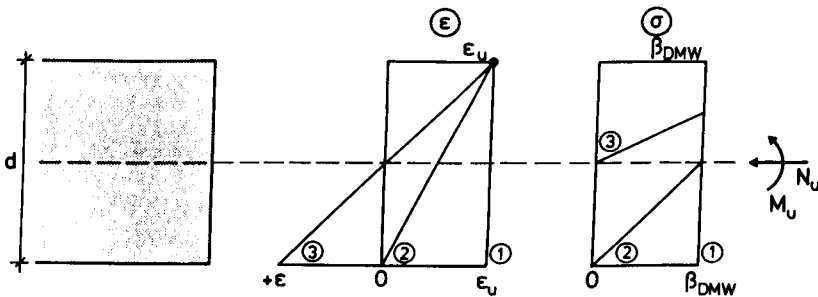


Bild 4.11: Grenzdehnungszustände und zugehörige Spannungszustände am einschaligen Mauerwerksquerschnitt

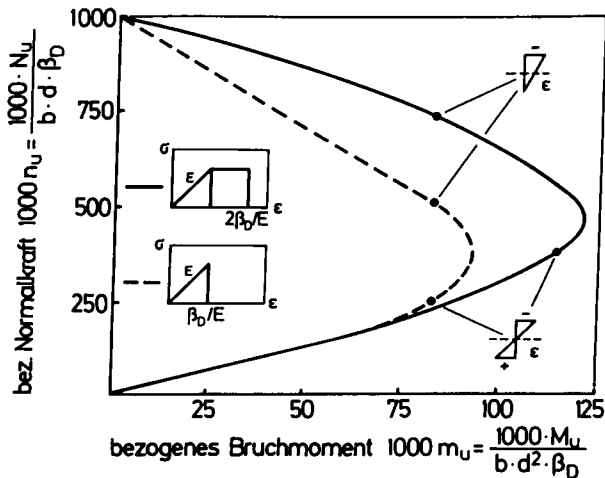


Bild 4.12: Interaktionslinien für einschalige Mauerwerksgefüge mit rechteckigem Querschnitt unter Biegung mit Normalkraft

Bild 4.12 zeigt die Interaktionslinie für Biegung mit Normalkraft für das gewählte elastisch-plastische Werkstoffmodell mit der Grenzdehnung $\epsilon_u = 2 \cdot \beta_D / E$ und zum Vergleich für ein linear-elastisches Werkstoffmodell. Beide Interaktionslinien sind vom Elastizitätsmodul und damit von der Größe der Grenzdehnung ϵ_u unabhängig. Die Dehnungszustände, die der ersten und zweiten Kernweite entsprechen, sind markiert. Die Interaktionslinie des elastisch-plastischen Werkstoffmodells entspricht weitgehend derjenigen des Parabel-Rechteck-Diagramms mit den Grenzdehnungen $\epsilon_{p1} = -2,0 ‰$ und $\epsilon_u = -3,5 ‰$ nach EC 6. Für gedrungene Bauteile unter Normalkraft mit geringer Lastausmitte ist der Bereich oberhalb des maximalen Momentes, des sog. Balance-Points maßgebend. Bild 4.12 verdeutlicht, daß die Berücksichtigung der plastischen Verformungen in diesem Bereich zu einer deutlichen Erhöhung der Bruchschnittgrößen des Mauerwerksquerschnitts führt.

In gleicher Weise können Interaktionslinien für beliebige Querschnittsformen erstellt werden, wobei jedoch die Abhängigkeit der Mauerwerksbreite von der Mauerwerksdicke zu beachten ist. Bild 4.13 zeigt als Beispiel die Interaktionslinie für einen achteckigen Stützenquerschnitt.

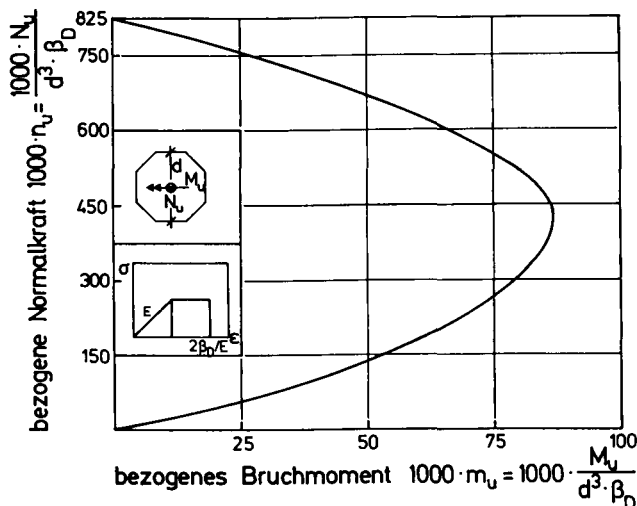


Bild 4.13: Interaktionslinie für einschalige Mauerwerksgefüge mit achteckigem Querschnitt unter Biegung mit Normalkraft

Mit den Interaktionslinien nach Bild 4.12 und 4.13 kann die Tragfähigkeit gedrungener Bauteile unter Normalkraft und Biegung ermittelt werden. Einflüsse aus der Schlankheit sind gesondert zu berücksichtigen. Dies erfolgt im folgenden Abschnitt.

4.3 Tragfähigkeit schlanker Bauteile

4.3.1 Schlankheit von Bauteilen aus Natursteinmauerwerk

Wände aus historischem Natursteinmauerwerk sind überwiegend mehrschalig ausgeführt. Sie weisen meist eine geringe Schlankheit auf oder sind durch Strebepfeiler und Wandvorlagen ausgesteift. Stützen und Pfeiler aus historischem Mauerwerk können hingegen eine beträchtliche Schlankheit aufweisen, insbesondere in gotischen Hallenkirchen. So war die Standsicherheit der aus Ziegelmauerwerk erstellten Pfeiler der St. Martinkirche in Landshut mit einer Schlankheit $h/d = 25$, gemessen zwischen Base und Kapitell, Gegenstand intensiver statischer Untersuchungen [128, 142]. Die monolithischen Natursteinpfeiler der Briefkapelle in Lübeck besitzen gar eine Schlankheit von $h/d = 34$. Poser [94] gibt einen umfassenden Überblick über die Pfeiler zahlreicher spätgotischer Hallenkirchen und weist für 28 ausgewählte Beispiele mit Schlankheiten von $h/d = 14$ bis 34 deren Standsicherheit durch eine Berechnung der Knicksicherheit nach DIN 1053, Teil 2 nach. Alle untersuchten Pfeiler weisen sowohl gegenüber Bruch als auch gegenüber Knicken eine Sicherheit von $\gamma > 2$ auf. Allerdings sind die Untersuchungen mit großen Unsicherheiten behaftet, da mit rechteckigen Ersatzquerschnitten und linear-elastischem Werkstoffverhalten gerechnet wurde, die Druckfestigkeit nicht am Bauwerk ermittelt wurde und die Lagerungsbedingung von Pfeilerfuß und -kopf sowie die Belastung aus den Gewölben unbekannt ist.

4.3.2 Stand der Erkenntnisse

Das Tragverhalten schlanker Bauteile unter Druckbeanspruchung wird maßgebend von der Stabauslenkung beeinflusst. Dabei ist die Exzentrizität der eingeleiteten Normalkraft von Bedeutung. Bild 4.14 zeigt diesen Zusammenhang im linken Teil für einen schlanken Druckstab mit linear-elastischem Werkstoffverhalten unter Druckbeanspruchung. Bei zentrischer Lasteinleitung ($e = 0$)

tritt eine Stabauslenkung erst nach Überschreiten der Knicklast N_K auf. Der Stab wechselt von der stabilen in eine indifferente Gleichgewichtslage, in der die Last-Verformungs-Beziehung nicht mehr eindeutig ist. Es liegt ein Stabilitätsproblem mit Gleichgewichtsverzweigung vor. Bei exzentrischer Lasteinleitung ($e > 0$) wird die Stabauslenkung mit steigender Belastung größer. Die Bruchlast ist abhängig von den Stabverformungen, das Versagen tritt durch Erreichen der Materialfestigkeit ein. Die Bruchlast ist von den Stabverformungen abhängig, es liegt ein Problem nach Theorie II. Ordnung vor.

Bei elastisch-plastischem Werkstoffverhalten im Druckbereich und versagender Zugzone hängt die Biegesteifigkeit von der Krümmung des Querschnitts und damit von der Stabauslenkung ab. Hier kann auch unter exzentrischer Belastung ein Stabilitätsversagen auftreten. Bild 4.14 zeigt dies im rechten Teil exemplarisch für einen Stahlbetonquerschnitt nach /69/. Zu unterscheiden sind danach gedrungene Stäbe (Linie 1), Stäbe mäßiger Schlankheit (Linie 2) und Stäbe großer Schlankheit (Linie 3). Bei gedrungenen Stäben ist die Stabverformung gering, der Bruch erfolgt durch Materialversagen. Bei Stäben mit mäßiger Schlankheit treten infolge Stabauslenkung Zusatzmomente II. Ordnung auf, die die Bruchlast reduzieren. Der Bruch erfolgt auch hier durch Materialversagen. Bei Stäben großer Schlankheit wächst das äußere Moment $M_a = N \cdot (e + w)$ infolge Stabauslenkung schneller als das innere Moment. Die Bruchschnittgrößen des Querschnitts werden nicht erreicht. Es liegt ein Stabilitätsproblem ohne Gleichgewichtsverzweigung vor. Im Stahlbetonbau werden zur Abgrenzung der zwei Versagensfälle Grenzschlankheiten angegeben. Das Bemessungskonzept nach DIN 1045 sieht vor, daß der Einfluß der Schlankheit bei der Bemessung gedrungener Stäben mit $\lambda < 20$ nicht, bei mäßig schlanken Stäben mit $\lambda \leq 70$ jedoch durch eine fiktive Zusatzausmitte f zu berücksichtigen ist. Bei Stäben großer Schlankheit mit $\lambda > 70$ müssen die Bruchschnittgrößen am verformten System nach Theorie II. Ordnung bestimmt werden.

Auch für Mauerwerk kann die Tragfähigkeit schlanker Bauteile qualitativ nach Bild 4.14 beschrieben werden, wobei allerdings der Ausfall der Zugzone zu berücksichtigen ist. Für künstliches Mauerwerk sind von verschiedenen Autoren /6, 9, 72/ Abminderungsfaktoren für die Bruchlast schlanker Bauteile angegeben worden. Bild 4.15 zeigt nach Backes /6/ den Abminderungsfaktor η der Bruchlast in Abhängigkeit von der Exzentrizität und der Schlankheit für das linear-elastische Werkstoffverhalten nach DIN 1053 (links) und für das elastisch-plastische Werkstoffverhalten nach Eurocode EC6 (rechts). Es

handelt sich um rechnerische Kurvenscharen, die experimentell nicht verifiziert sind. Die Tragfähigkeit schlanker Bauteile wird offenbar durch die Völligkeit und die Grenzdehnung des verwendeten Werkstoffmodells maßgeblich beeinflusst. Allerdings ist in dieser Darstellung der Übergang vom Materialversagen zum Stabilitätsversagen nicht erkennbar, da die Verformung bzw. das äußere Bruchmoment $M_U = N_U \cdot (e + w)$ nicht angegeben ist.

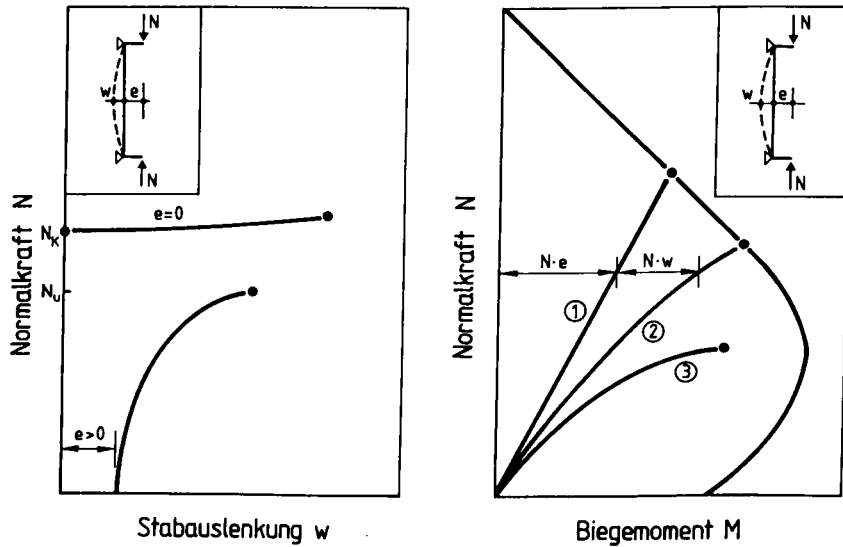


Bild 4.14: Tragverhalten schlanker Bauteile unter Druckbeanspruchung (links: linear elastisches Werkstoffverhalten; rechts: elastisch-plastisches Werkstoffverhalten und veränderliche Biegesteifigkeit)

Für schlanke Bauteile aus künstlichem Mauerwerk mit $h/d \leq 25$ sieht das Bemessungskonzept nach DIN 1053, Teil 2 den Festigkeitsnachweis unter Annahme einer fiktiven Zusatzausmitte nach Gl.(4.18) vor. Schlankheiten $h/d > 25$ sind nicht zulässig.

$$f = \frac{h}{d} \cdot \frac{1 + m}{1800} \cdot h \quad \text{mit:} \quad m = \frac{6 e}{d} \quad (4.18)$$

Pfeiler und Wände aus künstlichem Mauerwerk werden danach unabhängig von ihrer Schlankheit in Analogie zu den mäßig schlanken Stäben im Massivbau behandelt. Im linken Teil von Bild 4.15 sind die Bruchlasten nach DIN 1053 Teil 2 und Gl.(4.18) gestrichelt eingetragen (aus /73/). Zur Tragfähigkeit schlanker Bauteile aus Natursteinmauerwerk liegen keine Erkenntnisse vor. Die Behandlung kann jedoch in Analogie zum Massivbau oder zum künstlichen Mauerwerk erfolgen, sofern das Werkstoffmodell an das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Natursteinmauerwerk angepaßt ist.

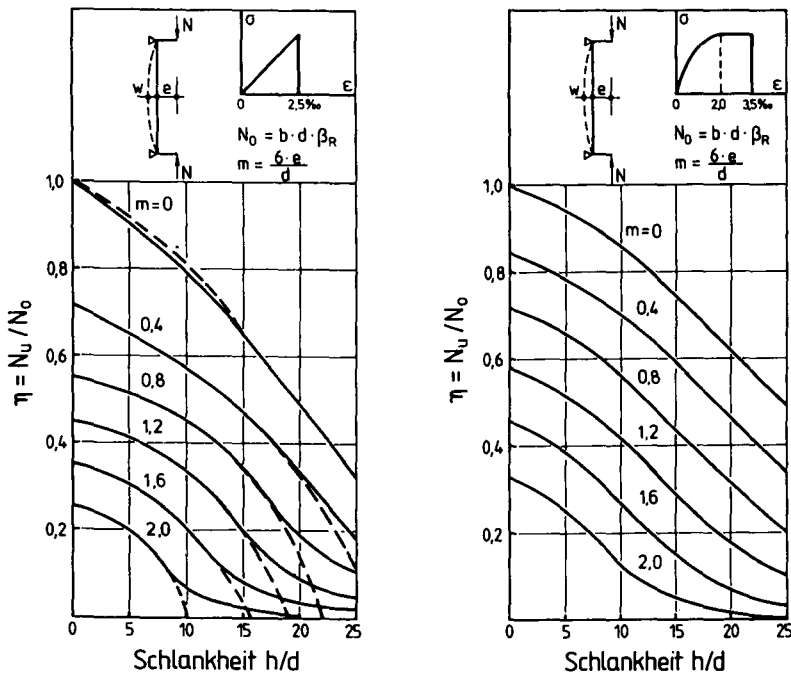


Bild 4.15: Bruchlast schlanker Bauteile in Abhängigkeit von Werkstoffmodell, Schlankheit und Exzentrizität nach /6/

4.3.3 Deutung der Versuchsergebnisse unter exzentrischer Belastung

In den unter Abschn. 3.2.6 beschriebenen Versuchen sind die Prüfkörper mit einer planmäßigen Exzentrizität von $e = d/6$ belastet worden. Diese Exzentrizität

zität wurde unter Laborbedingungen so exakt eingestellt, wie dies bei der vorgegebenen Rauheit der Mauerwerksrückseite möglich war. Die bezogenen Bruchlasten n_U dieser Versuche sind in Bild 4.16 in die Interaktionslinie für das elastisch-plastische Werkstoffmodell eingetragen. Die bezogenen Bruchmomente m_U der Versuche sind zunächst unbekannt. Zusätzlich ist der Schnittkraftpfad für das Moment I.Ordnung $M^I = N \cdot e$ eingetragen. Die bezogenen Bruchschnittkräfte I.Ordnung ergeben sich aus dem Schnittpunkt zwischen Interaktionslinie und Schnittkraftpfad zu $1000 n_U = 625$ und $1000 m_U = 105$.

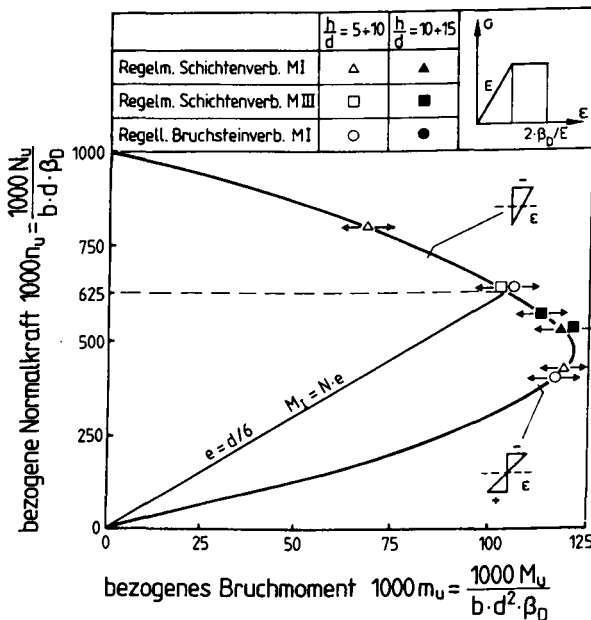


Bild 4.16: Bezogene Bruchschnittgrößen exzentrischer Versuche und Schnittkraftpfad

Zunächst soll die Lage der an den Prüfkörpern ermittelten, bezogenen Bruchlasten n_U bezüglich der Interaktionslinie diskutiert werden. Da die Stabauslenkung das Moment gegenüber dem Schnittkraftpfad nach Th. I.O. vergrößert, müssen die bezogenen Bruchlasten der Prüfkörper unterhalb des Wertes $1000 n_U = 625$ liegen. Bruchlasten oberhalb davon können nur entstehen, wenn

die Druckfestigkeit des Prüfkörpers zu gering angenommen wurde oder die Exzentrizität kleiner als geplant war. Die Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk ist zwar eine streuende Eigenschaft. Mit Blick auf die Bruchlasten von Prüfkörpern derselben Versuchsserie scheidet aber diese Erklärung für Bruchlasten oberhalb von $1000 n_u = 625$ aus. Es muß daher angenommen werden, daß die planmäßige Exzentrizität von einer ungewollten überlagert wurde.

Die bezogenen Bruchmomente m_u der Prüfkörper sind nicht bekannt. Sie können innerhalb, außerhalb oder auf der Interaktionslinie liegen. Bruchmomente außerhalb der Interaktionslinie sind möglich, wenn die Völligkeit des Werkstoffmodells zu gering angenommen wurde. Gunkler /47/ hat jedoch gezeigt, daß die Interaktionslinie für den Spannungsblock mit $\alpha = 1,0$ oberhalb des Balance-Points nur geringfügig von der hier angenommenen abweicht. Bruchmomente außerhalb der Interaktionslinie können daher ausgeschlossen werden. Bruchmomente innerhalb der Interaktionslinie sind möglich, wenn die Völligkeit des Werkstoffmodells zu groß angenommen wurde oder wenn der Bruch durch Stabilitätsversagen eintritt. Ein Stabilitätsversagen kann für die untersuchte Schlankheit von $h/d = 5$ bis 15 jedoch nicht ausgeschlossen werden.

Eine Verifizierung des gewählten Werkstoffgesetzes ist daher mit Hilfe der exzentrischen Versuche nicht möglich, da die wirksame Exzentrizität der Prüfkörper unbekannt ist und die Streuung der Druckfestigkeit und der Mauerwerksdicke die Signifikanz der Aussage beeinflussen würde. Für die weiteren Untersuchungen wird daher die Gültigkeit des elastisch-plastischen Werkstoffgesetzes verfügt. Die bezogenen Bruchschnittgrößen liegen dann auf der Interaktionslinie.

Für alle folgenden Ableitungen wird davon ausgegangen, daß der Grenzzustand der Bauteiltragfähigkeit durch Erreichen der Grenzdehnung festgelegt werden kann. Die im Hinblick auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelte ungewollte Exzentrizität Δe enthält deshalb auch einen mehr oder weniger großen Anteil, wie er erforderlich ist, wenn der Grenzzustand der Bauteiltragfähigkeit nicht auf das Stabilitätsversagen, sondern auf das Erreichen der Querschnittstragfähigkeit bezogen wird.

4.3.4 Ungewollte Exzentrizität

Die planmäßige Exzentrizität e der Lasteinleitung, die sich aus der äußeren Belastung mit $e = M/N$ ergibt, wird nach Bild 4.16 bei den Prüfkörpern aus Natursteinmauerwerk von einer ungewollten Exzentrizität Δe überlagert. Die ungewollte Exzentrizität der Prüfkörper resultiert teilweise aus Justier-toleranzen. Zusätzlich führt die veränderliche Stein- und Mauerwerksdicke der Prüfkörper zu einer schichtweise wechselnden Lage der Schwerachse. Die ungewollte Exzentrizität der Prüfkörper ist danach auf Prüfeinflüsse sowie auf eine Bauteileigenschaft zurückzuführen, die von der Steinbearbeitung in der Lagerfuge, der Steindicke und der Höhe des Prüfkörpers abhängig ist. Die ungewollte Exzentrizität der Prüfkörper wird im folgenden aus den Bruchschnittkräften der Prüfkörper ermittelt. Die wirksame Exzentrizität e_{ges} der Prüfkörper ergibt sich damit zu $e_{ges} = e + \Delta e$.

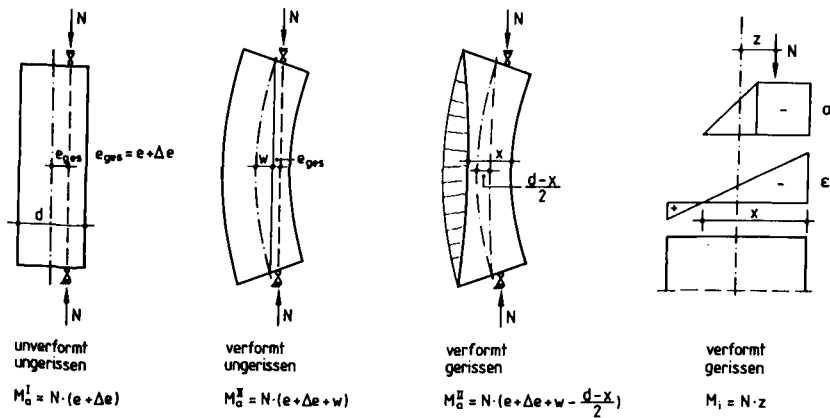


Bild 4.17: Äußeres und inneres Moment für verschiedene Verformungszustände

Nach Bild 4.17 ergibt sich am unverformten, ungerissenen System das äußere Moment zu $M_a^I = N(e + \Delta e)$. Im verformten, ungerissenen Zustand wird der Hebelarm des äußeren Moments um die Stabauslenkung w vergrößert. Zusätzlich zur Verformung ist bei der Nachrechnung der Versuchsergebnisse der Einfluß des gerissenen Querschnitts zu berücksichtigen, da bei nahezu allen Prüfkörpern im Bruchzustand ein Klaffen des Querschnitts auftrat. Im gerissenen

Zustand verschiebt sich die Lage der Schwerachse des Querschnitts entgegen-gerichtet zur Stabauslenkung. Das äußere Moment am verformten, gerissenen System ergibt sich nach Gl.(4.19).

$$M_a^{II} = N \cdot \left(e + \Delta e + w - \frac{d - x}{2} \right) \quad (4.19)$$

Mit dem äußeren Moment nach Gl.(4.19) steht das innere Moment M_i im Gleichgewicht. Das innere Moment ergibt sich nach Gl.(4.20) aus der Spannungsverteilung des Querschnitts, die aus der Dehnungsverteilung und dem Werkstoffgesetz abgeleitet wird.

$$M_i = M_a^{II} = N \cdot z \quad (4.20)$$

Zur Ermittlung der ungewollten Exzentrizität wird zunächst für jeden Prüfkörper das zur Bruchlast N_u zugehörige innere Bruchmoment M_{ui} bestimmt. Die Berechnung des inneren Bruchmoments erfolgt mit dem Rechenprogramm PBMS /96/, in das das Werkstoffmodell nach Bild 4.9 eingebaut wurde. PBMS liefert neben den Bruchschnittgrößen als Ergebnis die Randdehnungen und die Krümmung. Hieraus wird nach Gl.(4.21) die Verschiebung v der Schwerachse im gerissenen Zustand abgeleitet.

$$v = \frac{d - x}{2} = \frac{d}{2} \left(1 - \frac{\epsilon_D}{\epsilon_D + \epsilon_Z} \right) \quad (4.21)$$

Die ungewollte Exzentrizität ergibt sich dann nach Gl.(4.22). Hierin beträgt die planmäßige Exzentrizität der Prüfkörper $e = d/6$, die Stabauslenkung der Prüfkörper wurde im Versuch gemessen.

$$\Delta e = z + v - e - w \quad (4.22)$$

Bild 4.18 zeigt das Verhältnis von ungewollter Exzentrizität zur Bauteildicke der Prüfkörper in Abhängigkeit von der Schlankheit. Es besteht eine lineare Beziehung zwischen der ungewollten Exzentrizität und der Schlankheit. Auffällig ist, daß kein signifikanter Unterschied zwischen den regelmäßigen Schichtenverbänden aus Haustein und den regellosen Bruchsteinverbänden besteht. Für die weitere Betrachtung ist der bauteilimmanente Anteil der ungewollten Exzentrizität von Bedeutung, der von der Justiertoleranz über-

lagert wird. Unter der Annahme, daß der bauteilimmanente Anteil der ungewollten Exzentrizität bei der Schlankheit von $h/d = 0$ den Wert Null annimmt, ergibt sich Gl.(4.23).

$$\frac{\Delta e}{d} = \frac{1}{75} \cdot \frac{h_k}{d} \quad (4.23)$$

Bei künstlichem Mauerwerk und im Massivbau wird für die ungewollte Exzentrizität mit $\Delta e = h_k/300$ ein deutlich geringerer Wert angenommen. Dies zeigt die Bedeutung der bauteilimmanenten Inhomogenitäten für das Tragverhalten von Hau- und Bruchsteinverbänden. Ob die ungewollte Exzentrizität nach Gl.(4.23) auch für Werksteinverbände gültig ist, kann mit den vorliegenden Versuchsergebnissen nicht geklärt werden. Es ist zu vermuten, daß die ungewollte Exzentrizität bei Werksteinverbänden zwischen den genannten Werten liegt.

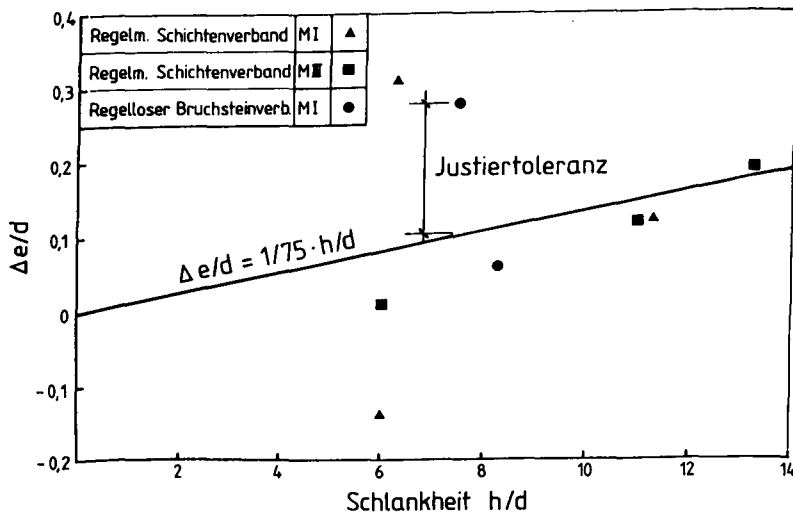


Bild 4.18: Verhältnis der ungewollten Exzentrizität zur Bauteildicke in Abhängigkeit von der Schlankheit

4.3.5 Einfluß der Schlankheit und der Exzentrizität

Der Einfluß der Schlankheit und der Exzentrizität auf die Tragfähigkeit von Natursteinmauerwerk wird am Ersatzstab mit beidseitig gelenkiger Lagerung untersucht ($h = h_k$). Es wird ein parabolischer Krümmungsverlauf über die Stabhöhe angenommen /68/. Damit kann die Stabauslenkung auf halber Stabhöhe aus der Krümmung nach Gl.(4.24) /140/ angegeben werden:

$$w = \kappa \cdot h_k^2 \cdot \frac{1}{9,6} \quad (4.24)$$

Die Verschiebung der Stabachse im gerissenen Zustand ergibt sich aus der Dehnungsverteilung des Querschnitts nach Gl.(4.21).

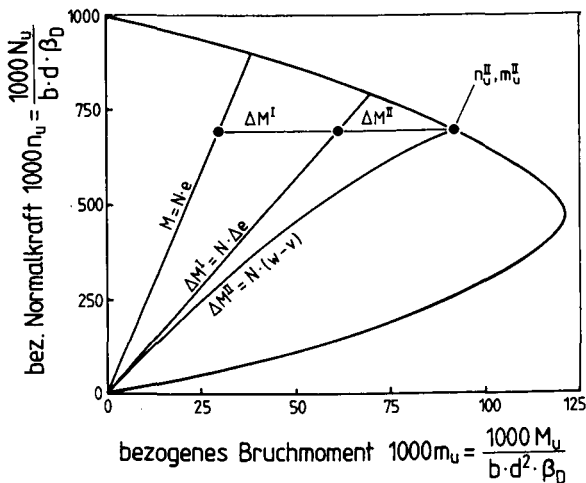


Bild 4.19: Rechengang zur Beschreibung des Einflusses der Schlankheit und planmäßigen Exzentrizität auf die Tragfähigkeit

Die Berechnung der Tragfähigkeit erfolgt rechnergestützt iterativ. Bild 4.19 zeigt das Vorgehen. Das Moment aus der planmäßigen Exzentrizität wird um die Anteile ΔM^I aus der ungewollten Exzentrizität und ΔM^{II} aus der Stabauslenkung vergrößert. Beide Zusatzmomente sind abhängig von der Schlankheit h/d . Bei

vorgegebener planmäßiger Exzentrizität kann zu jeder Normalkraft iterativ diejenige Schlankheit bestimmt werden, für die das vorhandene Moment vorh $M = M + \Delta M^I + \Delta M^{II}$ dem Bruchmoment M_U entspricht. Die Schnittgrößen und die Dehnungsverteilung des Querschnitts werden mit dem Rechenprogramm PBMS, die Momentenanteile ΔM^I und ΔM^{II} werden per Handrechnung iterativ ermittelt. Da der Momentenanteil ΔM^{II} von den Verformungen abhängig ist, übt neben der Völligkeit des Werkstoffmodells auch die Grenzdehnung ϵ_U einen Einfluß auf die Tragfähigkeit aus. Die Berechnung erfolgt daher für den regellosen Bruchsteinverband mit $\epsilon_U = -3 \text{ ‰}$ sowie für den regelmäßigen Schichtenverband mit $\epsilon_U = -6 \text{ ‰}$.

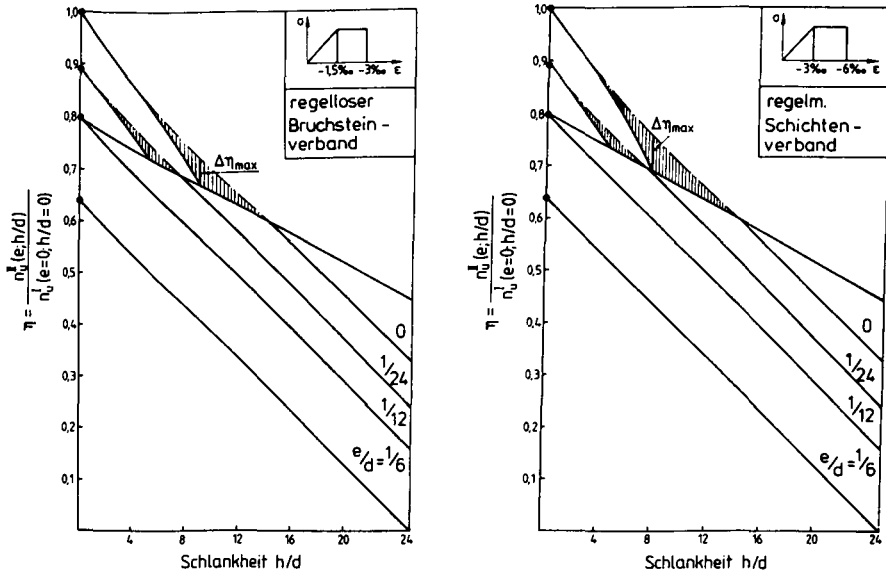


Bild 4.20: Abminderungsfaktor der Bruchlast in Abhängigkeit von Schlankheit und planmäßiger Exzentrizität

Bild 4.20 zeigt die Ergebnisse. Dargestellt ist der Abminderungsfaktor η der Bruchkraft in Abhängigkeit von der planmäßigen Exzentrizität und der Schlankheit, bezogen auf die Bruchlast bei $e=0$ und $h/d=0$. Die Kurven zeigen nur im oberen Bildausschnitt den erwarteten gekrümmten Verlauf (zum Vergleich siehe

Bild 4.15). Die Steigung der Kurven ist abhängig von der planmäßigen Exzentrizität und der Stabauslenkung. Es handelt sich um ein Problem nach Th.II.0.. Im unteren Bildausschnitt ist der Kurvenverlauf hingegen linear und parallel. Es handelt sich um ein Biegeproblem nach Th.I.0.. Die Grenzdehnung des Werkstoffmodells ist hier ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit. Die Ursache für dieses unterschiedliche Verhalten liegt in der Größe und der schlankheitsbezogenen Darstellung der ungewollten Exzentrizität. Ab einer Grenzschlankheit wird die wirksame Exzentrizität $e + \Delta e$ so groß, daß die Verschiebung der Stabachse infolge klaffenden Querschnitts den Hebelarm aus der Stabauslenkung ausgleicht. Der Übergang vom Belastungsfall nach Th.II.0. zur reinen Biegebeanspruchung kann durch eine Grenzschlankheit angegeben werden, die linear verläuft.

Die schraffierten Bereiche in Bild 4.20 kennzeichnen den Einfluß der Stabverformung auf die Tragfähigkeit. In diesen Bereichen wird bei Berechnung nach Th.I.0. die Bruchkraft überschätzt bzw. das Bruchmoment unterschätzt. Bild 4.20 zeigt, daß der Maximalwert des Abminderungsfaktors η sowie die zugehörige Schlankheit neben der planmäßigen Exzentrizität auch von der Grenzdehnung des Werkstoffmodells abhängig ist. Zur Vereinfachung wurde ein Stabilitätsversagen ohne Gleichgewichtsverzweigung nach Abschn. 4.3.2 nicht berücksichtigt.

Der Einfluß der Schlankheit auf die Tragfähigkeit von Bauteilen wird für Belastungsfälle, die dem unteren Bildausschnitt entsprechen, durch ein Zusatzmoment infolge ungewollter Exzentrizität beschrieben. In Belastungsfällen, die dem oberen Bildausschnitt entsprechen, wird der Einfluß der Stabauslenkung durch Korrekturfaktoren berücksichtigt.

4.3.6 Nachweis der Tragfähigkeit schlanker Bauteile

4.3.6.1 Gültigkeitsbereiche der Theorie I. und II. Ordnung

Für den Nachweis der Tragfähigkeit schlanker Bauteile ist zunächst der Einflußbereich der Th.II.0. anzugeben. Dazu wird die Grenzschlankheit nach Bild 4.20 in Bild 4.21 in Abhängigkeit von der planmäßigen Exzentrizität angegeben. Es zeigt sich, daß die Stabverformung nur bei geringer planmäßiger Exzentrizität und geringer Schlankheit von Einfluß ist. Bei einer Schlankheit

von $h/d > 14$ sowie einer planmäßigen Exzentrizität von $e/d < 1/12$ kann mit der ungewollten Exzentrizität und nach Th.I.O. gerechnet werden.

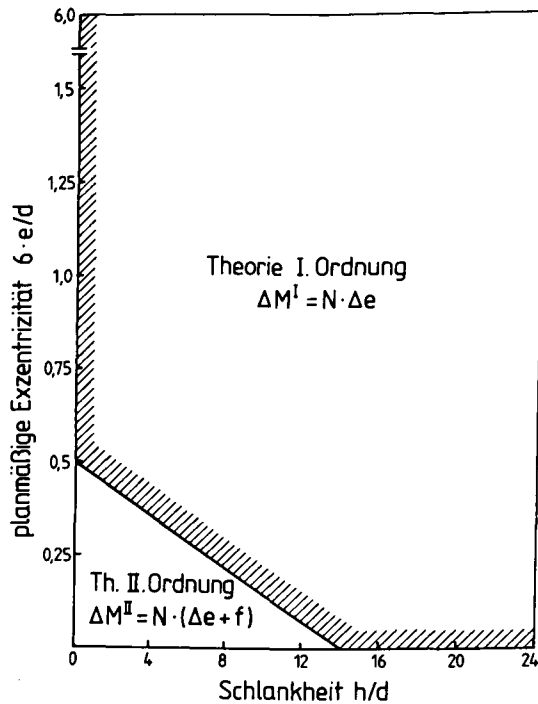


Bild 4.21: Gültigkeitsbereiche der Th.I.O. und Th.II.O.

4.3.6.2 Nachweis nach Theorie I.Ordnung

Für Belastungsfälle im Gültigkeitsbereich der Th.I.O. erfolgt der Nachweis unter einem Zusatzmoment infolge der ungewollten Exzentrizität nach Gl.(4.25).

$$\Delta M^I = N \cdot \Delta e \quad \text{mit:} \quad \frac{\Delta e}{d} = \frac{1}{75} \cdot \frac{h_k}{d} \quad (4.25)$$

4.3.6.3 Nachweis nach Theorie II.Ordnung

Für Belastungsfälle im Gültigkeitsbereich der Th.II.O. ist zusätzlich der Einfluß der Stabverformung zu berücksichtigen. Abminderungsfaktoren der Bruchlast nach Bild 4.20, die auf den Widerstand bezogen sind, sind hierfür ungeeignet. Die Berücksichtigung erfolgt statt dessen i.d.R. durch Zusatzmomente infolge einer zusätzlichen fiktiven Exzentrizität f , also durch Vergrößerung der Einwirkung. Dieser Weg wird auch hier besprochen. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt dann nach Gl.(4.26).

$$\Delta M^{II} = N \cdot (\Delta e + f) \quad \text{mit } \Delta e \text{ nach Gl.(4.25)} \quad (4.26)$$

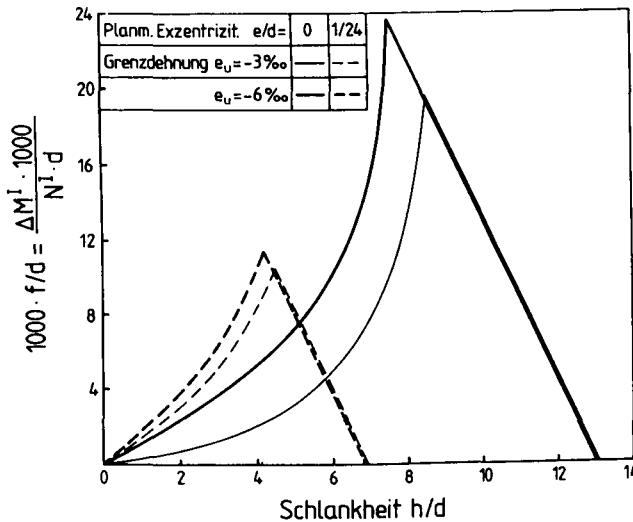


Bild 4.22: Bezogene, fiktive Exzentrizität in Abhängigkeit der Schlankheit

Die Herleitung der fiktiven Exzentrizität f erfolgt für die schraffierten Bereiche von Bild 4.20. Mit Hilfe der Interaktionslinie wird die mit der Normalkraftreduktion ΔN verbundene Momentenvergrößerung ΔM berechnet und als Exzentrizität f der Normalkraft N dargestellt. Bild 4.22 zeigt für Werkstoffmodelle mit $\epsilon_u = -3 \text{‰}$ bzw. $\epsilon_u = -6 \text{‰}$ die bezogene fiktive Exzentrizität in Abhängigkeit von der Schlankheit bei einer planmäßigen Exzentrizität von

$e/d = 0$ bzw. $e/d = 1/24$. Die Kurvenverläufe sind zweigeteilt. Bis zum Scheitelwert sind die Kurven parabolisch, bei größeren Schlankheiten linear. Die Größe des Scheitelwertes und die zugehörige kritische Schlankheit $\text{crit}\lambda$ sind sowohl von der planmäßigen Exzentrizität als auch von der Grenzdehnung des Werkstoffmodells abhängig. Die Steigung des linearen Astes darf hingegen als konstant angenommen werden.

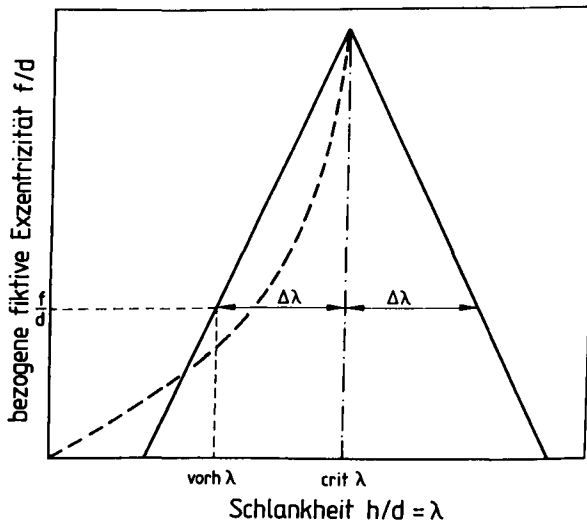


Bild 4.23: Vereinfachter Ansatz zur Berücksichtigung der fiktiven Exzentrizität

Die formelmäßige Erfassung der Kurvenverläufe nach Bild 4.22 in geschlossener Form ist sehr aufwendig. Bild 4.23 zeigt daher ein vereinfachtes Verfahren. Der parabolische Kurventeil wird durch Spiegelung des linearen Kurventeils um die kritische Schlankheit $\text{crit}\lambda$ des Scheitelwertes approximiert. Bei geringer Schlankheit wird der Einfluß der Stabauslenkung unterschätzt, nahe der kritischen Schlankheit hingegen überschätzt. Mit den Kurvenverläufen aus Bild 4.22 ergibt sich die kritische Schlankheit als empirische Funktion der planmäßigen Exzentrizität und der Grenzdehnung des Werkstoffmodells nach Gl.(4.27):

$$\text{crit}\lambda = \frac{1}{12} (3 \varepsilon_u + 112) - (544 + 18 \varepsilon_u) \frac{e}{5 \cdot d} \quad (4.27)$$

mit ε_u in ‰, Stauchung negativ

Die fiktive Exzentrizität ist dann eine lineare Funktion der Differenz $\Delta\lambda$ zwischen vorhandener und kritischer Schlankheit. Die Steigung der Geraden ist für alle Werte von e/d und ε_u konstant, der Maximalwert der fiktiven Exzentrizität an der Stelle $\lambda = \text{crit}\lambda$ ist eine Funktion der planmäßigen Exzentrizität und der Grenzdehnung des Werkstoffmodells. Die fiktive Exzentrizität ist damit als empirische Funktion nach Gl.(4.28) darstellbar:

$$f = \frac{d}{1800} \left[30 - 8,1 \cdot \Delta\lambda + (4,6 \cdot \varepsilon_u - 49,2) \cdot \frac{6 \cdot e}{d} - 2 \cdot \varepsilon_u \right] \stackrel{!}{\geq} 0 \quad (4.28)$$

mit $\Delta\lambda = |\lambda - \text{crit}\lambda|$ und ε_u in ‰, Stauchung negativ

Für den Nachweis nach Th.II.0. ist zunächst die kritische Schlankheit $\text{crit}\lambda$ nach Gl.(4.27) zu ermitteln. Hieraus folgt dann mit Gl.(4.28) die fiktive Exzentrizität und mit Gl.(4.26) das Zusatzmoment ΔM^{II} .

4.3.7 Vergleich mit dem Vorgehen bei künstlichem Mauerwerk

Bei künstlichem Mauerwerk wird der Einfluß der Schlankheit und der Exzentrizität auf die Tragfähigkeit nach DIN 1053 Teil II für alle Belastungsfälle durch den Ansatz einer zusätzlichen Exzentrizität f_{DIN} berücksichtigt. Grundlage für die formelmäßige Erfassung ist ein empirischer Rechenansatz nach Gl.(4.29), der in /72/ abgeleitet und mit der geschlossenen Lösung der Differentialgleichung für gerissene Querschnitte verglichen wird. In dem Rechenansatz für die zusätzliche Exzentrizität ist eine ungewollte Exzentrizität von $\Delta e = h/300$ bereits enthalten. Zusätzlich wird der Einfluß des Kriechens durch die Kriechzahl φ erfaßt:

$$f_{DIN} = w + \Delta e = \frac{h_k}{d} \frac{(1 + 6 \cdot e/d)}{2400} h \left(1 + \frac{\varphi}{4} \right) \quad (4.29)$$

Wird in Gl.(4.29) der Kriecheinfluß vernachlässigt und die zusätzliche Exzentrizität in bezogener Form dargestellt, erhält man Gl.(4.30):

$$\frac{f_{DIN}}{d} = \left(\frac{h_k}{d}\right)^2 \cdot \left(\frac{1}{2400} + \frac{e/d}{400}\right) \quad (4.30)$$

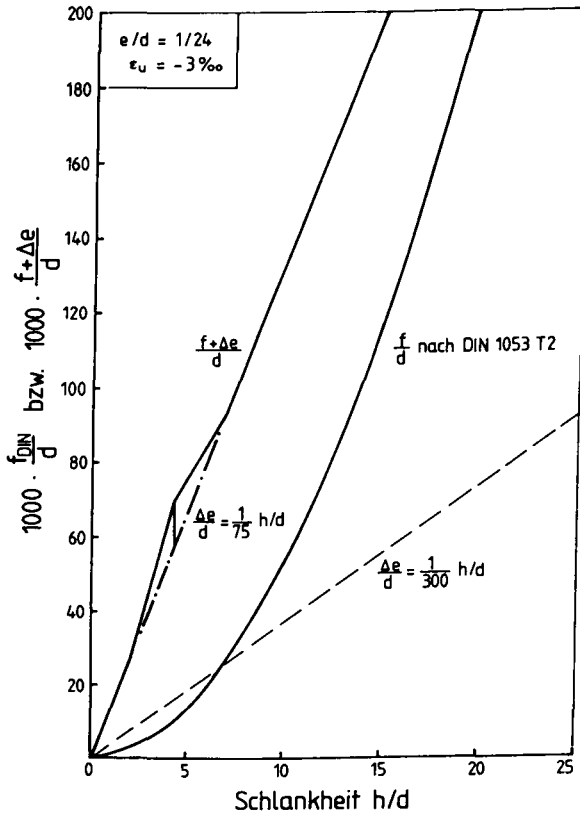


Bild 4.24: Vergleich der Zusatzexzentrizität für Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Steinen

Bild 4.24 zeigt den Vergleich zwischen dem Vorgehen bei Natursteinmauerwerk nach Abschn. 4.3.6 und der Gl.(4.30) für künstliches Mauerwerk. Bei Natursteinmauerwerk ist die angenommene Zusatzexzentrizität deutlich größer als bei künstlichem Mauerwerk. Dies ist durch die Größe der ungewollte Exzentrizität des Natursteinmauerwerks bedingt, die einerseits aus der Unebenheit der Steinflanken folgt, andererseits aus der getroffenen Annahme, daß der Grenz-

zustand der Tragfähigkeit durch die Querschnittstragfähigkeit beschrieben werden kann. Die Stabverformung ist dann nur in einem begrenzten Schlankheitsbereich zu berücksichtigen, der von der planmäßigen Schlankheit abhängt. Die Stabverformung beeinflusst die Tragfähigkeit nur gering, die Zusatzexzentrizität ist annähernd linear zur Schlankheit. Beim künstlichen Mauerwerk ist hingegen über den gesamten Schlankheitsbereich ein überproportional ansteigender Einfluß der Stabauslenkung vorhanden.

4.4 Zusammenfassung

Das vorgestellte Tragmodell für einschalige Mauerwerksgefüge umfaßt mehrere Bausteine:

Die Druckfestigkeit des repräsentativen Gefügeelementes wird durch das Bruchmodell beschrieben. Eine Verifizierung der aus der Literatur bekannten Bruchmodelle anhand der eigenen Versuchsergebnisse zeigt, daß das Bruchmodell von Sabha nach einigen Modifikationen für regelmäßige und regellose Natursteinverbände geeignet ist. Die Modifikationen betreffen den Einbau der realen Druckfestigkeit des Mörtels in der Fuge sowie die Berücksichtigung des Verbandes durch Einführung des Übertragungsfaktors nach Mann.

Die Bruchschnittgrößen und Verformung des einschaligen Mauerwerkgefüges werden mit einem bilinearen, elastisch-plastischen Werkstoffmodell ermittelt. Die Grenzdehnung $\varepsilon_u = 2 \cdot \beta_D / E$ kann an die jeweiligen Kennwerte angepaßt werden kann. Zur Ermittlung der Bruchschnittgrößen gedrungener Bauteile werden Interaktionslinien angegeben.

Die Tragfähigkeit schlanker Bauteile aus regelmäßigen und regellosen Natursteinverbänden ist gegenüber gedrungenen Bauteilen deutlich vermindert. Wesentliche Ursachen sind der Schlankheitseinfluß und die ungewollte Exzentrizität dieser Verbände. Diese hängt von der Steinbearbeitung und der Gleichmäßigkeit der Steindicke ab und wird aus den eigenen Versuchsergebnissen empirisch ermittelt. Die Stabauslenkung nach Th.II.0. braucht nicht zusätzlich berücksichtigt zu werden, wenn die ungewollte Exzentrizität auch die Anteile enthält, die erforderlich sind, um die Bauteiltragfähigkeit auch bei Stabilitätsversagen auf die Querschnittstragfähigkeit zurückzuführen.

5 TRAGMODELL FÜR MEHRSCHALIGE, KOHÄSIVE MAUERWERKSGEFÜGE

5.1 Ziel und Vorgehen

Ziel ist es, das Tragverhalten von Bauteilen aus mehrschaligem Natursteinmauerwerk unter Normalkraft sowie Biegung und Querkraft normal zur Wandmittenebene durch ein Tragmodell zu beschreiben. Dabei wird zunächst vorausgesetzt, daß jede Schale des Mauerwerkgefüges eine individuelle Festigkeit und Steifigkeit besitzt. Diese Eigenschaft wird mit dem Begriff "kohäsiv" charakterisiert.

Die Wetter- und Raumschale besitzen infolge des Stein-Mörtel-Verbundes stets kohäsive Eigenschaften. Demgegenüber kann die Innenschale infolge Mörtelauwaschung oder -verwitterung sandähnliche, nichtkohäsive Eigenschaften aufweisen. Das Tragverhalten mehrschaliger Mauerwerksgefüge mit nichtkohäsiver Innenschale wird in Abschn. 6 beschrieben. Die Verifizierung kohäsiver Eigenschaften der Innenschale erfolgt durch Sondierung am Objekt. Der Abschn. 7.3 gibt Hinweise zum Vorgehen.

Das mehrschalige Bauteil wird als Stab betrachtet und an Krone und Fuß, in vielen Fällen zudem noch innerhalb der Stablänge, durch die Reaktionen anschließender Bauteile beansprucht. Bild 5.1 zeigt einen Regelfall. Fast immer ist die Resultante ausmittig. An der Dachtraufe oder an einem Gewölbekämpfer werden die Kräfte meist nur in eine der Schalen eingeleitet. Man erkennt, daß die Krafteinleitung eine St. Vernantsche Störzone an solchen Lasteinleitungspunkten bedingt. Dort werden Relativverschiebungen zwischen den Schalen auftreten. Zwischen den Störzonen darf man Dehnungsebenheit voraussetzen, der individuelle Lastabtrag der Schale ist der Dehnsteifigkeit der Schale proportional.

Das Zusammenwirken der Schalen über Verbund ist seit langem erkannt. Es kann durch regelmäßige Anordnung von einbindenden Werksteinen erreicht werden. Sie wird in den Lehrbüchern der Neugotik von Breymann /21/ und Ungewitter /130/ auch gefordert. Zahlreiche Sondierungen an mittelalterlichen und neugotischen Natursteinbauten zeigen jedoch, daß die planmäßige Einbindung oder Durchbindung der Schalen nicht ausgeführt wurde.



Ein Tragmodell für mehrschalige, kohäsive Mauerwerksgefüge, das sowohl das Tragverhalten nahe der Lasteinleitung als auch im ungestörten Mauerwerksbereich beschreibt, existiert bisher nicht. Die Arbeiten von Egermann /30, 31/ und Binda et al. /17, 18/ werden im Abschn. 5.2 vorgestellt. Beide behandeln jedoch nur Teilaspekte des Tragverhaltens.

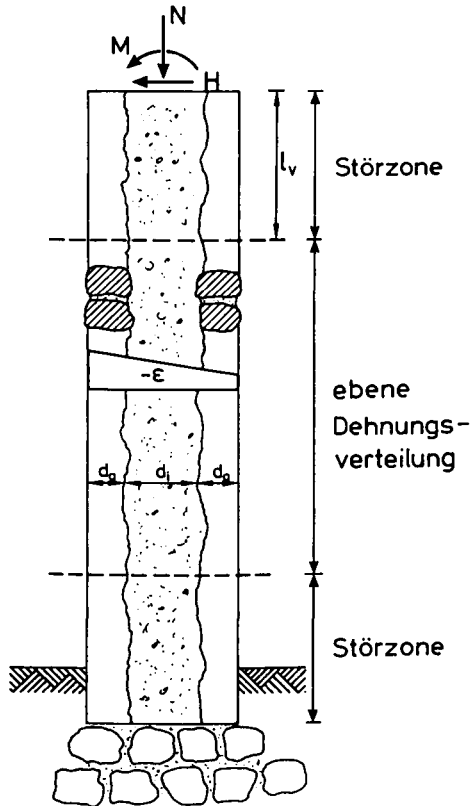


Bild 5.1: Störzone und ebene Dehnungsverteilung im mehrschaligen, kohäsiven Mauerwerksgefüge

Es wird deshalb ein eigenes Tragmodell gemäß Bild 5.1 entwickelt. Das Tragmodell unterscheidet die Störzone von Bereichen mit ebener Dehnungsverteilung. In der Störzone wird die Dehnungsdiskrepanz zwischen den Schalen durch Ver-

bundspannungen abgebaut. Der Störeinfluß der Belastung klingt mit zunehmender Entfernung vom Ort der Lasteinleitung ab, bis der ebene Dehnungszustand erreicht ist. Die Ausdehnung der Störzone wird mit der Lasteinleitungslänge l_v bezeichnet.

Die Störzone wird durch das Verbundmodell der Schalengrenzfläche nach Abschn. 5.4.4 und das Schubbruchkriterium der Innenschale nach Abschn. 5.4.5 beschrieben. Der ungestörte Mauerwerksbereich wird in Abschn. 5.3 durch das Werkstoffmodell und die Bruchschnittgrößen unter Biegung mit Normalkraft entsprechend dem einschaligen Gefüge beschrieben.

5.2 Stand der Erkenntnisse

Das Tragmodell von Egermann /30, 31/ setzt ein linear-elastisches Werkstoffverhalten und identische Bruchdehnung der Mauerwerkschalen voraus. Ferner wird eine ebene Dehnungsverteilung unterstellt. Egermann geht von einem Zweiphasenmodell mit Parallelschaltung aus und ermittelt die Druckfestigkeit des mehrschaligen Gefüges aus dem Volumenanteil der Schalen und deren Druckfestigkeit. An Prüfkörpern beobachtet er Biegeverformungen der Außenschalen. Diese werden durch Korrekturfaktoren für die Druckfestigkeitswerte der Schalen berücksichtigt: Die Druckfestigkeit der Außenschalen wird abgemindert, die der Innenschale erhöht. Für die untersuchten Prüfkörper werden Erhöhungsfaktoren der Innenschale von 1,23 bis 1,86 und Abminderungsfaktoren der Außenschalen von 0,64 bis 0,82 ermittelt. Anleitungen zur Ermittlung der Korrekturfaktoren unter veränderten Randbedingungen werden nicht gegeben.

Das Tragmodell nach Egermann beschreibt definitionsgemäß die Tragfähigkeit von Mauerwerksbereichen mit ebener Dehnungsverteilung. Störzonen werden nicht behandelt. Ermittelt wird die über den Querschnitt gemittelte Druckbruchspannung des Mauerwerkgefüges. Die versuchstechnisch bedingte horizontale Zwängung der Prüfkörper, die auch bei den eigenen Versuchen beobachtet wurde (siehe Bild 3.22), wird als Bauteileigenschaft interpretiert. Biegeverformungen der Außenschalen können bei gleichzeitiger Forderung nach ebenbleibendem Querschnitt jedoch nur bei völliger Trennung der Schalen auftreten. Das Tragmodell ist daher mechanisch inkonsequent.

Binda et al. /18/ beschreiben den Lastabtrag in der Störzone. Es wird linear-elastisches Werkstoffverhalten sowie ein stofflich und geometrisch symmetri-

ches, dreischaliges Gefüge vorausgesetzt. Untersucht wird der Lastabtrag bei starrem und nachgiebigem Schalenverbund. Bei starrem Schalenverbund hängen die Schub- und Horizontalspannungen von der Dehnsteifigkeit der Schalen ab. Bei nachgiebigem Schalenverbund beeinflusst die Schubsteifigkeit der Verbundzone den Lastabtrag zusätzlich. Zur Breite und Schubsteifigkeit der Verbundzone von historischem Natursteinmauerwerk werden jedoch keine Angaben gemacht.

Zur Untersuchung des verschieblichen Schalenverbundes führen Binda et al. in /17/ Scherversuche an mehrschaligen Modellprüfkörpern durch und kontrollieren die Ergebnisse durch FE-Berechnung. Variiert wird die Druckspannung normal zur Scherfuge. Bei überdrückter Scherfuge liefert der elastisch-plastische Verbundansatz die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Bei fehlender Druckspannung normal zur Scherfuge wird der elastisch-plastisch-entfestigende Verbundansatz empfohlen. Hinweise zur Anpassung der Verbundansätze an das Bauwerk und zur Ermittlung der Lasteinleitungslänge werden nicht gegeben.

5.3 Tragverhalten ungestörter Bereiche

5.3.1 Werkstoffmodelle der Wetter- und Raumschale

Die Werkstoffmodelle der RGE der Wetter- und Raumschale werden entsprechend dem einschaligen Gefüge nach Abschn. 4.2 formuliert. Zunächst ist die Druckfestigkeit mit dem verbesserten Bruchmodell nach Abschn. 4.1.3 zu ermitteln. Die Eingangsparameter sind die Druck- und Zugfestigkeit des Steins, die Mörteldruckfestigkeit in der Fuge, die Fugenschlankheit und der Übertragungsfaktor. Der Elastizitätsmodul wird aus der Druckfestigkeit nach Gl.(4.17) ermittelt.

5.3.2 Werkstoffmodell der kohäsiven Innenschale

Für kohäsive Innenschalen ist die Druckfestigkeit zumeist nicht mit dem Bruchmodell nach Abschn. 4.1.3 bestimmbar. Einerseits können die erforderlichen Parameter des Mauerwerksverbandes weder visuell noch durch Bohrkernentnahme mit ausreichender Zuverlässigkeit ermittelt werden. Andererseits

liegt die Fugenschlankheit der Innenschale zumeist außerhalb der Gültigkeitsgrenze des Bruchmodells von $h_{Mö} < d/5$.

Die Beschreibung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls der kohäsiven Innenschale erfolgt daher durch ein Phasenmodell. Grundlage hierfür bilden die Mehrphasenmodelle nach Bild 5.2. Es wird ein linear-elastisches Werkstoffverhalten der Phasen und eine ebene Dehnungsverteilung im Verbundwerkstoff vorausgesetzt. Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit des Verbundwerkstoffs können dann aus den Eigenschaften und den Volumenanteilen der Phasen bestimmt werden. Das Zweiphasenmodell mit Parallelschaltung wird auch im Tragmodell von Egermann verwendet. Dort wird jedoch das mehrschalige Mauerwerkgefüge beschrieben, während hier nur die Innenschale modelliert wird.

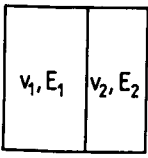
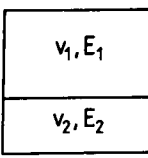
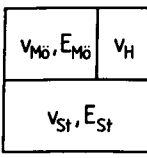
Zweiphasenmodell Parallelschaltung	Zweiphasenmodell Reihenschaltung	Dreiphasenmodell der Innenschale
 $\epsilon_1 = \epsilon_2$ $(v_1 + v_2)E = E_1 \cdot v_1 + E_2 \cdot v_2$ $(v_1 + v_2)\beta_D = \beta_{D1}(v_1 + \frac{E_2}{E_1} \cdot v_2)$	 $\sigma_1 = \sigma_2$ $\frac{v_1 + v_2}{E} = \frac{v_1}{E_1} + \frac{v_2}{E_2}$ $\beta_D = \beta_{D1} < \beta_{D2}$	 $v_{Mö} + v_{St} + v_H = 1$ $E_H = 0, \beta_{DH} = 0$ $\frac{1}{E_i} = \frac{(1 - v_{St})^2}{E_{Mö} \cdot v_{Mö}} + \frac{v_{St}}{E_{St}}$ $\beta_{Di} = \beta_{DMö} \cdot \frac{v_{Mö}}{1 - v_{St}}$

Bild 5.2: Zweiphasenmodelle und Dreiphasenmodell für kohäsive Innenschalen

Für den Werkstoff Beton hat sich die Reihenschaltung der Phasen Zuschlag und Zementmatrix als geeignet erwiesen /53/, sofern die Druckfestigkeit des Zuschlages größer als die der Zementmatrix ist. Bei kohäsiven Innenschalen

Liegen i.d.R. ähnliche Festigkeitsverhältnisse vor. Neben der Phase des Steinanteils und der Mörtelphase ist hier jedoch der Hohlraumgehalt zu berücksichtigen. Es wird daher ein Dreiphasenmodell nach Bild 5.2 vorgesehen. Als Hohlraumvolumen werden nur makroskopische Gefügehohlräume angesprochen, während die Eigenporosität von Stein und Mörtel im Stein- und Mörtelvolumen enthalten sind. Die Gleichungen zur Bestimmung des Elastizitätsmodul und der Druckfestigkeit der Innenschale sind in Bild 5.2 angegeben. Mit diesen Werten wird das elastisch-plastische Werkstoffmodell der Innenschale mit $\epsilon_u = 2 \cdot \epsilon_{pl}$ formuliert.

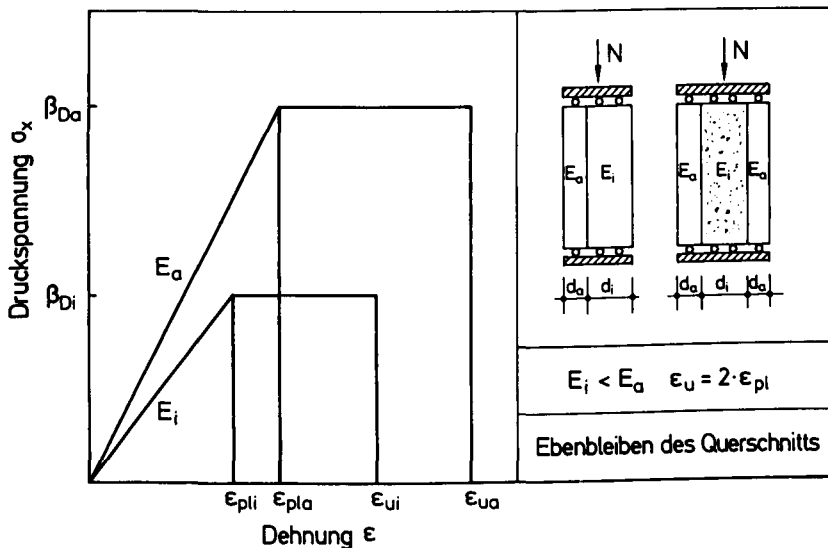


Bild 5.3: Elastisch-plastisches Werkstoffmodell für mehrschalige Mauerwerksgefüge mit kohäsiven Einzelschalen

5.3.3 Zusammenwirken der Schalen

Für das Werkstoffmodell mehrschaliger Mauerwerksgefüge muß neben der Formulierung der Werkstoffmodelle der Einzelschalen eine Verfügung über deren Zusammenwirken getroffen werden. Im ungestörten Mauerwerksbereich wird das Ebenbleiben des Querschnitts angenommen. Bild 5.3 zeigt das Werkstoffmodell

für ein zweischaliges und ein dreischaliges, stofflich symmetrisches Mauerwerksgefüge.

5.3.4 Bruchschnittgrößen mehrschaliger Mauerwerksgefüge

5.3.4.1 Einflußparameter

Für jede stoffliche und geometrische Kombination von Einzelschalen kann in Analogie zu einschaligen Mauerwerksgefügen das Interaktionsdiagramm für Biegung mit Normalkraft ermittelt werden. Die Grenzzustände der Dehnungsverteilung sind durch das Erreichen der Bruchdehnung ε_u an den Schalengrenzen definiert. Die Berechnung der Interaktionslinie kann rechnergestützt z.B. mit dem Querschnittsprogramm PBMS /96/ oder MASQUE /95/ erfolgen. Die Ermittlung ist aber auch mittels Handrechnung möglich, da die Spannungsverteilung infolge des gewählten Werkstoffgesetzes linear ist. Steuergrößen für das Zusammenwirken der Mauerwerkschalen sind das Dickenverhältnis $k_d = d_i/d_a$, das Druckfestigkeitsverhältnis $k_\beta = \beta_{Di}/\beta_{Da}$ und das Steifigkeitsverhältnis $k_E = E_i/E_a$. Wird auch für die Innenschale die Gültigkeit des elastisch-plastischen Werkstoffmodells mit $\varepsilon_u = 2 \cdot \varepsilon_{p1}$ postuliert, ergibt sich das Steifigkeitsverhältnis mit $E = 1500 \sqrt{\beta_D}$ zu $k_E = \sqrt{k_\beta}$. Aus den Untersuchungen nach Abschn. 3.3 sowie zahlreichen Sondierungen an historischen Natursteinbauwerken kann die Spannweite der Steuergrößen mit $k_d = 1,0$ bis $5,0$, $k_\beta = 0,01$ bis $1,0$ und $k_E = 0,1$ bis $1,0$ abgeschätzt werden.

Der Einfluß der Schalenfestigkeit und der Schalendicke auf die Bruchschnittgrößen wird im folgenden für das dreischalige Gefüge mit stofflicher und geometrischer Symmetrie betrachtet. Dieses Gefüge stellt einen Sonderfall dar. Zumeist sind die Wetter- und die Raumschale weder stofflich noch geometrisch identisch. Beliebige Mauerwerksgefüge können aber entsprechend behandelt werden.

5.3.4.2 Einfluß der Schalenfestigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge

Für dreischalige Mauerwerksgefüge mit stofflicher und geometrischer Symmetrie zeigt Bild 5.4 Interaktionslinien unter Biegung mit Normalkraft. Das Dickenverhältnis beträgt $k_d = 2$. Angegeben sind die Interaktionslinien für die Druckfestigkeitsverhältnisse $k_\beta = 1,0 / 0,5 / 0,1$. Normalkraft und Bruchmoment werden auf die Druckfestigkeit der Außenschale und die Gesamtdicke des

Mauerwerksgefüges bezogen. Die zugehörigen Grenzdehnungszustände sind in Bild 5.5 dargestellt.

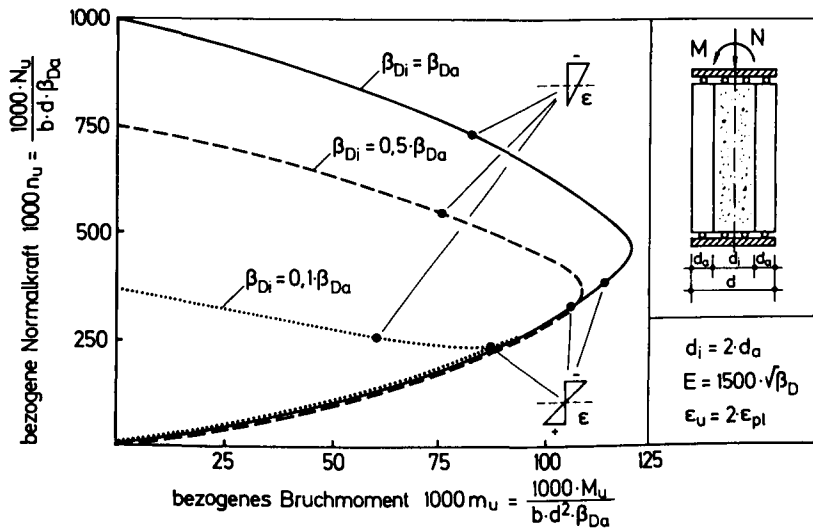


Bild 5.4: Einfluß der Schalenfestigkeit kohäsiver dreischaliger Mauerwerksgefüge auf die bezogenen Bruchschnittgrößen

Für $k_\beta = 1,0$ ergibt sich die Interaktionslinie des einschaligen Mauerwerksgefüges nach Bild 4.12. Für $k_\beta = 0,5$ ist die Interaktionslinie oberhalb des Balance-Points in Richtung geringerer Normalkraft verschoben und schwenkt in jenem Dehnungszustand, in dem nur noch eine Außenschale überdrückt ist, auf die Interaktionslinie für $k_\beta = 1,0$ ein. Die Interaktionslinie für $k_\beta = 0,1$ zeigt einen anderen Verlauf. Der Unterschied im Werkstoffverhalten zwischen Innen- und Außenschale ist so groß, daß die Spannungen der Außenschalen bei geringer Exzentrizität im elastischen Bereich des Werkstoffmodells liegen. Dem entspricht der lineare Bereich der Interaktionslinie. Erst bei größeren Dehnungsgradienten erfolgt das Plastizieren der Außenschale. Dies führt für steigende Dehnungsgradienten zu größeren Bruchschnittgrößen und zur konvexen Krümmung der Interaktionslinie bis zum Balance-Point. Für Bereiche unterhalb des Balance-Points schwenkt die Interaktionslinie wieder auf die Linie für $k_\beta = 1,0$ ein.

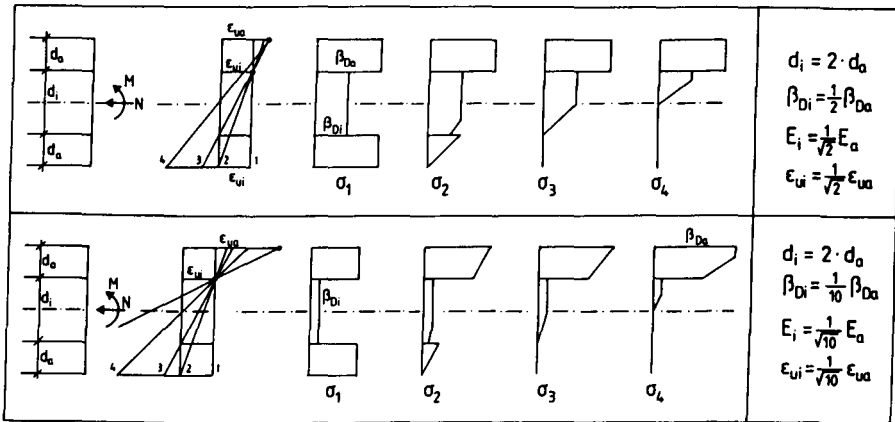


Bild 5.5: Grenzdehnungszustände und Spannungsverteilungen für dreischalige Mauerwerksgefüge

5.3.4.3 Einfluß der Schalendicke dreischaliger Mauerwerksgefüge

Der Einfluß des Dickenverhältnisses k_d auf die Bruchschnittgrößen dreischaliger Mauerwerksgefüge ist in Bild 5.6 dargestellt. Es wird ein Festigkeitsverhältnis von $k_\beta = 0,5$ angenommen. Für $d_i = 0$ ergibt sich die Interaktionslinie des einschaligen Mauerwerksgefüges, für $d_i = 2,0 \cdot d_a$ entspricht die Interaktionslinie derjenigen für $\beta_{Di} = 0,5 \cdot \beta_{Da}$ nach Bild 5.4. Oberhalb des Balance-Points sind die Interaktionslinien annähernd parallel zur einschaligen Interaktionslinie. Unterhalb des Maximalmomentes schmiegen sich die Interaktionslinien an die einschalige Interaktionslinie an. Je größer das Dickenverhältnis, desto geringer sind die bezogenen Bruchschnittgrößen oberhalb des Balance-Points.

5.3.4.4 Einfluß der Schalenfestigkeit zweischaliger Mauerwerksgefüge

Bei zweischaligen Mauerwerksgefügen ist zwischen positiven und negativen Momenten zu unterscheiden. Positive Momente erzeugen Zugspannungen in der Innenschale und entsprechen damit der vorherrschenden Beanspruchung aus Wind- und Gewölbelasten. Die stoffliche Schwerachse des Mauerwerksgefüges ergibt sich aus dem Festigkeits- und Dickenverhältnis der Schalen unter der Annahme, daß der Querschnitt für $\epsilon_i = \epsilon_a$ biegefrei ist.

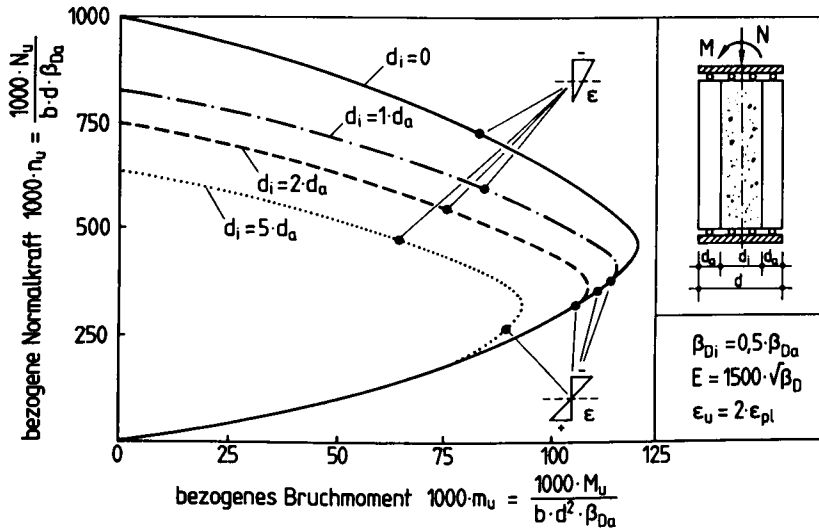


Bild 5.6: Einfluß der Schalendicke kohäsiver dreischaliger Mauerwerksgefüge auf die bezogenen Bruchschnittgrößen

Bild 5.7 zeigt für positive und negative Momente den Einfluß des Festigkeitsverhältnisses k_β auf die Interaktionslinie. Als Dickenverhältnis wird $k_d = 0,5$ angenommen. Für $\beta_{Di} = \beta_{Da}$ ist die Interaktionslinie unabhängig vom Momentenvorzeichen und entspricht der einschaligen Interaktionslinie. Bei einem Festigkeitsverhältnis von $k_\beta = 0,5$ und positivem Moment ist die Interaktionslinie oberhalb des Balance-Points parallel zur einschaligen Interaktionslinie in Richtung kleinerer Bruchschnittgrößen verschoben. Unterhalb des Balance-Points ist die Interaktionslinie gegenüber der einschaligen in Richtung kleinerer Bruchmomente verschoben und schmiegt sich erst nahe dem Nullpunkt an die einschalige Interaktionslinie an. Ein Vorzeichenwechsel des Momentes verändert den Verlauf der Interaktionslinie nur geringfügig. Bei negativem Moment sind die bezogenen Bruchmomente bei gleicher Normalkraft etwas geringer.

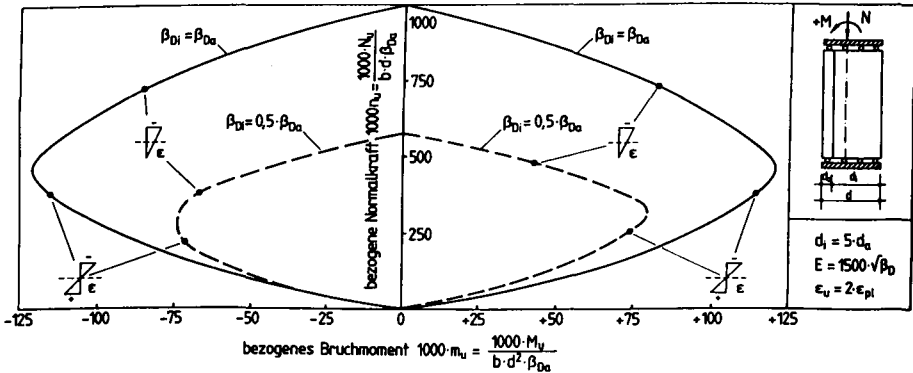


Bild 5.7: Einfluß der Schalenfestigkeit zweischaliger Mauerwerksgefüge auf die bezogenen Bruchschnittgrößen

5.4 Tragverhalten in Störzonen

5.4.1 Vorgehen

Der Abschnitt 5.2 hat gezeigt, daß der bisherige Kenntnisstand über das Tragverhalten in Störzonen gering ist. Leider sind auch die eigenen Druckversuche an mehrschaligen Mauerwerksgefügen nicht geeignet, quantitative Ergebnisse zum Tragverhalten in Störzonen zu erhalten. Im Hinblick auf den geringen Kenntnisstand ist es das Ziel der folgenden Abschnitte, das grundsätzliche Tragverhalten in Störzonen darzustellen und mit Hilfe von einfachen Rechenansätzen und Verfügungen zum Verbundverhalten eine grobe Abschätzung der Lasteinleitungslänge und des Verbundbruchs vorzunehmen.

Das Tragverhalten der Störzone wird vom Tragverhalten der Außen- und Innenschale sowie der Grenzfläche zwischen beiden bestimmt. Bild 5.8 zeigt einen Ausschnitt der Störzone. Es sind folgende Bruchmechanismen zu unterscheiden.

- Im Vertikalschnitt I-I kann das Versagen durch Verbundbruch der Grenzfläche erfolgen. Das Tragverhalten der Grenzfläche wird durch das Verbundmodell beschrieben, als Bruchkriterium wird die Coulombsche Reibungsgerade angewendet.
- Im Vertikalschnitt II-II kann das Versagen durch Schub-Zug-Bruch der Innenschale eintreten. Der Bruchmechanismus der Innenschale wird mit dem Bruchkriterium nach Mohr beschrieben.
- Im Horizontalschnitt III-III kann der Bruch in der Innen- oder Außenschale unter den lokalen Normal- und Schubspannungen eintreten. Der Bruchmechanismus wird auch hier mit dem Bruchkriterium nach Mohr beschrieben.

Für jeden Bruchmechanismus wird in den folgenden Abschnitten die Bruchbedingung angegeben. Die Lasteinleitungslänge l_v wird aus der Bruchbedingung der Grenzfläche zwischen den Schalen abgeleitet. Hierzu werden zwei symmetrische Lastfälle untersucht, die das Mauerwerksgefüge außerhalb der Störzone nicht auf Biegung beanspruchen.

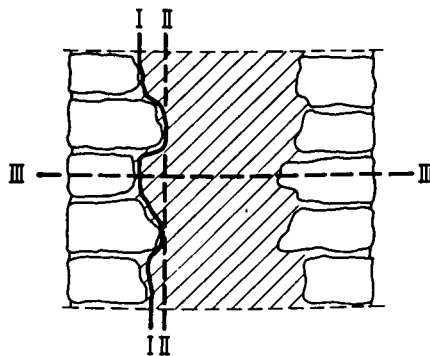


Bild 5.8: Verzahnte Schalenfuge mehrschaliger Mauerwerksgefüge und maßgebende Nachweisschnitte

5.4.2 Schalenverschiebung in der Störzone und Verbundansätze

In der Störzone mit der Länge l_v werden die Dehnungsdiskrepanzen durch Verbundspannungen ganz oder teilweise ausgeglichen. Die rechnerische Verfolgung der Kräfteinleitung bedingt Annahmen über die Kopplung der Schalen (Bild 5.9). Bei Annahme eines sog. unverschieblichen Verbundes treten in einer vorzugebenden Verbundschicht mit der Dicke d_v zwischen benachbarten Schalen elastische oder elastisch-plastische Gleitungen, aber keine Relativverschiebungen auf (Analogie Metall-Metall-Klebung). Bei Annahme eines verschieblichen Verbundes unterstellt man - zumindest ab einer Grenzgleitung - das gegenseitige, also relative Verschieben der Schalen (Analogie Bewehrungsverbund).

Beim mehrschaligen historischen Mauerwerk kann man von einem verschieblichen Verbund $\tau_v(v)$ zwischen den Schalen ausgehen. Die Relativverschiebung zwischen den Schalen ist dann im Abstand $x = 0$ von der Lasteinleitung maximal und wird für $x = l_v$ Null. Der Verlauf der Verschiebung zwischen diesen Werten ist i.d.R. unbekannt. Zur Beschreibung des Lastabtrags muß die Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung des Schalenverbundes bekannt sein.

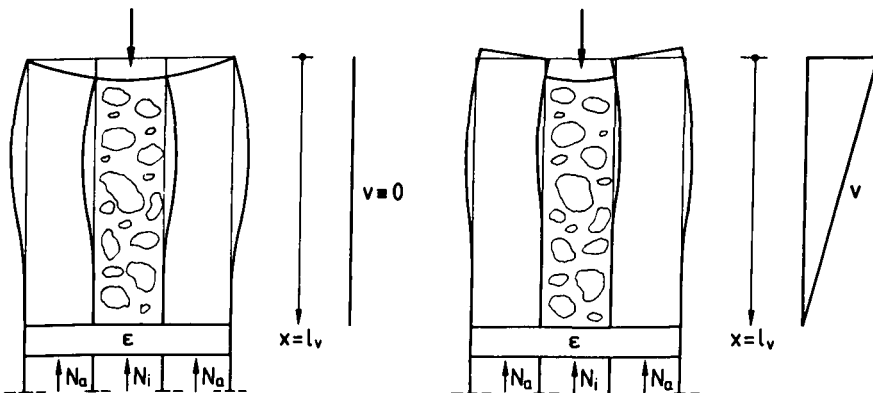


Bild 5.9: Schalenverschiebung in der Störzone bei unverschieblichem und verschieblichem Schalenverbund

Bild 5.10 zeigt mögliche τ_v - v -Beziehungen für starrplastischen, elastisch-plastischen und elastisch-plastisch-entfestigenden Verbund. Die Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung wird i.d.R. experimentell ermittelt, ihre Verifizierung am Objekt ist nicht möglich. Für ihre Anwendung in einem Tragmodell muß die τ_v - v -Beziehung angenommen werden.

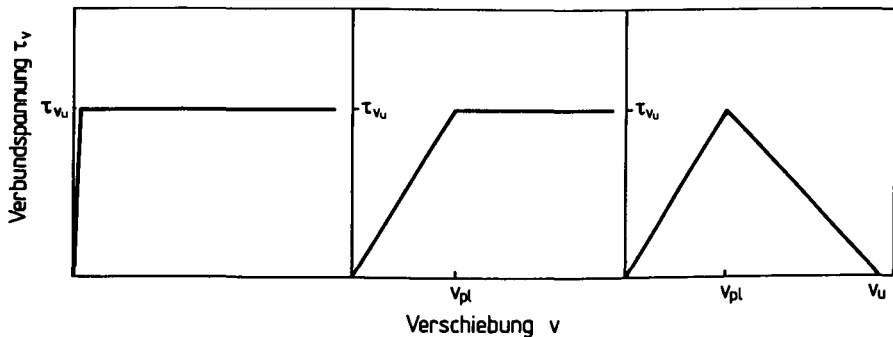


Bild 5.10: Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung für starrplastischen (links), elastisch-plastischen (Mitte) und elastisch-plastisch-entfestigenden Verbund (rechts)

5.4.3 Lastfälle und zugehörige Spannungszustände

Der Beanspruchungszustand in der Störzone wird zunächst für zwei Lastfälle untersucht, die in Bild 5.11 dargestellt sind. Es wird ein dreischaliges, stofflich und geometrisch symmetrisches Mauerwerksgefüge betrachtet. Die symmetrische Belastung bewirkt eine konstante Dehnungsverteilung im Mauerwerkgefüge außerhalb der Störzone. Beim Lastfall I erfolgt der Lastabtrag von der Innenschale in die Außenschalen, beim Lastfall II von den Außenschalen in die Innenschale. Beliebige andere Mauerwerksgefüge und unsymmetrische Lastfälle können in Analogie hierzu behandelt werden.

Bild 5.11 zeigt den qualitativen Spannungszustand der Störzone. Die Verbundspannungen beanspruchen die Außenschalen exzentrisch. Da der Querschnitt im Schnitt $x = l_v$ frei von Biegemomenten sein muß, ist ein horizontales Kräftepaar zum Ausgleich der Biegebeanspruchung erforderlich. Aus der Richtung der Verbundspannung ergibt sich, daß am oberen Rand der Störzone beim Lastfall I

horizontale Druckspannungen, beim Lastfall II horizontale Zugspannungen herrschen. Der Verlauf der Spannungsverteilungen $\tau_v(x)$ und $\sigma_h(x)$, die zugehörigen maximalen Spannungsordinaten sowie der Nulldurchgang von $\sigma_h(x)$ können mit den Gleichgewichtsbedingungen alleine nicht ermittelt werden.

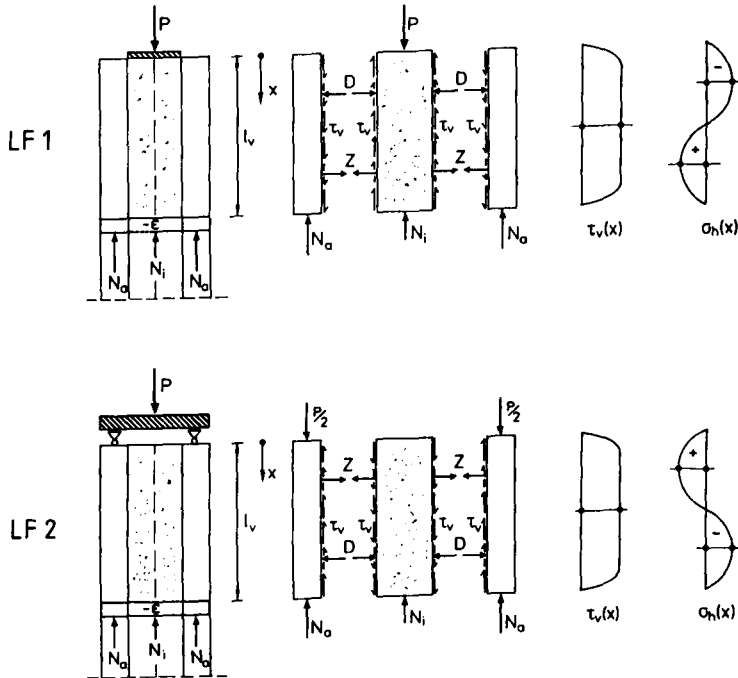


Bild 5.11: Lastfälle, Kräfteverlauf und qualitativer Spannungszustand

Für beide Lastfälle haben Warnecke et al. /133/ einen vereinfachten Rechenansatz für die Lasteinleitungslänge angegeben. Die horizontale Kraftübertragung in der Störzone erfolgt darin durch Haftung bzw. Druckkontakt in der Schalenfuge. Einbindende Steine werden nicht berücksichtigt. Ferner werden Verfügungen über die Spannungsverteilungen getroffen. Bei konstanter Verbundspannung, dreiecksförmiger Verteilung der horizontalen Zug- und Druckspannung und gleicher maximaler Spannungsordinate im Zug- und Druckbereich folgt die Lasteinleitungslänge nach Gl.(5.1):

$$l_v = 2 \sqrt{\frac{\Delta N \cdot d_a}{\beta_{HZ} \cdot b}} \quad (5.1)$$

Die Schwächen dieses Rechenansatzes liegen einerseits in der Annahme einer ebenen, unverzahnten Grenzfläche zwischen den Schalen. Andererseits wird die Verteilung der Verbund- und Horizontalspannung unabhängig voneinander verfügt. Die Verteilungen von $\tau_v(x)$ und $\sigma_h(x)$ sind jedoch über die Struktur des Schalenverbundes mechanisch miteinander verknüpft. Das Verbundmodell muß diese Verknüpfung beschreiben. Bei Vorgabe der $\tau_v(x)$ -Verteilung kann hieraus dann die zugehörige $\sigma_h(x)$ -Verteilung abgeleitet und das Tragverhalten in der Störzone eindeutig beschrieben werden.

5.4.4 Verbundmodell

5.4.4.1 Struktur des Schalenverbundes

Bild 5.12 zeigt die geometrische Idealisierung des Schalenverbundes. Die unterschiedliche Dicke der Natursteine der Außenschale bewirkt eine unregelmäßige Verzahnung der Schalen. Es bilden sich Konsolen aus, die die Kraftübertragung maßgeblich beeinflussen. In Analogie zur Beschreibung des Scherkräfteanteils beim Bewehrungsverbund von Rippenstahl durch die bezogene Rippenfläche f_R kann ein Verzahnungsgrad f_k definiert werden. Nach Bild 5.12 beträgt f_k :

$$f_k = \frac{\sum t_i}{l} = \frac{n \cdot t_m}{l} \quad (5.2)$$

Wird die mittlere Konsolentiefe mit t_m bezeichnet, ergibt sich die Anzahl der Konsolen bei regelmäßigem Lagenwechsel zu:

$$n = \frac{l}{2 \cdot h_{St}} \quad (5.3)$$

Der Verzahnungsgrad beträgt damit:

$$f_k = \frac{t_m}{2 \cdot h_{St}} \quad (5.4)$$

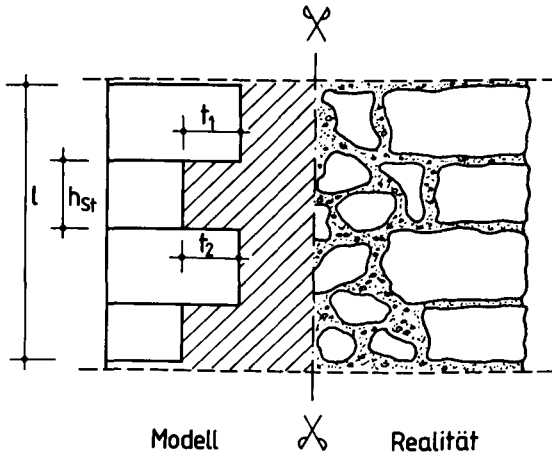


Bild 5.12: Geometrisches Modell des Schalenverbundes

Seine Sondierung am Bauwerk wird meist schwierig sein, weshalb man ihn i.d.R. abschätzen muß. Bei ideal ebener Schalenfuge beträgt der Verzahnungsgrad $f_k = 0$. Bei schichtweisem Wechsel von Läufer- und Binderlagen und einer Steingeometrie von $l_{St}/d_{St}/h_{St} = 2/1/1$ beträgt $f_k = 0,5$.

Zur Beschreibung des Schalenverbundes wird in Bild 5.13 ein repräsentatives Verbundelement betrachtet. Es besteht aus vertikalen und horizontalen Verbundflächen, die die Verbund- und Horizontalspannung über Haftung bzw. Schubverzahnung übertragen. Es wird deutlich, daß sich die "verschmierte" Verbundspannung $\tau_v(x)$ und Horizontalspannung $\sigma_h(x)$ aus jeweils zwei Spannungskomponenten zusammensetzt:

$$\tau_v(x) = \tau_x(x) + f_k \cdot \sigma_x(x) \quad (5.5)$$

$$\sigma_h(x) = \sigma_y(x) + f_k \cdot \tau_y(x) \quad (5.6)$$

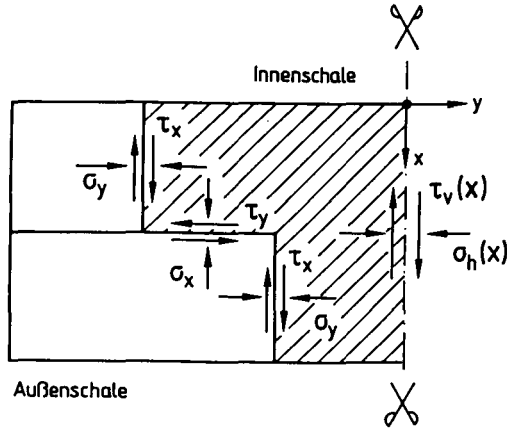


Bild 5.13: Lastabtrag des Verbundelementes

5.4.4.2 Bruchkriterium der Grenzfläche

Der Schalenverbund mehrschaliger Mauerwerksgefüge wird nach Bild 5.13 aus vertikalen und horizontalen Mörtelfugen gebildet. Der Bruch in diesen Grenzflächen kann unabhängig von der Orientierung der Fuge mit der Coulombschen Reibungshypothese nach Bild 5.14 beschrieben werden. Danach setzt sich die aufnehmbare Schubspannung in der Fuge aus einem Adhäsionsanteil β_S und einem Reibungsanteil $\mu \cdot \sigma$ zusammen. Für die Spannungskomponenten nach Bild 5.13 gilt damit (Druckspannung negativ):

$$\tau_x(x) = \beta_S - \mu \cdot \sigma_y(x) \quad (5.7)$$

$$\tau_y(x) = \beta_S - \mu \cdot \sigma_x(x) \quad (5.8)$$

Die Kennwerte β_S und μ hängen von verschiedenen Mörtel- und Steineigenschaften ab und können experimentell in Abscherversuchen ermittelt werden. Mann /75/ hat für künstliches Mauerwerk einen Überblick über Versuchsergebnisse gegeben. Für den Reibungsbeiwert ergibt sich daraus $0,51 \leq \mu \leq 0,75$, die DIN 1053 Teil 2 nennt für alle Mörtelarten $\mu = 0,65$. Für die Adhäsion zwischen künstlichen Steinen und Mörtel liefern die Versuchsergebnisse den Wertebereich $0,24 \leq \beta_S \leq 0,40 \text{ N/mm}^2$. Mann gibt für die Mörtelgruppe MII eine

"abgeminderte Kohäsion" an, die nach Umrechnung $\beta_S = 0,22 \text{ N/mm}^2$ ergibt. Die Adhäsion kann bei sehr dichtem Naturstein (z.B. Granit) sehr gering sein und durch Verwitterungseinfluß aufgehoben werden ($\beta_S = 0$).

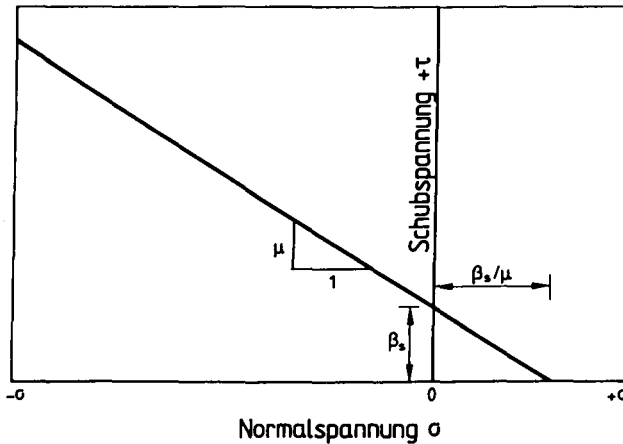


Bild 5.14: Bruchkriterium der Grenzfläche zwischen Innen- und Außenschale

5.4.4.3 Verfügungen zum Lastabtrag des Schalenverbundes

Nach Bild 5.13 kann der Lastabtrag im Schalenverbund durch Haftung in den vertikalen Fugen und Schubverzahnung in den horizontalen Fugen der Konsolen erfolgen. Für die Beschreibung des Spannungszustandes in der Störzone müssen nun Verfügungen über die Wirksamkeit dieser Verbundmechanismen getroffen werden.

Zunächst wird der Abtrag der vertikalen Verbundspannung $\tau_v(x)$ untersucht. Die Verbundmechanismen Haftung und Konsolwirkung besitzen charakteristische Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen, die qualitativ in Bild 5.15 dargestellt sind. Die Wirksamkeit der Verbundmechanismen hängt von der Größe der Verschiebung ab. Folgende Verfügungen werden getroffen:

- Im Bereich kleiner Verschiebung erfolgt der vertikale Lastabtrag in der Schalenfuge durch Haftung und Konsolwirkung.

- Im Bereich großer Verschiebung erfolgt der vertikale Lastabtrag in der Schalenfuge hingegen nur durch Konsolwirkung.

Der Abtrag der Horizontalspannung $\sigma_h(x)$ hängt vom Vorzeichen der Horizontalspannung ab:

- Im Bereich horizontaler Druckspannung erfolgt der horizontale Lastabtrag in der Schalenfuge durch Druckkontakt und Konsolwirkung.
- Im Bereich horizontaler Zugspannung erfolgt der horizontale Lastabtrag in der Schalenfuge hingegen nur durch Konsolwirkung.

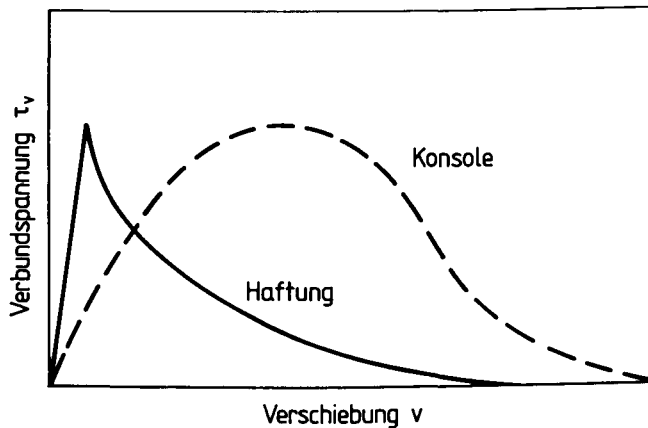


Bild 5.15: Qualitative Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung der Verbundmechanismen Haftung und Konsolwirkung

Mit diesen Verfügungen kann der Spannungszustand in der Störzone bei Kenntnis der $\tau_v(x)$ -Verteilung und des Vorzeichens der Horizontalspannung eindeutig ermittelt werden. Allerdings sind die Bruchbedingungen in den Schnitten II und III nach Bild 5.8 zu berücksichtigen.

5.4.4.4 Lasteinleitungslänge Lastfall I

Bild 5.16 zeigt den Spannungszustand der Störzone im Lastfall I. Die Richtung der Verbundspannung erfordert am oberen Rand horizontale Druckspannungen und am unteren Rand horizontale Zugspannungen. Der Verlauf der Verschiebung $v(x)$ und der zu übertragenden Normalkraft $\Delta N(x)$ wird linear angenommen. Diese Annahme entspricht einem starr-plastischen Verbundansatz, der eine konstante Verbundspannungsverteilung über der Lasteinleitungslänge nach sich zieht. Aus $\Sigma V = 0$ folgt:

$$\Delta N(x=l_v) = \int_0^{l_v} \tau_v(x) \cdot dx \quad (5.9)$$

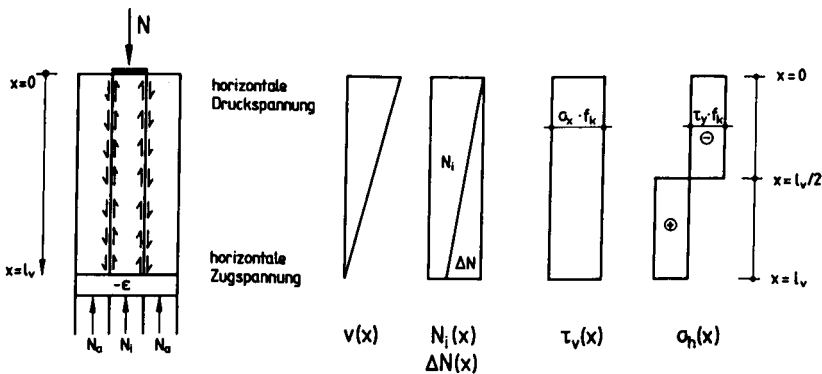


Bild 5.16: Spannungszustand der Störzone im Lastfall I

Aus den Verfügungen nach Abschn. 5.4.4.3 folgt, daß am oberen und unteren Rand der Lasteinleitung nur die Konsolwirkung wirksam ist. Für die Verbundspannung gilt:

$$\tau_v(x) = f_k \cdot \sigma_x(x) \quad (5.10)$$

Damit folgt aus Gl.(5.9):

$$\Delta N(x=l_V) = f_k \cdot \sigma_x(x) \cdot l_V \cdot b \quad \text{bzw.} \quad \sigma_x(x) = \frac{\Delta N(x=l_V)}{f_k \cdot l_V \cdot b} \quad (5.11)$$

Für die Horizontalspannung $\sigma_h(x)$ folgt analog:

$$\sigma_h(x) = f_k \cdot \tau_y(x) \quad (5.12)$$

und hieraus mit Gl.(5.8) für $\sigma_x(x)$ als Druckspannung:

$$\sigma_h(x) = f_k \cdot (\beta_S + \mu \cdot \sigma_x(x)) \quad (5.13)$$

Die Horizontalspannung ist damit über die Lasteinleitungslänge konstant. Der Nulldurchgang der Horizontalspannungsverteilung liegt bei $x = l_V/2$. Aus $\Sigma H = 0$ folgt:

$$Z = D = f_k \cdot (\beta_S + \mu \cdot \sigma_x(x)) \cdot 0,5 \cdot l_V \cdot b \quad (5.14)$$

Die Lasteinleitungslänge folgt dann aus dem Momentengleichgewicht:

$$\Delta N \frac{da}{2} = D \cdot \frac{3}{4} \cdot l_V - Z \cdot \frac{1}{4} \cdot l_V = Z \cdot \frac{1}{2} \cdot l_V \quad (5.15)$$

Nach Einsetzen der Gln.(5.14) und (5.11) in Gl.(5.15) erhält man:

$$l_V^2 (f_k \cdot \beta_S \cdot b) + l_V (\Delta N \cdot \mu) - 2 \Delta N \cdot d_a = 0 \quad (5.16)$$

mit der Lösung:

$$l_V = \frac{1}{2 \cdot \alpha} (-\Delta N \cdot \mu + \sqrt{(\Delta N \cdot \mu)^2 + 8 \cdot \alpha \cdot \Delta N \cdot d_a}) \quad (5.17)$$

$$\text{mit } \alpha = f_k \cdot \beta_S \cdot b > 0$$

Die in der Schalenfuge zu übertragende Kraftdifferenz ΔN ergibt sich für $\epsilon_i = \epsilon_a$ aus der Belastung N und der Dehnsteifigkeit der Schalen. Die Geometrieparameter d_a , f_k und b sind durch Sondierung zu bestimmen, die Festigkeitsparameter β_S und μ müssen angenommen werden.

Bild 5.17 zeigt ein Anwendungsbeispiel. Die Dehnsteifigkeit der Außenschale betrage 30 % der Gesamtdehnsteifigkeit, der Grad der Verzahnung 25 %. Die Adhäsion und der Reibungsbeiwert werden geschätzt. Bei einer zu übertragenden Normalkraft von $\Delta N = 30 \text{ kN}$ beträgt die Lasteinleitungslänge nach Gl.(5.17) $l_V = 0,54 \text{ m}$. Für $\Delta N = 300 \text{ kN}$ folgt $l_V = 0,83 \text{ m}$. Bei einem Verzahnungsgrad von $f_k = 0,1$ beträgt die Lasteinleitungslänge $l_V = 0,68 \text{ m}$ bzw. $l_V = 0,88 \text{ m}$.

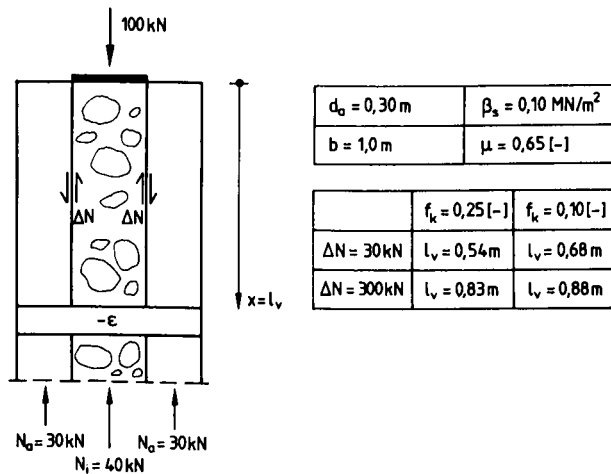


Bild 5.17: Lasteinleitungslänge im Lastfall I

5.4.4.5 Lasteinleitungslänge Lastfall II

Der Lastfall II kann in Analogie zum Lastfall I behandelt werden. Bild 5.18 zeigt den Spannungszustand. Die Richtung der Verbundspannungen erfordert horizontale Zugspannungen am oberen und horizontale Druckspannungen am unteren Rand. Es wird ein starr-plastischer Verbundansatz gewählt. Aus den Verfügungen nach Abschnitt 5.4.4.3 folgt, daß die Verbundspannung am oberen Rand über Konsolwirkung, am unteren Rand hingegen durch Haftung bzw. Druckkontakt übertragen wird. Die Verbundspannungsverteilung $\tau_V(x)$ setzt sich daher aus zwei Anteilen zusammen:

$$\tau_V(0 \leq x \leq l_{VZ}) = f_k \cdot \sigma_x(x) \quad (5.18)$$

$$\tau_V(1_{VZ} \leq x \leq 1_V) = \tau_X(x) \quad (5.19)$$

Da $\tau_V(x) = \text{konstant}$ gilt, muß $f_k \cdot \sigma_X(x) = \tau_X(x)$ sein. Aus $\Sigma V = 0$ folgt:

$$\Delta N(x=1_V) = \sigma_X(x) \cdot f_k \cdot l_V \cdot b \quad \text{bzw.} \quad \sigma_X(x) = \frac{\Delta N(x=1_V)}{f_k \cdot l_V \cdot b} \quad (5.20)$$

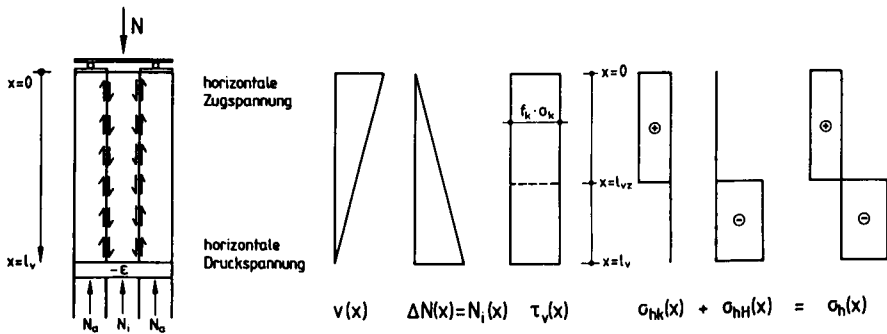


Bild 5.18: Spannungszustand der Störzone im Lastfall II

Die Horizontalspannung $\sigma_h(x)$ setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Für die Konsolwirkung gilt:

$$\sigma_{hK}(0 \leq x \leq 1_{VZ}) = \tau_Y(x) \cdot f_k \quad \text{mit} \quad \tau_Y(x) = \beta_S + \mu \cdot \sigma_X(x) \quad (5.21)$$

Mit $\sigma_X(x)$ nach Gl.(5.20) erhält man die horizontale Zugspannung:

$$\sigma_{hK}(0 \leq x \leq 1_{VZ}) = f_k \cdot \beta_S + \mu \cdot \frac{\Delta N}{l_V \cdot b} \quad (5.22)$$

Für die Haftung bzw. den Druckkontakt gilt:

$$\sigma_{hH}(1_{VZ} \leq x \leq 1_V) = \sigma_Y(x) \quad \text{mit} \quad \sigma_Y(x) = \frac{1}{\mu} \cdot (\beta_S + \tau_X(x)) \quad (5.23)$$

Für vertikale Fugen wird die Adhäsion $\beta_S = 0$ angenommen. Für $\tau_X(x) = f_k \cdot \sigma_X(x)$ erhält man die horizontale Druckspannung:

$$\sigma_{hH}(l_{vZ} \leq x \leq l_v) = - \frac{1}{\mu} \frac{\Delta N}{l_v \cdot b} \quad (5.24)$$

Aus $\Sigma H = 0$ folgt:

$$Z - D = \sigma_{hK} \cdot l_{vZ} \cdot b - \sigma_{hH} \cdot (l_v - l_{vZ}) \cdot b = 0 \quad (5.25)$$

Mit den Spannungsordinaten aus den Gln.(5.22) und (5.24) erhält man:

$$l_v = \frac{\Delta N}{f_k \cdot \beta_s \cdot b} \cdot \left(\frac{1}{\eta \cdot \mu} - \mu - \frac{1}{\mu} \right) \quad (5.26)$$

mit der noch unbekanntem Variablen $\eta = l_{vZ}/l_v$. Aus $\Sigma M = 0$ folgt:

$$Z \left(l_v - \frac{1}{2} \cdot l_{vZ} \right) - D \frac{1}{2} (l_v - l_{vZ}) - \Delta N \frac{1}{2} d_a = 0$$

$$Z \cdot l_v - \Delta N \cdot d_a = 0 \quad (5.27)$$

Mit den Gln.(5.22) und (5.25) erhält man:

$$\eta = \frac{\Delta N \cdot d_a}{l_v^2 \cdot f_k \cdot \beta_s \cdot b + l_v \cdot \mu \cdot \Delta N} \quad (5.28)$$

Nach Einsetzen von Gl.(5.28) in Gl.(5.26) folgt die Lasteinleitungslänge:

$$l_v = \frac{1}{2 \cdot \alpha} \left[\alpha \cdot \mu \cdot d_a - \mu \cdot \Delta N + \sqrt{(\Delta N \cdot \mu)^2 + (\alpha \cdot \mu \cdot d_a)^2 + \alpha \cdot \Delta N \cdot d_a \cdot (2 \cdot \mu^2 + 4)} \right] \quad (5.29)$$

$$\text{mit } \alpha = f_k \cdot \beta_s \cdot b > 0$$

Bild 5.19 zeigt ein Anwendungsbeispiel. Die Randbedingungen entsprechen denen beim Lastfall I. Die Lasteinleitungslänge ist immer kleiner als beim Lastfall I, da die horizontale Druckspannung beim Lastfall II direkt über Druckkontakt abgetragen wird.

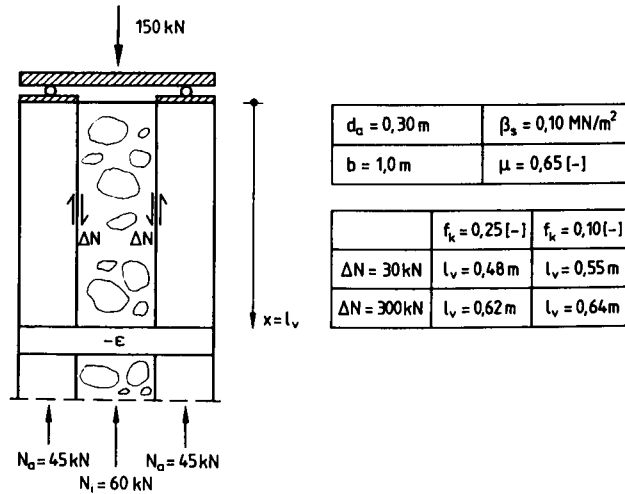


Bild 5.19: Lasteinleitungslänge im Lastfall II

5.4.5 Versagen der Innenschale

5.4.5.1 Bruchkriterium

Mit den Gln.(5.17) und (5.29) kann aus den Gleichgewichtsbedingungen der Grenzfläche die Lasteinleitungslänge berechnet werden. Voraussetzung ist, daß unter dem zugehörigen Spannungszustand kein Schub- oder Zugbruch der Innenschale eintritt. Der Nachweis erfolgt mit dem Bruchkriterium der Mohr'schen Hüllgeraden.

Ausgangspunkt ist der Mohr'sche Spannungskreis. Danach sind alle zweiachsigen Spannungszustände, die im τ - σ -Diagramm auf einem gemeinsamen Kreis liegen, gleichwertig und ineinander transformierbar (siehe Bild 5.20). Die schubspannungsfreien Hauptspannungen bilden die Schnittpunkte des Spannungskreises mit der Ordinate. Sie werden nach Gl.(5.30) aus den lokalen Spannungen τ_{xy} , σ_x und σ_y durch Drehung des Koordinatensystems erhalten:

$$\sigma_{1,3} = 0,5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y) \pm 0,5 \cdot \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4 \cdot \tau^2} \quad (5.30)$$

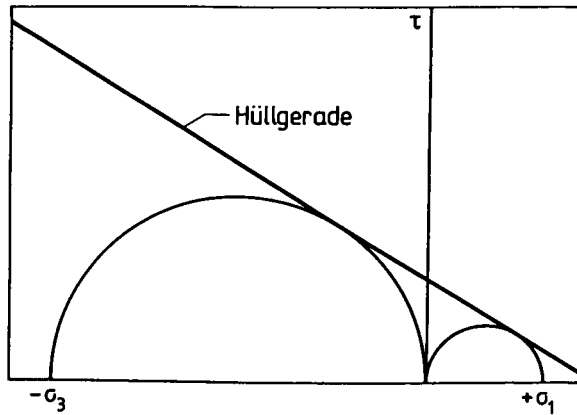


Bild 5.20: Spannungskreise und Hüllgerade nach Mohr

Bild 5.20 zeigt die Mohr'schen Spannungskreise für einachsige Zug- und Druckbeanspruchung. Bei der einachsigen Druckbeanspruchung ist die Hauptspannung σ_3 gleich der Druckfestigkeit der Innenschale β_{Di} , bei der einachsigen Zugbeanspruchung ist σ_1 gleich der Zugfestigkeit der Innenschale β_{Zi} . Der Zusammenhang zwischen der Zug- und Druckfestigkeit der Innenschale wird mit der von Heilmann /55/ für den Beton hergeleiteten Gl.(5.31) beschrieben.

$$\beta_{Zi} = 0,24 \cdot \beta_{Di}^{2/3} \quad (5.31)$$

Das Bruchkriterium nach Mohr besagt, daß alle Spannungskreise, die zum Bruch führen, eine gemeinsame Hüllgerade berühren. Bild 5.20 zeigt diesen Zusammenhang. Die Hüllgerade kann in dimensionsloser Schreibweise mit Gl.(5.32) angegeben werden.

$$\left(\frac{\tau}{\beta_{Di}}\right) = \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \left(\frac{1}{\kappa} - 1\right) \cdot \left(\frac{\sigma}{\beta_{Di}}\right) \right] \cdot \sqrt{\kappa} \quad (5.32)$$

$$\text{mit: } \kappa = \frac{\beta_{Zi}}{\beta_{Di}} = 0,24 \cdot \beta_{Di}^{1/3}$$

Für die Bruchbedingung, daß der Spannungskreis die Hüllgerade als Tangente hat, haben Weigler et al. /134/ mit Gl.(5.33) eine analytische Lösung angegeben. Voraussetzung ist, daß neben den Schubspannungen nur in einer Richtung Normalspannungen herrschen ($\sigma_x = 0$).

$$\frac{\tau}{\beta_{Di}} = \frac{1}{1 + \kappa} \sqrt{\kappa \cdot \left(-\frac{\sigma_y}{\beta_{Di}}\right)^2 + \frac{\sigma_y}{\beta_{Di}} \cdot (1 - \kappa) + \kappa} \quad (5.33)$$

Abweichend von der hier gewählten Darstellung des Bruchkriteriums von Mohr wird die Einhüllende in der Literatur zumeist als Parabel angegeben /8,10,37/. Die parabolische Darstellung erlaubt jedoch keine geschlossene Lösung für die Bruchbedingung (Schnittpunkt Einhüllende-Spannungskreis). Sie wird hier nicht verwendet.

Mit Gl.(5.33) kann das Versagen der Innenschale im Lasteinleitungsbereich untersucht werden. Im Folgenden wird die Anwendung für den Vertikalschnitt II-II (Schub-Zugbruch der Konsole) und den Horizontalschnitt III-III (Zugbruch der Innenschale) nach Bild 5.8 erläutert.

5.4.5.2 Schub-Zugbruch der Konsole

Im Vertikalschnitt II-II ist der Schubbruch der Konsolen zu untersuchen. Der Bruchnachweis ist im Bereich horizontaler Zugspannungen zu führen. Hier erfolgt der Lastabtrag ausschließlich über Konsolwirkung. Bild 5.21 erläutert die Situation. Die Konsole wird durch die Vertikalspannung $\sigma_x(x)$ und die horizontale Schubspannung $\tau_y(x)$ beansprucht. Betrachtet wird ein Element im Anschnitt der Konsole, an dem die Normalspannung σ_{yi} und die Schubspannung τ_{xi} wirken. Für die Konsolengeometrie $t_m < h_{St}$ können Biegespannungen im Anschnitt vernachlässigt und konstante Verteilungen von σ_{yi} und τ_{xi} angenommen werden. Im Anschnitt gilt damit:

$$\tau_{xi} = \sigma_x \cdot \frac{t_m}{h_{St}} = 2 \cdot f_k \cdot \sigma_x = 2 \cdot \tau_y(x) \quad (5.34)$$

$$\sigma_{yi} = \tau_y \cdot \frac{t_m}{h_{St}} = 2 \cdot f_k \cdot \tau_y = 2 \cdot \sigma_h(x) \quad (5.35)$$

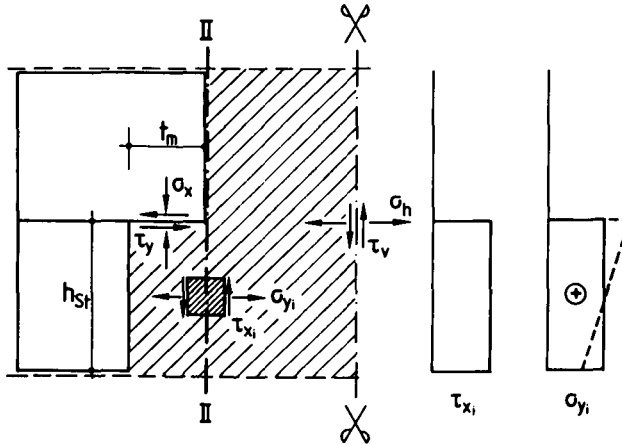


Bild 5.21: Nachweis für den Schubbruch der Konsole

Setzt man diese Spannungswerte in die allgemeine Bruchbedingung nach Gl.(5.33) ein, erhält man die Bruchbedingung der Konsole:

$$\frac{\tau_v}{\beta_{Di}} = \frac{\sqrt{\kappa}}{1 + \kappa} \cdot \sqrt{-\left(\frac{\sigma_h}{\beta_{Di}}\right)^2 + \frac{\sigma_h}{\beta_{Di}} \cdot 0,5 \cdot (1 - \kappa) + 0,25 \cdot \kappa} \quad (5.36)$$

Mit den τ_v - und σ_h -Werten von Abschn. 5.4.4 kann der Schubbruch der Konsolen kontrolliert werden.

5.4.5.3 Bruch der Innenschale

In einem beliebigen Horizontalschnitt III-III kann der Bruch der Innenschale unter den lokalen Normal- und Schubspannungen erfolgen. Am oberen Rand der Innenschale ist im Lastfall I die vertikale Normalspannung $\sigma_x(x=0) = 0$, ebenso die Schubspannung $\tau_{xy}(x=0) = 0$. Wirksam sind nur die horizontalen Zugspannungen $\sigma_y = \sigma_h$. Der Bruchnachweis kann in diesem Schnitt direkt über die Hauptspannungen erfolgen. Es muß gelten:

$$\sigma_h(x=0) \leq \beta_{Zi} \quad (5.37)$$

In allen übrigen Horizontalschnitten sind die Spannungswerte σ_x , σ_y und τ_{xy} ungleich Null. Der Nachweis muß dann graphisch mit dem Mohr'schen Bruchkriterium erfolgen. Eine geschlossene analytische Lösung kann nicht angegeben werden.

5.4.6 Biegebruch der Außenschale

Neben dem Bruch der Innenschale ist der Biegebruch der Außenschale im Lasteinleitungsbereich zu kontrollieren. Hierzu sind die lokalen Biegemomente der Außenschale infolge $\sigma_h(x)$ und $\tau_v(x)$ und die zugehörige Normalkraft nach Abschn. 5.4.4 zu ermitteln und mit den Bruchschnittgrößen der Interaktionslinie zu vergleichen. Der Biegebruch der Außenschale kann im Lastfall I maßgebend werden, da hier die Normalkraft der Außenschale am oberen Rand Null ist.

5.5 Einfluß der Schlankheit

Der Einfluß der Schlankheit auf mehrschalige, kohäsive Mauerwerksgefüge kann in Analogie zu einschaligen Gefügen behandelt werden. In ungestörten Mauerwerksbereichen mit ebener Dehnungsverteilung und intaktem Schalenverbund kann das mehrschalige Mauerwerksgefüge als Monolith betrachtet werden. Der globale Schlankheitseinfluß ist nach Abschn. 4.3.6 mit gemittelten Steifigkeits- und Verformungswerten der Schalen zu erfassen.

Daneben ist die lokale Schlankheit der Außenschalen in der Störzone oder in abgerissenen Bereichen zu beachten. Hier erfolgt der Nachweis der Tragfähigkeit in Analogie zum einschaligen Mauerwerksgefüge nach Abschn. 4.3.6.

5.6 Zusammenfassung

Das Tragmodell für mehrschalige, kohäsive Mauerwerksgefüge geht von der Vorstellung aus, daß die Mauerwerksschalen ungezwängt sind und daß sich in der Entfernung l_v von der Lasteinleitung ein ebener Dehnungszustand einstellt. Für den ungestörten Mauerwerksbereich können dann für jede stoffliche und geometrische Konstellation der Schalen die Bruchschnittgrößen mit Hilfe von Interaktionsdiagrammen beschrieben werden. Die Herleitung der Interaktionsdiagramme wird beschrieben und der Einfluß der Schalendicke und -festigkeit untersucht.

Zur Beschreibung des Tragverhaltens im Lasteinleitungsbereich wird ein verschieblicher, starrplastischer Verbundansatz gewählt. Die Struktur der Schalenfuge wird durch horizontale und vertikale Mörtelfugen modelliert. Als Bruchbedingung dient die Coulomb'sche Reibungsgerade. Für zwei symmetrische Lastfälle wird die Lasteinleitungslänge aus den Bruchbedingungen der Grenzfläche hergeleitet. Das Versagen der Innenschale wird mit dem Mohr'schen Bruchkriterium beschrieben.

6 TRAGMODELL FÜR DREISCHALIGE MAUERWERKSGEFÜGE MIT NICHTKOHÄSIVER INNENSCHALE

6.1 Nichtkohäsive Innenschalen

Nichtkohäsive Innenschalen verhalten sich wie eine Schüttung. Sie beteiligen sich nicht oder nur gering am Abtrag äußerer Lasten und tragen ihr Eigengewicht ganz oder teilweise auf die Außenschalen ab. Nichtkohäsive Innenschalen stellen für die Außenschalen Einwirkungen dar. Ihr mechanisches Verhalten ist durch Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit nicht beschreibbar. An deren Stelle treten bodenmechanische Größen: die Wichte ρ , der innere Reibungswinkel φ und der Wandreibungswinkel δ .

Das Tragverhalten nichtkohäsiver Innenschalen kann daher nicht mit dem Werkstoffmodell nach Abschn. 5 beschrieben werden. Alternative Modellvorstellungen nutzen die Analogie zum Tragverhalten des Druckbogens und zu den Druckannahmen in Silozellen. Bei beiden Modellen werden zur Adaption auf mehrschaliges Mauerwerk bodenmechanische Kennwerte der Innenschale benötigt, deren Ermittlung auch mit bodenmechanischen Prüfverfahren kaum möglich ist. Die inneren Schnittgrößen können daher unabhängig vom gewählten Modell nur mit erheblichen Ungenauigkeiten bestimmt werden.

6.2 Tragverhalten nichtkohäsiver Innenschalen

6.2.1 Druckbogenmodell

Das Druckbogenmodell geht von der Annahme aus, daß das Eigengewicht der Innenschale über einen Druckbogen auf die Außenschalen abgetragen wird. Voraussetzung hierfür ist die horizontal unverschiebliche Lagerung der Außenschalen, z.B. durch Gewölbe oder Strebepfeiler. Die Ausbildung der Druckbögen erfolgt kontinuierlich über die Wandhöhe. Eine gegenseitige, vertikale Belastung der Druckbögen findet nicht statt: die Vertikalspannung in der Innenschale ist am Wandfuß Null. Bild 6.1 zeigt das Tragverhalten schematisch. Der Druckbogen der Innenschale erzeugt an den Außenschalen horizontale und vertikale Flächenlasten. Die Vertikalkomponente q_v ergibt sich aus dem Eigengewicht der Innenschale zu Gl.(6.1):

$$q_v = \frac{1}{2} \cdot \rho_i \cdot d_i \quad (6.1)$$

Die Horizontalkomponente q_h erhält man aus der Neigung der Gewölbeachse im Kämpfer, die durch den Wandreibungswinkel δ beschrieben wird:

$$q_h = \frac{1}{\tan \delta} \cdot q_v \quad (6.2)$$

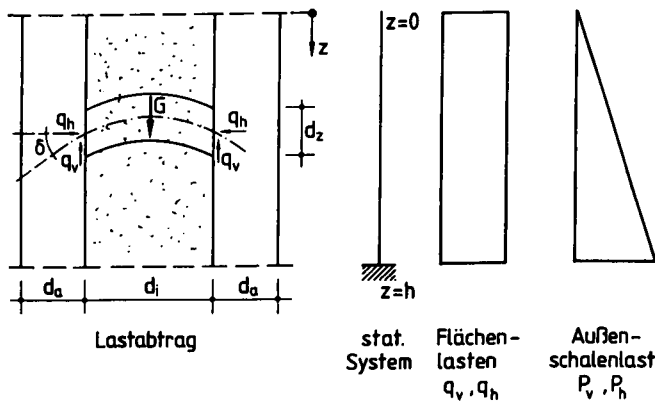


Bild 6.1: Druckbogenmodell nichtkohäsiver Innenschalen

Wird die Wand nach Bild 6.1 als eingespannter Stab betrachtet, addieren sich die Flächenlasten zum Wandfuß auf. Im Horizontalschnitt $z = h$ beträgt die resultierende Vertikalkraft $P_v = q_v \cdot b_i \cdot h_i = G_i/2$, die Horizontalkraft $P_h = P_v/\tan \delta$.

6.2.2 Silomodell

Die Einwirkung von Silogut auf Silowände ist erstmals von Janssen /60/ untersucht worden. Sein Berechnungsmodell bildet noch heute die Grundlage der Lastermittlung im Silobau /126/. Neuere Untersuchungen von Pieper und Wenzel /93/ haben gezeigt, daß die Annahmen zu den bodenmechanischen Kennwerten des Silogutes teilweise auf der unsicheren Seite liegen und daß beim Entleeren des Silos ungünstigere Beanspruchungszustände auftreten können. Beide Effekte

werden im Silobau durch Korrekturfaktoren berücksichtigt, spielen jedoch für die Übertragung des Silomodells auf mehrschaliges Mauerwerk keine Rolle.

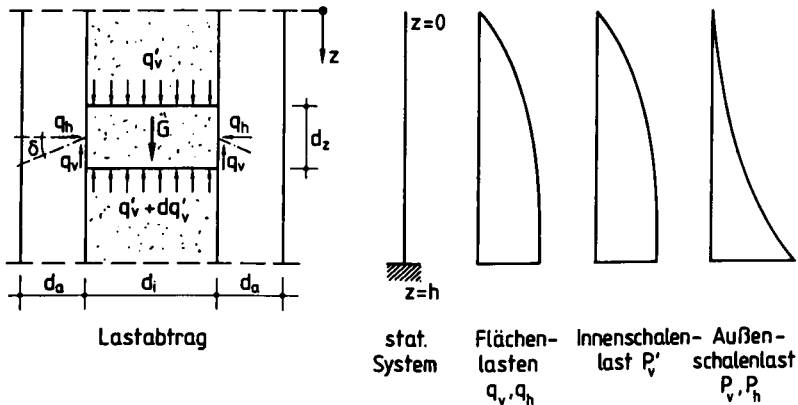


Bild 6.2: Silomodell nichtkohäsiver Innenschalen

Bild 6.2 zeigt das Tragverhalten einer nichtkohäsiven Innenschale nach dem Silomodell. Das Eigengewicht der Innenfüllung wird teilweise über Wandreibung auf die Außenschalen abgetragen, teilweise auch vertikal in der Innenschale abgetragen. Mit dem vertikalen Lastabtrag an der Außenschale sind über den Wandreibungswinkel Horizontalkräfte verbunden. Janssen /60/ nennt für die Flächenlasten auf die Außenschale Gl.(6.3) und (6.4):

$$q_v(z) = \rho_i \cdot r_s \cdot (1 - e^{-z/z_0}) \quad (6.3)$$

$$q_h(z) = \rho_i \cdot r_s \cdot \frac{1}{\mu} \cdot (1 - e^{-z/z_0}) \quad (6.4)$$

Der Anteil q'_v des Innenschalengewichts wird vertikal in der Innenschale abgetragen:

$$q'_v(z) = \rho_i \cdot z_0 \cdot (1 - e^{-z/z_0}) \quad (6.5)$$

Die Parameter von Gl.n(6.3) bis (6.5) sind:

$$\begin{aligned} r_s &= A/u && \text{wirksamer Siloradius} \\ \mu &= q_v/q_h = \tan\delta && \text{Wandreibungsbeiwert} \\ \lambda &= q_h/q'_v && \text{Horizontaldruckverhältnis} \\ z_0 &= r_s/(\mu \cdot \lambda) \end{aligned}$$

Der Verlauf der Flächenlasten $q_v(z)$ und $q_h(z)$ ist in Bild 6.2 dargestellt. Der wirksame Siloradius ergibt sich aus dem Verhältnis der Silogrundfläche zur Umfangslänge, auf der die Wandreibung wirksam ist. Bei mehrschaligem Mauerwerk ist die Grundfläche der Innenschale $A_i = d_i \cdot b_i$ rechteckig. Mit der wirksamen Umfangslänge $u_i = 2 \cdot b_i$ beträgt der wirksame Siloradius dann $r_s = d_i/2$. Für das Horizontaldruckverhältnis λ gibt Koenen /66/ die Gl.(6.6) an. Das Horizontaldruckverhältnis entspricht damit dem in der Bodenmechanik definierten aktiven Erddruckbeiwert K_a (Rankine'scher Grenzspannungszustand).

$$\lambda = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (6.6)$$

Für die Anwendung des Silomodeils auf mehrschaliges Mauerwerk können die Gln.(6.3) und (6.4) vereinfacht werden:

$$q_v(z) = \rho_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot (1 - e^{-z/z_0}) \quad (6.7)$$

$$q_h(z) = \frac{1}{\tan\delta} \cdot q_v(z) \quad (6.8)$$

Die Gln.(6.7) und (6.8) machen die Analogie zum Druckbogenmodell deutlich. Der Ansatz für q_v unterscheidet sich nur durch den Korrekturterm der e-Funktion vom Druckbogenmodell. Die Beziehung zwischen horizontalen und vertikalen Flächenlasten ist bei beiden Modellen identisch. Für große z-Werte liefern das Silomodel und das Druckbogenmodell gleiche Beanspruchungen der Außenschale, bei geringen z-Werten liefert das Silomodel geringere vertikale Flächenlasten auf die Außenschale.

Wird die Wand nach Bild 6.2 als eingespannter Stab betrachtet, addieren sich die Flächenlasten zum Wandfuß auf. Der Verlauf der resultierenden Vertikalkraft der Außenschale P_v und der Innenschale P'_v ist in Bild 6.2 dargestellt. Im Horizontalschnitt $z=h$ folgen die Vertikalkräfte aus den Gln.(6.9) und (6.10):

$$P_V(z=h) = b_i \cdot \int q_V dz = \rho_i \cdot \frac{d_i}{2} \cdot b_i \cdot z_0 \cdot \left(\frac{z}{z_0} - 1 + e^{-z/z_0} \right) \quad (6.9)$$

$$P'_V(z=h) = \int q'_V dA = \rho_i \cdot d_i \cdot b_i \cdot z_0 \cdot (1 - e^{-z/z_0}) \quad (6.10)$$

6.2.3 Modellübergänge und Anwendungskriterien

Für die Beurteilung des Tragverhaltens nichtkohäsiver Innenschalen stellt sich die Frage, welche bodenmechanischen Kennwerte anzunehmen sind und in welchen Anwendungsfällen das Druckbogen- oder das Silomodell geeignet ist.

Die Annahme des Reibungswinkels erfolgt weitgehend auf Basis von Erfahrungswerten und Beobachtungen. Brüggemann /22/ berichtet über Beobachtungen an Ausbruchstellen und gibt für nichtkohäsive bis gering kohäsive Innenschalen den Winkel der inneren Reibung mit $\varphi = 30^\circ$ bis 60° an. Der Wandreibungswinkel δ ergibt sich aus dem Winkel der inneren Reibung φ der Innenschale und der Rauheit der Außenschale. Nach Gudehus /45/ ist bei Natursteinmauerwerk mit sehr rauher Wandoberfläche $\delta = \varphi$ anzunehmen.

Die voraus gegangenen Abschnitte haben gezeigt, daß das Druckbogenmodell einen Sonderfall des Silomodells darstellt, da die in größeren Tiefen auftretenden Flächenlasten auf die Außenschale identisch sind. Voraussetzung für die Annahme des Druckbogenmodells ist das Verkeilen der Innenschalenfüllung zwischen den rauhen Außenschalen. Die Innenschalendicke muß dazu gegenüber dem Größtdurchmesser der Innenfüllung klein sein. Voraussetzung hierfür ist eine grobkörnige Innenschalenfüllung mit großen Steinbruchstücken und eine geringe Innenschalendicke.

Ein quantitativer Vergleich der Modelle kann durch das Verhältnis der durch Wandreibung zu übertragenden Vertikalkraft zum Gesamtgewicht der Innenschale erfolgen. Beim Druckbogenmodell beträgt dieses Verhältnis definitionsgemäß $\Sigma P_V / G_i = 1$. Für das Silomodell ergibt sich im Horizontalschnitt $z=h$ aus Gl.(6.9) der Verhältniswert:

$$2 \cdot \frac{P_V}{G_i} = 1 - \frac{d_i}{2 \cdot h_i \cdot \mu \cdot \lambda} \cdot \left(1 - e^{-\frac{2 \cdot h_i \cdot \mu \cdot \lambda}{d_i}} \right) \quad (6.11)$$

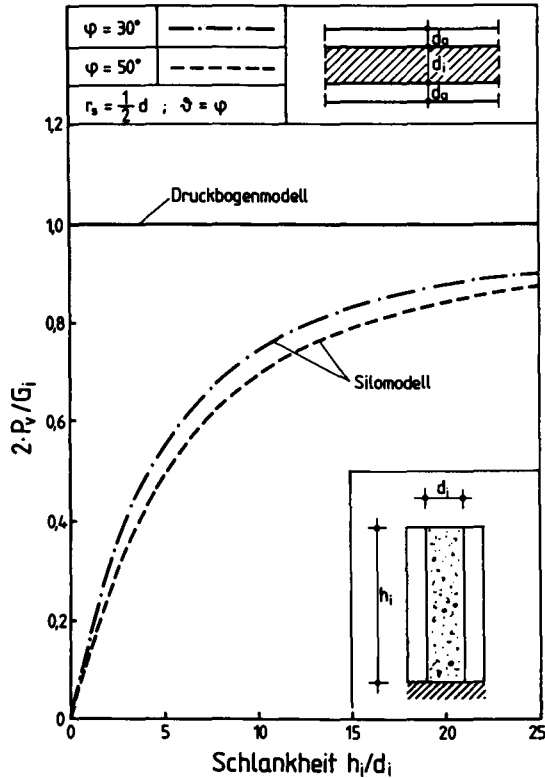


Bild 6.3: Verhältnis der vertikalen Wandreibungskraft zum Gesamtgewicht der Innenschale beim Druckbogen- und Silomodell in Abhängigkeit von der Schlankheit der Innenschale

Bild 6.3 zeigt die Verhältniszahlen des Druckbogen- und des Silomodells in Abhängigkeit von der Schlankheit h_i/d_i der Innenschale für eine eingespannte Wand. Beim Silomodell wurde der innere Reibungswinkel mit $\varphi=30^\circ$ bzw. 50° und der Wandreibungswinkel mit $\delta=\varphi$ angenommen. Bei geringer Schlankheit der Innenschale ist die Vertikalkraft P_v beim Silomodell deutlich geringer als beim Druckbogenmodell. Der Winkel der inneren Reibung wirkt sich auf die resultierende vertikale Reibungskraft nicht signifikant aus. Dessen Einfluß

beschränkt sich auf die horizontale Kraftkomponente $P_h = P_v / \tan \delta$. Das Druckbogenmodell ist daher nur bei geringer Dicke und großer Schlankheit der Innenschale anwendbar.

Die mit dem Druckbogen- oder Silomodell errechneten Flächenlasten sind analog zur Erddruckspannung weder Aktion noch Reaktion, sondern bilden die Interaktion zwischen den Schalen. Bei Bewegung der Außenschalen können daher Umlagerungen eintreten, die in starr gelagerten Bereichen laststeigernd, in nachgiebig gelagerten Bereichen entlastend wirken. Dem hier vorgestellten Silomodell liegt der aktive Gleichgewichtszustand des Silogutes zugrunde. Beim Silomodell führt die horizontal nachgiebige Lagerung der Außenschale zur Reduzierung der horizontalen und vertikalen Flächenlasten. Das Druckbogenmodell reagiert auf das horizontale Ausweichen der Außenschale hingegen mit einer Erhöhung der Horizontalspannung und steht damit im Widerspruch zur Erddruck- und Silotheorie.

6.3 Tragverhalten des Mauerwerkgefüges

6.3.1 Anwendung des Silomodells

Zur Ermittlung der horizontalen und vertikalen Flächenlasten auf die Außenschale sind Annahmen zum inneren Reibungswinkel, zur Dichte und zur wirksamen Silohöhe bzw. -schlankheit der Innenschale zu treffen. Große Mauerwerksflächen sind gegenüber Silodruckkräften besonders anfällig. Hier muß die wirksame Silohöhe durch eine detaillierte Sondierung der Mauerwerkabmessungen und des Mauerwerkgefüges festgelegt werden. Das Vorgehen wird beispielhaft am Westwerk der Klosterkirche Marienberg in Helmstedt gezeigt.

Das Westwerk des im Jahre 1183 begonnenen Kirchenbaus war ursprünglich als Doppelturmanlage geplant, blieb jedoch unvollendet (Bild 6.4 aus /82/). Die ausgeführte Westfront gliedert sich horizontal in vier Bereiche. Der Unterstock wird durch das vorstehende Portal dominiert. Der Oberstock ist etwas eingezogen und wird vertikal durch je zwei Mittel- und Ecklisenen gegliedert. Der obere Abschluß des Oberstocks erfolgt im Mittelbau durch ein schlichtes Gesims, am Süd- und Nordbau durch ein Rundbogenfries. Der Unter- und Oberstock sind als dreischaliges Mauerwerkgefüge mit einer Wetter- und Raumschale

aus Werkstein im regelmäßigen Schichtenverband erstellt. Oberhalb des Oberstocks ist das Mauerwerk im Bereich der Pultdachgiebel zweischalig, darüber einschalig.

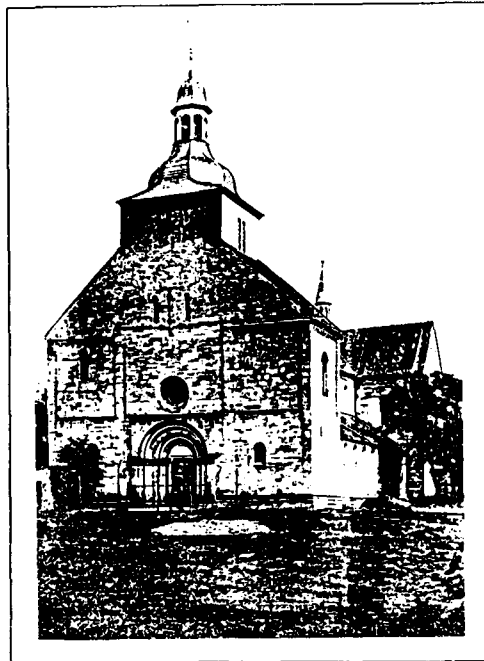


Bild 6.4: Westansicht der Klosterkirche Marienberg, Helmstedt /82/

Bild 6.5 zeigt die Mauerwerksdicken der Westfront, basierend auf Grundriß- und Schnittzeichnungen aus /82/ und der eigenen Bauaufnahme und Gefügesondierung /100/. Die zunächst massiv und homogen erscheinende Westfront weist eine ausgeprägte vertikale Staffelung der Mauerwerksdicken auf. Die architektonische Gliederung der Fassade korrespondiert weitgehend mit der Lage der Mauerwerkversprünge. Der Übergang vom Unter- zum Oberstock ist in Kenntnis der Wanddicken als horizontale Baufuge anzusprechen, in der die Außenschalen vermutlich durchgebunden wurden bzw. ein gemauerter Wandabschluß ausgeführt wurde. Die Bereiche A und B markieren die maximalen Siloflächen des Unter- und Oberstocks. Die Dicke der Wetter- und Raumschale wurde mittels endoskopischer

scher Gefügesondierung i.M. zu je 35 cm ermittelt. Daraus folgt für den Bereich A im Unterstock die Dicke der Innenschale $d_i = 180$ cm bei einer wirk-samen Silohöhe von $h_j = 6,2$ m, für den Bereich B im Oberstock $d_j = 145$ cm und $h_j = 5,0$ m.

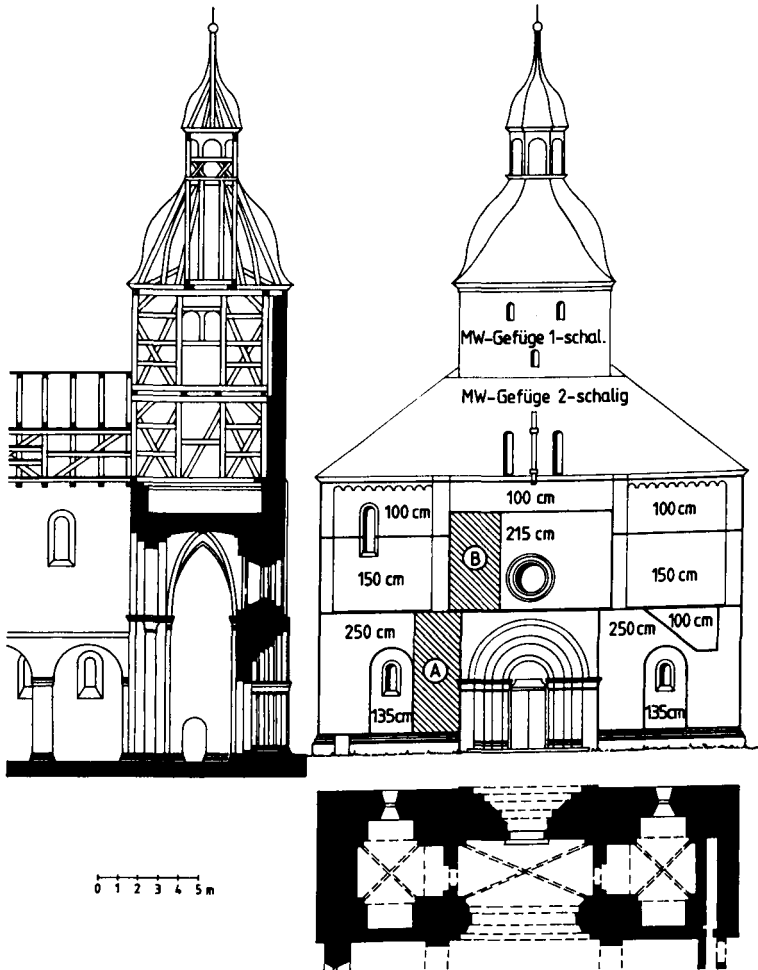


Bild 6.5: Mauerwerksdicken der Westfront

Die Einwirkung der Innenschale auf die Außenschalen ist für zwei Bereiche A und B in Bild 6.6 dargestellt. Für beide Bereiche wird die Außenschale als biegesteifer Durchlaufträger angenommen. Die Dichte der Innenschale wird mit $\rho_i = 13 \text{ kN/m}^3$ und der innere Reibungswinkel mit $\varphi = \delta = 50^\circ$ angenommen. Die Rechenwerte der Innenschale betragen $\mu = 1,19$ und $\lambda = 0,13$. Der Bereich A des Unterstocks weist näherungsweise einen Stützenquerschnitt auf. Die Wandreibung wirkt vierseitig, der wirksame Siloradius beträgt $r_s = 0,25 \cdot d_i = 0,45 \text{ m}$, der Rechenwert z_0 beträgt $z_0 = 2,9 \text{ m}$. Im Bereich B des Oberstocks wirkt die Wandreibung nur zweiseitig. Die Rechenwerte betragen hier $r_s = 0,5 \cdot d_i = 0,725 \text{ m}$ und $z_0 = 4,7 \text{ m}$. Die resultierende Vertikalkraft in der Außenschale beträgt im Bereich A $P_V(x=h_i) = 18,1 \text{ kN/m}$, im Bereich B $P_V(x=h_i) = 21,3 \text{ kN/m}$. Die mittlere horizontale Flächenlast beträgt in beiden Bereichen $q_H = 3,0 \text{ kN/m}^2$.

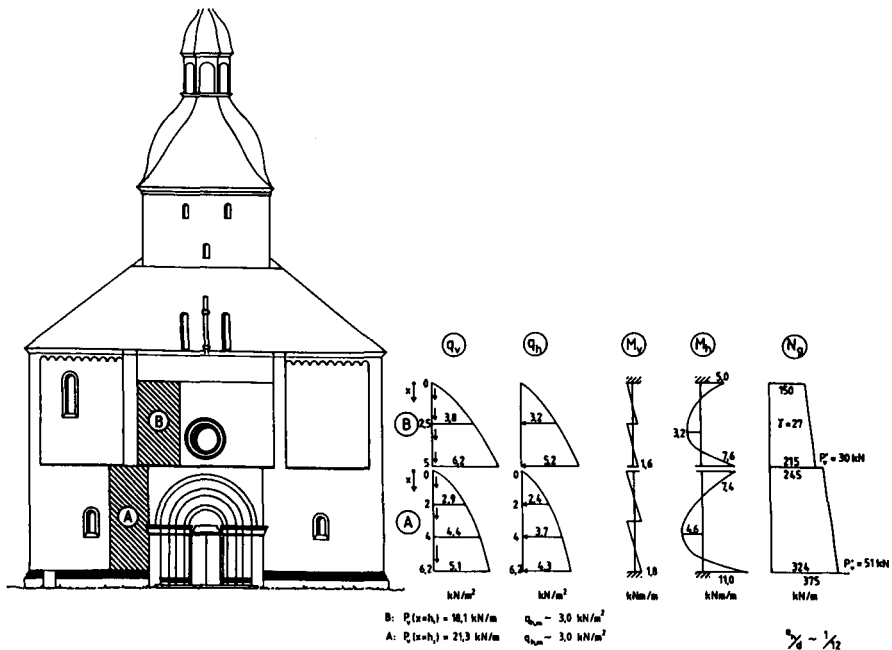


Bild 6.6: Beanspruchung der Außenschale infolge Eigengewichts der Innenschale

Die horizontalen und vertikalen Flächenlasten beanspruchen die Außenschalen auf Biegung mit Längsdruck. Das Moment aus der vertikalen Flächenlast kann vernachlässigt werden, die horizontale Flächenlast führt zu maximalen Momenten von $\max M_h = 7,6$ bzw. $11,0$ kNm/m. Die Normalkraft der Außenschale folgt aus ihrem Eigengewicht, die Gewichte des Fachwerks und der Glocken werden vernachlässigt. Die nichtkohäsive Innenschale bewirkt eine Exzentrizität der Normalkraft der Außenschale von $e/d_a = 1/12$. Die Biegemomente aus dem inneren Lastabtrag sind damit klein gegenüber denen infolge äußerer Lasten (Wind, Gewölbeschub, Glockengeläut).

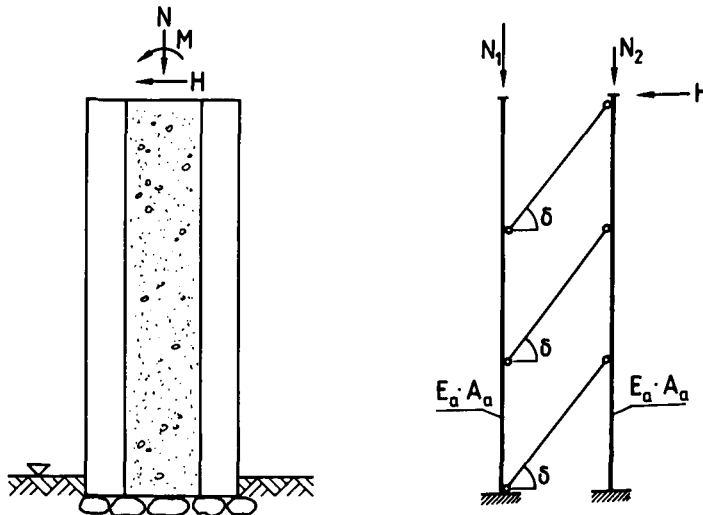


Bild 6.7: Tragmodell für mehrschalige Mauerwerksgefüge mit nichtkohäsiver Innenschale unter äußeren Lasten

6.3.2 Abtrag äußerer Lasten

Zur Mitwirkung einer nichtkohäsiven Innenschale am Lastabtrag existiert bisher keine verbindliche Modellvorstellung. Wird die Innenschale als nichttragend angenommen, kann der Nachweis ausreichender Standsicherheit der Außenschalen wegen deren großer Schlankheit nicht erbracht werden. Wird das Ebenbleiben des Querschnitts angenommen, widerspricht dies dem inneren

Lastabtrag des Silomodells. Pieper /91/ verweist zwar auf den mehrschaligen Aufbau historischer Mauerwerksgefüge und deren nichtkohäsive Innenfüllung, verfügt für die Spannungsberechnung aber einen ebenbleibenden Querschnitt und verwendet den gemittelten Elastizitätsmodul der Schalen.

Eine zwischen beiden Extremen vermittelnde Modellvorstellung zeigt Bild 6.7. Die Innenschale wird durch diagonale Druckstreben modelliert, die unter dem Wandreibungswinkel δ zur abgewandten Außenschale geneigt sind. Die Normalkraft N und das Biegemoment M bilden das Kräftepaar N_1 und N_2 , das direkt von den Außenschalen abgetragen wird. Die Druckdiagonalen leiten die Horizontalkraft auf die abgewandte Außenschale weiter. Die vorhandene Biege- und Dehnsteifigkeit der Außenschalen folgt aus dem Tragmodell nach Abschn. 4 und der Sondierung nach Abschn. 7.6. Der Wandreibungswinkel der Innenfüllung muß sondiert oder verfügt werden. Die Dehnsteifigkeit der Druckdiagonalen ist unbekannt, beeinflusst den Momentenverlauf in den Außenschalen aber nur gering.

Beim Nachweis der Außenschalen ist deren Schlankheit durch eine ungewollte Exzentrizität nach Abschnitt 4.3.6 zu berücksichtigen.

6.4 Zusammenfassung

Für das Tragverhalten nichtkohäsiver Innenschalen werden zwei Modelle vorgestellt und deren Anwendbarkeit auf historisches Mauerwerk beurteilt.

- Das Druckbogenmodell geht davon aus, daß das Eigengewicht der Innenschale vollständig über Wandreibung auf die Außenschalen abgetragen wird. Voraussetzung ist, daß sich die Innenschale zwischen den rauhen Außenschalen verkeilen kann. Die Gültigkeit des Modells ist daher auf geringe Innenschalendicken beschränkt. Der Lastabtrag ist beim Druckbogenmodell über die Wandhöhe konstant, die resultierenden Kräfte sind größer als beim Silomodell.

- Das Silomodelle geht von einer teilweisen Umlagerung des Innenschalen-eigengewichts aus. Die Flächenlasten auf die Außenschale wachsen mit steigender Wandhöhe an, die resultierenden Kräfte sind geringer als beim Druckbogenmodell.

Die Schnittgrößen nichtkohäsiver Mauerwerksgefüge werden am Beispiel der Klosterkirche Marienberg in Helmstedt ermittelt. Mit dem Silomodelle können glaubwürdige Ergebnisse erzielt werden, sofern ein detaillierter Aufschluß über Wand- und Schalendicken sowie wirksame Silohöhen vorliegen. Für den Abtrag der äußeren Lasten wird ein Stabwerksmodell vorgeschlagen, das die Mitwirkung der Innenschale auf Druck berücksichtigt.

7 SCHÄRFUNG DER TRAGMODELLE DURCH SONDIERUNG

7.1 Aufgabe der Sondierung

Die Mauerwerksondierung ist Voraussetzung für die Anwendung der Tragmodelle nach Abschn. 4 bis 6 auf das zu untersuchende Bauteil. Die Ansprache des Mauerwerkverbandes, die Erkundung des Mauerwerkgefüges und die Ermittlung mechanischer Baustoffeigenschaften schärft das Tragmodell und gestattet die Ermittlung des Bauteilwiderstandes.

7.2 Sondierung des Mauerwerksverbandes

Die Ansprache des Mauerwerksverbandes der Außenschalen erfolgt visuell durch Klassifizierung der Steinbearbeitung und des Steinverbands nach Bild 2.2. Bei unregelmäßigen Verbänden sollten Steifigkeitsunterschiede lokalisiert und quantifiziert werden. Ferner ist zu überprüfen, ob sie mit Ribbildungen korrespondieren.

Zur Schärfung des Bruchmodells nach Abschn. 4.1.3 ist die Sondierung der Fugenhöhe und -tiefe für die Fugenschlankheit h_{M0}/d_{M0} , der Steinhöhe für den Verhältniswert h_{St}/h_{M0} und der Flächenanteil der Stoßfugen für den Übertragungsfaktor \bar{u} erforderlich. Bei Verbänden aus Werkstein streuen diese Geometrieparameter in der Mauerwerksebene und senkrecht hierzu nur gering und können aus großformatigen Fotografien der Mauerwerksansicht ermittelt werden. Bei Verbänden aus Hau- und Bruchstein streuen die Geometrieparameter hingegen sowohl in der Mauerwerksebene als auch senkrecht hierzu erheblich. Zur Ermittlung charakteristischer Parameterwerte ist das lokale Öffnen der Fuge und eine größere Anzahl von Stichproben erforderlich.

7.3 Sondierung des Mauerwerksgefüges

7.3.1 Sondierungsziele

Die Sondierung des Mauerwerkgefüges muß Anzahl, Abmessungen und Gefügeeigenschaften der Mauerwerksschalen ermitteln. Bei dreischaligen Gefüges ist zu klären, ob die Innenschale kohäsive oder nichtkohäsive Eigenschaften besitzt.

Zur Beurteilung der Lasteinleitungsbereiche ist der Schalenverbund hinsichtlich Struktur (einbindende Steine) und Zustand (Spalten, ausgewitterter Mörtel) zu untersuchen. Zur Beurteilung der Dehnsteifigkeit der Schalen müssen die Volumenanteile von Stein, Mörtel und Hohlraum der Innenschale bestimmt werden. Ferner müssen großformatige Hohlräume und Feuchtenester lokalisiert werden.

7.3.2 Zerstörungsarme Verfahren

Als zerstörungsarme Verfahren der Gefügesondierung werden die Bohrlochendoskopie und die Bohrkernentnahme eingesetzt. Mit der Bohrlochendoskopie können die Mehrschaligkeit und die Schalenabmessungen eindeutig ermittelt werden. Zu den Gefügeeigenschaften und zum Schalenverbund liefert die Endoskopie nur qualitative Ergebnisse. Die qualitative Beurteilung des Innenschalenmörtels hinsichtlich Feuchtegehalt und Bindemittelauswaschung ermöglicht erste Hinweise auf die kohäsive Eigenschaft der Innenschale. Eine flächige Erkundung ist durch ein enges Bohrlochraster erreichbar. Videotechnik ermöglicht die unmittelbare Visualisierung und vollständige Dokumentation des Befundes. Die notwendigen Bohrungen können infolge des geringen Bohrdurchmessers in der Fuge erfolgen. Die Endoskopie wird daher vorrangig eingesetzt, um einen ersten Überblick über das vorhandene Gefüge zu erhalten und geeignete Probeentnahmestellen festzulegen. Für Anwendungsbeispiele siehe /99/.

Quantitative Aussagen über die Gefügeeigenschaften, insbesondere über die Volumenanteile von Stein, Mörtel und Hohlraum der Innenschale, können nur an großformatigen Bohrkernen (Durchmesser 100 - 150 mm) gewonnen werden. Wird kein kompakter Bohrkernabschnitt gewonnen und tritt ein Verbruch des Bohrlochs ein, ist von einer nichtkohäsiven Innenschale auszugehen und das Tragmodell nach Abschn. 6 anzuwenden. Aus kompakten Bohrkernabschnitten kann der Volumenanteil von Stein und Mörtel abgeschätzt werden. Dabei ist die zusätzliche Schädigung des Innenschalengefüges durch den Bohrvorgang zu berücksichtigen. Das Hohlraumvolumen ist daher an Bohrkernabschnitten nicht mit ausreichender Sicherheit bestimmbar. Hierzu ist zusätzlich die endoskopische Dokumentation der Bohrlochwandung erforderlich.

7.3.3 Zerstörungsfreie Verfahren

Die zerstörungsfreie Gefügesondierung von Mauerwerk erfolgt durch Messung der Laufzeit oder der Dämpfung mechanisch oder elektromagnetisch erzeugter Wellen. Wenzel und Berger /137/ und Atkinson et al. /4/ geben einen Überblick über Verfahren und Anwendungsgebiete.

In Abhängigkeit von der Arbeitsfrequenz können die Seismik bzw. Körperschalltechnik (10 bis 200 Hz), die Ultraschalltechnik (ca. 100 kHz, /65/), die Mikrowellen- bzw. Radartechnik (300 MHz bis 300 GHz, /19, 61/), die Infrarot-Thermografie (ca. 10^{13} Hz) und die Gammastrahlentechnik (ca. 10^{19} Hz) unterschieden werden. Daneben wird das geoelektrische Verfahren /42, 51/ angewandt, bei dem durch Anlegen einer Spannung ein elektrisches Feld im Mauerwerk erzeugt wird. Gemessen wird der Ohm'sche Widerstand.

Bei der Infrarot-Thermografie wird die vom Bauteil abgegebene Infrarotstrahlung gemessen. Diese ist von der Temperatur und der Strahlungsintensität der Oberfläche abhängig. Das Verfahren hat sich zur Lokalisierung von Kältebrücken bewährt. Für die Gefügesondierung in größeren Schichttiefen historischen Mauerwerks ist es wenig geeignet. Bei allen übrigen Verfahren werden die Wellen gerätetechnisch auf der Oberfläche erzeugt und durchlaufen das Bauteil.

Alle genannten Verfahren registrieren Dichteänderungen im Mauerwerk. Sie sind daher prinzipiell zur Lokalisierung von Anomalien geeignet. Die Genauigkeit der Ortung kann durch Einsatz der Computer-Tomografie /118/ verbessert werden. Allerdings werden Laufzeit und Dämpfung der Wellen auch von der Feuchte- und Salzbelastung im Mauerwerk beeinflusst. Ein eindeutiger Bezug zwischen der lokalisierten Anomalie und dem Schadensphänomen ist daher nur durch die zerstörungssarme Nachkontrolle mittels Endoskopie oder Bohrkernentnahme herstellbar. Die Mauerwerksdruckfestigkeit kann i.d.R. nicht aus zerstörungsfreien Sondierungen abgeschätzt werden. Die Verfahren können jedoch Zustandsklassen des Mauerwerkgefüges ausweisen und damit den Aufwand der zerstörungssarmen Sondierungen reduzieren /19/.

7.4 Sondierung der Baustoffeigenschaften

7.4.1 Wahl des Sondierungsverfahrens

Zur Ansprache der vorhandenen Baustoffe ist die Probennahme durch Bohrkerne unumgänglich. Im Mittelpunkt stehen die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul von Stein und Mörtel bzw. des Innenschalengefüges. Zusätzlich sind Stein und Mörtel chemisch-mineralogisch zu analysieren und der Gehalt an Feuchte und ausblühfähigen Salzen zu ermitteln. Das Handbuch /153/ gibt Hinweise zu Probennahme und -umfang sowie zu geeigneten Untersuchungsverfahren und deren Auswertung.

Das Verfahren zur Ermittlung von Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul der Mauerwerksschalen ist abhängig von der Geometrie der Bauwerksproben. Folgende Vorgehensweisen sind zu unterscheiden.

7.4.2 Ermittlung der Druckfestigkeit von Stein- und Mörtelproben

Zur Anwendung des Bruchmodells für einschaliges Mauerwerksgefüge nach Abschn. 4 und des Werkstoffmodells für kohäsive Innenschalen nach Abschn. 5.3.2 müssen die mechanischen Stein- und Mörtel­eigenschaften er­mit­elt werden.

Die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul des Natursteins werden an zylindrischen Bohrkernproben mit $d \geq 50$ mm und $h/d = 3$ ermittelt, die Zugfestigkeit kann aus der Spaltzugfestigkeit abgeleitet werden.

Die Probengewinnung zur Ermittlung der Mörteldruckfestigkeit in der Fuge erfolgt ebenfalls durch Bohrkernentnahme. Je nach Fugengeometrie erfolgt die Prüfung nach unterschiedlichen Verfahren. Bei Fugenhöhen bis 20 mm ist die Prüfung durch Teilflächenbelastung mit einem Stempel $d = 20$ mm (Verfahren E nach Tab. 7.1) geeignet. Hierzu sind nach Bild 7.1 Proben mit $d = 50$ mm erforderlich /153/. Neben diesem Prüfverfahren ist das Verfahren nach /148/ zu nennen, bei dem quadratische Mörtelproben mit 80 mm Kantenlänge auf $40 \times 40 \text{ mm}^2$ teilflächig belastet werden.

Bei Fugenhöhen über 20 mm erfolgt die Prüfung vollflächig. Die Probenschlankheit h/d muß hierzu größer als $1/3$ sein. Zur Umrechnung auf die Mörtelfestig-

keit bei Schlankheit $h/d = 1$ sind je nach Prüfverfahren unterschiedliche Formfaktoren zu berücksichtigen. Tabelle 7.1 gibt aus der Literatur zusammengestellte Umrechnungsfaktoren an. Bei vollflächiger Belastung erfolgt die Umrechnung auf die Schlankheit $h/d = 1$ mit Bild 4.7. Die experimentelle Ermittlung des Elastizitätsmoduls des Mörtels ist i.d.R. wegen der Probenabmessungen nicht möglich. Er kann nur rechnerisch aus der Druckfestigkeit des Mörtels abgeleitet werden.

β_{DM0}	vollflächige Belastung			teilflächige Belastung	
	A	B	C	D	E
Geometrie Probe, Last	$h/d = 1$	$\frac{1}{3} < \frac{h}{d} < 1$	20/20/12 mm nach /149/	Probe: 80/80/12 mm Last: 40/40 mm nach /148/	Probe: $\varnothing 50$ mm $d=10-20$ mm Last: $\varnothing 20$ mm nach /153/
$\beta_{DM0,A}$	1	Bild 4.7	1,35	0,81	0,9 - 1,1
$\beta_{DM0,B}$	Bild 4.7	1			
$\beta_{DM0,C}$	0,74		1	0,60	
$\beta_{DM0,D}$	1,23		1,67	1	
$\beta_{DM0,E}$	0,9 - 1,1				1

Tabelle 7.1: Formfaktoren zur Umrechnung der Mörtelfestigkeit

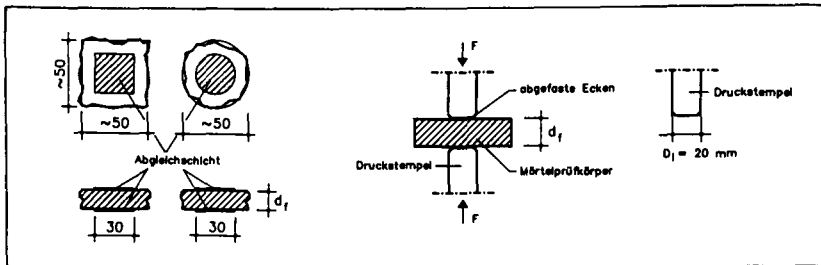


Bild 7.1: Abmessungen teilflächig belasteter Mörtelproben nach /153/

7.4.3 Ermittlung der Mörteldruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Bindemittelart und -struktur

Die Druckfestigkeit historischer Mörtel ist vielfach so gering, daß eine mechanische Probenpräparation nicht möglich ist. Die mechanischen Eigenschaften des Mörtels sind dann aus dem Mörtelgefüge und der Chemie des Bindemittels abzuleiten. Wesentlichen Einfluß haben das Magerungsverhältnis, die Porosität und der Anteil hydraulischer Phasen am Bindemittel. Schäfer und Hilsdorf /108/ haben umfangreiche Untersuchungen an historischen und nachgestellten Mörteln durchgeführt und geben für den Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und dem Gefüge Gl.(7.1) an.

$$\beta_{DMö} = \beta_{DO} (1 - v_p)^n \quad (7.1)$$

mit:

- $\beta_{DMö}$: Druckfestigkeit des porösen Mörtels
- β_{DO} : Druckfestigkeit des porenfreien Bindemittels
- v_p : Anteil des Porenvolumens am Bindemittelvolumen
- n : Rechenwert in Abhängigkeit von der Bindemittelart

Mörtelart	Druckfestigkeit des porenfreien Bindemittels β_{DO} in N/mm ²	Exponent n
Weißkalkmörtel	8	1,44
Wasserkalkmörtel	44	2,25
Hydraulischer Kalkmörtel	72	2,75

Tabelle 7.2: Druckfestigkeit des porenfreien Bindemittels und Rechenwert n für Kalkmörtel nach /108/

Die Druckfestigkeit des porenfreien Bindemittels und der Exponent n sind abhängig vom Anteil hydraulischer Phasen am Bindemittel. Für Kalkmörtel gibt Tab. 7.2 nach /108/ Werte an, für Gipsmörtel liegen keine Ergebnisse vor. Der

Feuchtegehalt des Mörtels und mechanische Vorschädigungen können nicht berücksichtigt werden.

7.4.4 Druckprüfung von Mauerwerkswürfeln

Zur Sondierung des Innenschalengefüges ist die Entnahme von Bohrkernen erforderlich. Wird dabei eine ausreichende Anzahl kompakter Bohrkernabschnitte gewonnen, kann die Druckfestigkeit der Innenschale aus der Druckfestigkeit der Bohrkernabschnitte bestimmt werden.

Bei vertikal gezogenen Bohrkernen entspricht die Bohrrichtung der Belastungsrichtung. An kompakten Bohrkernabschnitten ausreichender Schlankheit sind dann die Druckfestigkeit und der Elastizitätsmodul ohne weitere Bearbeitung der Proben bestimmbar. Bei horizontal gezogenen Bohrkernen werden Würfel aus den kompakten Abschnitten gesägt und normal zur Bohrrichtung geprüft. Bei einem Minstdurchmesser der Bohrkernkerne von 150 mm beträgt die Kantenlänge der Würfel 100 mm. Der Elastizitätsmodul kann an diesen Proben nicht bestimmt werden. Eigene Erfahrungen haben gezeigt, daß die Entnahme kompakter Bohrkernkerne mit einem Durchmesser von 150 mm ab einer Druckfestigkeit von ca. 1 bis 2 MN/m² möglich ist. Die Druckfestigkeit der Bohrkernproben streut i.d.R. sehr stark. Ursache ist das Volumen und die Lage des Steinanteils im Bohrkern.

Die Druckfestigkeit der Mauerwerkschale wird aus der Druckfestigkeit der Bohrkernproben und dem Gefügeaufschluß ermittelt. Hierzu existieren verschiedene Verfahren. Stiglat /123/ eliminiert Bohrkernproben mit durchgehendem Steinanteil, berücksichtigt den Hohlraumgehalt des Gefüges aber nicht. Die mittlere Druckfestigkeit der verbleibenden Bohrkernproben gibt die Mauerwerksdruckfestigkeit an.

Rostásy und Warnecke /104/ sprechen am Bohrkern bzw. im Bohrloch die Gefügestände Hohlraum, zerrüttetes Mauerwerk, kompaktes Mauerwerk und Naturstein an und erstellen für jede Sondierungsachse ein Tiefenprofil des Mauerwerkgefüges. Den Gefügeständen werden charakteristische Druckfestigkeitswerte zugewiesen. Beim Hohlraumanteil ist die Druckfestigkeit Null, beim zerrütteten Mauerwerksanteil wird eine mittlere Druckfestigkeit von $\beta_D = 0,5 \text{ MN/m}^2$ angenommen. Die charakteristische Druckfestigkeit des kompakten Mauerwerkanteils wird an Bohrkernproben ermittelt, der Natursteinanteil wird wie kompak-

tes Mauerwerk behandelt. Durch Multiplikation des Volumenanteils des Gefügestands mit der zugehörigen Druckfestigkeit wird für jede Sondierungsachse eine verschmierte Druckbruchspannung ermittelt.

7.4.5 Prüfung von Fugenbohrkernen

Für Mauerwerk aus künstlichen Steinen leiten Berger /11/ und Heidel /54/ die Mauerwerkstragfähigkeit aus der Prüfung von Fugenbohrkernen ab. Berger /11/ prüft horizontal erbohrte Fugenbohrkerne auf Spaltzug. Er verwendet Bohrkerne mit 100 mm Durchmesser, die mittig über der Lagerfuge angeordnet sind. Die Lasteinleitung erfolgt durch Filzstreifen. In Laborversuchen ermittelt er folgende Proportionalität:

$$\frac{\beta_{DMW}}{\beta_{DSt}} = a \frac{N_{uSZ}}{N_{uDSt}} \quad (7.2)$$

Hierin ist β_{DMW} die Druckfestigkeit des Mauerwerkpfeilers ohne Stoßfugen, β_{DSt} die Steindruckfestigkeit, N_{uSZ} die Spaltzugbruchlast des Fugenbohrkerns und N_{uDSt} die Druckbruchlast des Steins. Zur Ermittlung von β_{DMW} müssen Fugenbohrkerne auf Spaltzug und Steinbohrkerne auf Druck geprüft werden. Werte für den Proportionalitätsfaktor a werden in /11/ nicht angegeben.

Heidel /54/ prüft Fugenbohrkerne mit 200 mm Durchmesser. Die Fugenbohrkerne enthalten Lager- und Stoßfugen in unterschiedlicher Anordnung. Sie werden durch Kalotten mit einem Lastverteilungswinkel von 60° auf Druck beansprucht. Aus spannungsoptischen Untersuchungen wird die maximale Spannung im Bohrkern aus der mittleren Spannung abgeleitet:

$$\max \sigma_{Bk} = 1,3 \sigma_{mBk} \quad (7.3)$$

Hieraus wird die Druckfestigkeit des RILEM-Mauerwerkkörpers abgeleitet:

$$\beta_{DMW} = f_p \cdot \max \sigma_{Bk} \quad (7.4)$$

Der Rechenwert f_p ist abhängig von der Stein- und Mörteldruckfestigkeit sowie der Fugenanordnung im Bohrkern. Für einige Parameter gibt /54/ f_p -Werte an.

Beide Fugenbohrkernverfahren benötigen für die Ermittlung der Mauerwerkdruckfestigkeit Proportionalitätsfaktoren, die nur für wenige Parameterkombina-

tionen bekannt sind. Dies begrenzt den Anwendungsbereich der Verfahren. Ferner führt die Rauheit der Steinflanke im Natursteinmauerwerk zu Spannungskonzentrationen in der Fuge, die in der Ableitung der Verfahren nicht berücksichtigt sind. Die Verfahren sind daher für Natursteinmauerwerk ungeeignet.

8 BEURTEILUNG DER INTEGRITÄT

8.1 Merkmale der Integrität

Der Begriff integer bezeichnet Bauteile, die das denkmalpflegerische, nutzungsbedingte und statisch-konstruktive Anforderungsprofil erfüllen. Bei der Beurteilung der Integrität sind daher die Authentizität, die Gebrauchsfähigkeit, die Dauerhaftigkeit und die Standsicherheit der Konstruktion zu berücksichtigen.

Das Anforderungsprofil historischer Bauwerke muß sich dabei in wesentlichen Punkten von demjenigen für Neubauten und bestehende neuzeitliche Bauwerke unterscheiden. Denkmalpflegerische Aspekte sind mit nutzungsbedingten abzuwägen, statisch-konstruktive Aspekte müssen Vorrang haben. Die Nutzung darf keine fortschreitende Schädigung bewirken, Gefahrenabwehr muß im Vordergrund stehen. Besonnenheit und realistische Abschätzung des Möglichen sind notwendig.

Die Merkmale der Integrität sind hingegen identisch mit denen bei Neubauten. Beispiele sind die Ribffreiheit der Konstruktion, die Wasseraufnahme der Fassade, der Feuchtegehalt und die Tragfähigkeit des Mauerwerks.

8.2 Widerstand und Einwirkung

Die statisch-konstruktive Beurteilung der Integrität erfolgt durch Vergleich von Widerstand und Einwirkung im R-S-Format. Im Mauerwerksbau ist es bisher üblich, den Nachweis der Integrität nach DIN 1053 Teil 1 und 2 auf Spannungsniveau zu führen. Bei mehrschaligem Mauerwerksgefüge muß der Nachweis hingegen auf Schnittkraftniveau erfolgen. Die Tragmodelle nach Abschn. 4 bis 6 beschreiben den Widerstand historischen Natursteinmauerwerks, Abschn. 7 gibt Hinweise zur Schärfung der Tragmodelle durch Sondierung.

Zur Ermittlung der Einwirkung müssen Lastannahmen getroffen und das Tragsystem erkundet werden. Wichtige Lastfälle sind Eigengewicht, Wind, Glockengeläut und Temperatur. Die Lastannahmen können i.d.R. dem gültigen Regelwerk entnommen werden. Bei großen Kirchenbauten haben die Annahmen zur Windlast einen großen Einfluß auf die Integrität /91/. Modellversuche im Windkanal

können in Einzelfällen zur Abminderung der Lastannahmen nach DIN 1055 Teil 4 führen /34/.

Die Erkundung des Tragsystems historischer Konstruktionen ist immer notwendig und oft aufwendig. Sie umfaßt die Sondierung von Bauteilgeometrie, Auflagerbedingung und Lasteinleitung sowie deren Modellierung in einem statischen System. Bei Wänden und Pfeilervorlagen ist die Einbindung in angrenzende Bauteile zu untersuchen und bewerten. Weitere Beispiele sind die belastende oder stützende Wirkung von Strebebepfeilern und die Ermittlung der Stützlinie von Gewölben. Hinweise hierzu können aus dem Rißbild und dem Fugenschnitt gewonnen werden.

8.3 Nachweis der Integrität

Im Mauerwerksbau erfolgt der Nachweis der Integrität nach dem deterministischen Sicherheitskonzept mit festgelegten, globalen Sicherheitsbeiwerten /71/. Nach Mann /73/ ist bei Natursteinmauerwerk ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 3$ bis 5 vorzusehen.

Im Zuge der Harmonisierung der europäischen Normung steht auch im Mauerwerksbau die Einführung des probabilistischen, wahrscheinlichkeitsorientierten Sicherheitskonzepts /150, 52/ bevor. Beim probabilistischen Sicherheitskonzept wird die Versagenswahrscheinlichkeit der Konstruktion vorgegeben. Einwirkung und Widerstand der Konstruktion sind Basisvariablen, deren Einflußparameter als streuende Größen berücksichtigt werden /35/. Die Einflußgrößen werden mit Wichtungsfaktoren und Teilsicherheitsbeiwerten versehen. Bei mehrschaligem Mauerwerk sind nach Abschn. 5 die Druckfestigkeit, der Elastizitätsmodul und die Dicke der Mauerwerkschalen sowie die Schlankheit des Bauteils und die Exzentrizität der Last Einflußgrößen des Widerstands.

Das probabilistische Sicherheitskonzept gestattet die bauwerkspezifische Formulierung von Teilsicherheitsbeiwerten und erscheint daher besonders für historische, denkmalgeschützte Konstruktionen geeignet /111/. Anwendungsvoraussetzung ist die sorgfältige Sondierung mit ausreichender Stichprobenanzahl. Die zur Verfügung stehende Datenbasis ist bei historischen Bauten i.d.R. jedoch zu gering. Ähnliche Schwierigkeiten bestehen in der Geotechnik /35, 46/.

Im Hinblick auf die vorhandene Unsicherheit bei der Formulierung von Sicherheitsbeiwerten für historische Bauten hat Pieper /91/ den Begriff der "relativen Sicherheit" eingeführt. Für den vorgefundenen Belastungszustand wird die Sicherheit $\gamma = 1$ postuliert und der Sicherheitsgewinn infolge reduzierter Einwirkung oder erhöhten Widerstands angegeben. Die relative Sicherheit nach Pieper quantifiziert die Konsolidierungswirkung, ist für die Beurteilung der Integrität des unsanierten Bauteils aber ungeeignet.

8.4 Verifizierung der Integrität

Die Errechnung einer Sicherheit nach dem deterministischen oder probabilistischen Sicherheitskonzept erweckt den Eindruck, es handle sich hierbei um eine Bauwerkseigenschaft. Bei bestehenden Bauten ist die Beurteilung der Integrität jedoch von der subjektiven Interpretation weniger Sondierungsergebnisse abhängig /112/. Daher ist die Verifizierung der Beurteilung notwendig. Hierzu dient die Dokumentation und Interpretation von Schadensbildern, die Sondierung des Belastungszustands in-situ und die Beobachtung von Verformungen und Verschiebungen des Bauteils.

Die Kartierung des Schadensbildes erfolgt zunächst visuell für die Mauerwerksansicht. Sie sollte auf einer steingerechten Bauaufnahme basieren und die Verformungen und Risse des Mauerwerks berücksichtigen. Risse können im Naturstein durch Witterungseinwirkungen oder mechanische Überbeanspruchung entstehen. Einzelrisse haben für die Beurteilung der statisch-konstruktiven Integrität des Mauerwerks nur geringe Bedeutung. Zusammenhängende Ribbilder mehrerer Steinlagen sind hingegen immer Anzeichen für die statische Überbeanspruchung eines Bauteils. Ob die rißverursachende Einwirkung noch wirksam ist oder temporär war, kann nur durch Messung der Ribbewegung ggf. grob beurteilt werden.

Ausbeulungen und Schiefstellungen sind an großen Wandflächen visuell nur schwer erkennbar. Ihre Lokalisierung ist durch eine Ablotung des Bauteils mit einem Theodoliten oder mit Handmessung am Lot möglich.

Schadensbilder des Fugenmörtels sind Mörtelausbrüche und Flankenabrisse vom Stein. In Druckversuchen im Labor sind Mörtelausbrüche immer Indikatoren für den bevorstehenden Bruch. An historischen Bauwerken ist jedoch die Wirkung der unmittelbaren Witterungseinflüsse zumeist dominant, so daß ein direkter

Rückschluß auf die statisch-konstruktive Integrität nicht möglich ist. Die Dauerhaftigkeit des Mauerwerks wird durch Mörtelausbrüche und Flankenabrisse jedoch entscheidend beeinflusst. Hinweise zur Schadensaufnahme im Bereich der Mörtelfugen geben Schubert et al. in /113/.

Die Sondierung des Belastungszustands in-situ kann durch sog. Flat-Jacks erfolgen. Dies sind Flachpressen mit einer Druckkissenstärke von ca. 1 cm. Das Verfahren ist in /78, 115/ ausführlich beschrieben. Zunächst werden Meßstrecken parallel zur Lastrichtung mittels Meßstiften auf dem Mauerwerk angeordnet und vermessen. Danach wird der Stein oder die Fuge senkrecht zur Meßstrecke geschlitzt und die Verformung der Meßstrecke gemessen. Anschließend wird der Flat-Jack eingesetzt und hydraulisch verformt, bis die Ausgangslänge hergestellt ist. Die Mauerwerksspannung ist proportional zum hydraulischen Druck im Flat-Jack. Der Proportionalitätsfaktor ist von der Form und Größe des Flat-Jack abhängig.

Als Alternative zur Flat-Jack Methode verwenden Sinkwitz und Sperling /121/ eine Bohrlochschlitzsonde und ein Dilatometer. Mit dem Dilatometer wird die Steifigkeit des Mauerwerks im Bohrloch ermittelt. Anschließend schlitzt die Bohrlochschlitzsonde die Bohrlochwandung in unterschiedlichen Teufen durch einen Sägeschnitt und mißt die entstehende Verformung. Der Auswertung der Meßwerte liegt der Spannungszustand einer unendlichen gelochten Scheibe zugrunde. Beide Geräte werden bevorzugt in der Geotechnik angewendet. Ihr Einsatz im Mauerwerk ist noch selten.

Für die Beobachtung (Monitoring) von Bauteilverformungen und -verschiebungen steht eine große Anzahl von Verfahren zur Verfügung. Moore /85/ gibt einen Überblick. Zielsetzung und Vorgehen entsprechen der Beobachtungsmethode in der Geotechnik nach Eurocode EC 7 und DIN 1054. Die bauwerksspezifische Auswahl der Meßmethode und die Interpretation der Meßwerte wird in /7, 13, 70/ beschrieben.

9 UNTERSUCHUNGEN ZUR KONSOLIDIERUNG MEHRSCHALIGER MAUERWERKSGEFÜGE

9.1 Stand der Erkenntnisse

Die Untersuchung der Tragwirkung von Konsolidierungsmaßnahmen kann nach unterschiedlichen Methoden erfolgen. Bei der konventionellen Methode werden unsanierte und sanierte Prüfkörper getrennter Prüfserien in einer Erstbelastung bis zum Druckbruch belastet. Dahmann /25/, Faella et al. /32/, Gemert /41/, Boineau /20/, Binda et al. /15/ und Franke et al. /36/ verfahren nach dieser Methode. Die Vorteile dieses Vorgehens bestehen darin, daß die mechanischen Kennwerte (z.B. Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit) der sanierten und unsanierten Prüfkörper getrennt ermittelt werden können und eine direkte Aussage über die Wirkung der Konsolidierung ermöglichen. Dies setzt jedoch eine geringe Streuung der Festigkeit und Verformung der jungfräulichen Prüfkörper voraus, die sonst den Einfluß der Konsolidierung überlagert und die Auswertung verfälscht.

Dahmann /25/ untersucht die Wirkung der Injektion und Vernadelung auf die Tragfähigkeit ein- und dreischaliger Prüfkörper aus Ziegelmauerwerk (siehe Abschn. 3.1.2). Die Injektion erfolgt mit Zementleim, die Vernadelung mit Betonstahl unterschiedlicher Durchmesser. Der Einfluß auf die Tragfähigkeit und den Elastizitätsmodul - ermittelt als Sekantenmodul zwischen dem Ursprung und 25 % der Bruchlast - wird auf das einschalig durchgemauerte Gefüge gleicher Gesamtdicke bezogen. Tabelle 9.1 zeigt die wesentlichen Ergebnisse. Danach steigt die Tragfähigkeit des dreischaligen Mauerwerkgefüges infolge Injektion und Vernadelung um 40 %, die Dehnsteifigkeit um 85 %. Es wird kein Bezug zum Injektionsvolumen hergestellt. Dahmann schließt aus den Ergebnissen, daß die Tragfähigkeit und Steifigkeit eines dreischaligen, injizierten und vernadelten Gefüges 80 % des entsprechenden einschaligen Gefüges beträgt. Der Einfluß verschiedener Schalendicken wird nicht untersucht. Zur Bemessung der Vernadelung gibt Dahmann die Empfehlung, "je Quadratmeter Wandfläche 5 % der zulässigen Gebrauchslast mit Nadeln aufzunehmen".

Faella et al. /32/ konsolidieren dreischalige Prüfkörper aus Tuffsteinmauerwerk (siehe Abschn. 3.1.2) durch Injektion mit Zementleim. Die Injektion erfolgt im ungeschädigten Zustand. Die Tragfähigkeit wird durch die Injektion um 40 % erhöht.

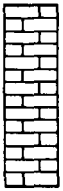
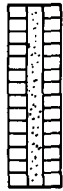

			
MW-Gefüge	einschalig	dreischalig	dreischalig injiziert und vernadelt
Bruchlast	100%	60%	85%
E-Modul	100%	40%	75%

Tabelle 9.1: Einfluß der Injektion und Vernadelung auf den Elastizitätsmodul und die Tragfähigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge nach /25/

Gemert /41/ injiziert dreischaliges Ziegelmauerwerk in-situ mit Epoxidharz. Vor und nach der Injektion werden aus dem Bauwerk großformatige Prüfkörper gewonnen und bis zum Bruch belastet. Die Epoxidharzinjektion füllt nicht nur makroskopische Gefügehohlräume, sondern penetriert auch Ziegel und Mörtel. Es werden keine Angaben über die Injektionsmenge gemacht. Die Tragfähigkeit der Prüfkörper wird durch die Injektion um 350 % erhöht.

Boineau /20/ führt Injektionen an dreischaligen Prüfkörpern aus unregelmäßigem Natursteinmauerwerk durch. Die Injektion der ungeschädigten Prüfkörper erfolgt nach zwei Verfahren. Eine Serie wird mit Zementleim injiziert, eine zweite Serie anschließend zusätzlich mit Natrium-Wasserglas. Injektionsmengen werden nicht genannt. Während die Zementinjektion die Gefügehohlräume schließt, durchdringt die Natrium-Wasserglas-Injektion die Poren von Stein und Mörtel. Die Beurteilung der Wirkung erfolgt durch Vergleich mit unsanierten Prüfkörpern. Die Zementinjektion steigert die Tragfähigkeit um 20 %, die kombinierte Injektion mit Zement und Natrium-Wasserglas um 350 %.

Binda et al. /15/ berichten über Injektionsversuche mit Feinstzement. Hierzu wurden nichtkohäsive Mörtel- und Steinproben aus der Innenschale historischer Mauerwerke entnommen und im Labor injiziert. Der Injektionserfolg wird nur visuell beurteilt, eine quantitative Beurteilung der Injektionswirkung erfolgt nicht.

Franke et al. /36/ führen Injektionsversuche mit Zementleim und Kunstharz an einschaligem Ziegelmauerwerk durch. Die Injektionswirkung ist wesentlich vom Hohlraumgehalt in den Fugen und im Ziegel abhängig. Durch die Injektion wird die Druckfestigkeit des Mauerwerks um 5 bis 80 % gesteigert.

Eine alternative Prüfmethode beurteilt die Injektionswirkung anhand der Zweitbelastung vorgeschädigter Prüfkörper. Schuller et al. /117/ und Contini et al. /24/ verfahren nach dieser Prüfmethode. Verglichen wird das Tragverhalten unsanierter und sanierter Prüfkörper nach Vorschädigung. Streuungen in den mechanischen Eigenschaften der Prüfkörper beeinflussen auch hier die Auswertung. Die Konsolidierungswirkung bezieht sich aber auf einen vorgeschädigten Zustand und entspricht damit eher den Gegebenheiten am Bauwerk.

Schuller et al. /117/ untersuchen dreischalige Prüfkörper aus Ziegelmauerwerk. Die Innenschale wird aus geschichteten Ziegeln hergestellt. Die Injektion erfolgt mit Zementleim, auf eine Vernadelung wird verzichtet. Alle Prüfkörper werden zunächst unsaniert bis zum Bruch belastet. Die Resttragfähigkeit der sanierten Prüfkörper ist um 30 % höher als die der unsanierten Prüfkörper, die ursprüngliche Tragfähigkeit wird aber nicht erreicht. Die Dehnsteifigkeit der sanierten Prüfkörper entspricht derjenigen der jungfräulichen Prüfkörper.

Contini et al. /24/ untersuchen dreischalige Prüfkörper aus Ziegelmauerwerk. Die Prüfkörper werden bis zur RiBlast vorgeschädigt und dann durch Injektion mit hydraulischem Kalkmörtel und Vernadelung mit Aramidfasern konsolidiert. Die RiBlast der konsolidierten und vorbelasteten Prüfkörper ist 60 % höher als bei der Erstbelastung.

9.2 Eigene Untersuchungen zur Injektion und Vernadelung dreischaliger Mauerwerksgefüge

9.2.1 Versuchsprogramm

Die eigenen Untersuchungen zur Drucktragfähigkeit von Natursteinmauerwerk nach Abschn. 3.2 und 3.3 haben gezeigt, daß Festigkeit und Verformung innerhalb einer Prüfserie beträchtlich streuen. Beide unter Abschn. 9.1 genannten Versuchsmethoden erscheinen daher ungeeignet, den Einfluß der Injektion und Vernadelung auf das Tragverhalten zu beschreiben. Der Prüfkörper wird daher als Unikat aufgefaßt: Der unsanierte Prüfkörper wird bis ca. $\max N^I = 30\%$ der Bruchlast vorgeschädigt, entlastet, injiziert und vernadelt und in einer Zweitbelastung bis zum Bruch beansprucht.

Die Konsolidierungswirkung wird durch Vergleich der Erst- und Zweitbelastung des jeweiligen Prüfkörpers ermittelt. Streuungen in den mechanischen Eigenschaften der Prüfkörper können dann nicht als Konsolidierungswirkung fehlgedeutet werden. Allerdings können der Elastizitätsmodul - definiert als Sekantenmodul bei Erstbelastung - und die Druckfestigkeit nicht in beiden Belastungen ermittelt werden: Am unsanierten Prüfkörper kann der Elastizitätsmodul, aber nicht die Druckfestigkeit ermittelt werden. Am sanierten Prüfkörper kann die Druckfestigkeit, aber nicht der Elastizitätsmodul ermittelt werden. Die Konsolidierungswirkung kann daher nicht anhand der mechanischen Kennwerte beurteilt werden, sondern bedarf anderer Kriterien. Da die Konsolidierung an vorgeschädigten Prüfkörpern erfolgt, wird den Gegebenheiten am Bauwerk entsprochen.

Die eigenen Untersuchungen zur Injektion und Vernadelung erfolgten an den vorbelasteten, dreischaligen Prüfkörpern nach Abschn. 3.3. Versuchsprogramm und Versuchstechnik entsprachen dem dortigen Vorgehen.

9.2.2 Konsolidierungstechnik

Die Konsolidierung erfolgte durch Injektion der Innenschale und Vernadelung der Außenschalen. Für die Vernadelung wurden Gewindestäbe M 10 aus V4A-Edelstahl und einer Mutter als Endverankerung verwendet. Je Prüfkörper wurden vier Nadeln vorgesehen, die Kernbohrungen erfolgten mit 35 mm Durchmesser. Die Bohrungen wurden auf der Vorderseite des Prüfkörpers im Kreuzungspunkt

von Stoß- und Lagerfuge angesetzt. Diese Anordnung der Nadeln beläßt die patinierte Steinoberfläche unberührt, vermeidet somit aufwendige restauratorische Maßnahmen wie die Steinerergänzung oder das Einpassen von Vierungen. Diese denkmalpflegerischen Vorteile werden allerdings durch einen verminderten Auszieh Widerstand gegenüber der Verankerung im Stein erkauft.

Auf der Rückseite des Prüfkörpers lagen die Bohrungen zumeist im Stein, da der Verband der beiden Außenschalen nicht spiegelbildlich war. Die Lage der Bohrungen ist der Prüfkörperansicht in der Anlage zu entnehmen. Auf der Vorderseite des Prüfkörpers wurde die Nadel mit aufgeschraubter Endverankerung durch einen verdämmten, konischen Gummipfropfen im Bohrloch arretiert. Die rückwärtige Arretierung erfolgte durch aufgeschraubte Abstandhalter im Bohrloch. Die Injektion erfolgte durch die rückwärtige Bohrlochöffnung, die rückwärtige Endverankerung wurde erst nach der Injektion aufgeschraubt.

Zur Injektion der Innenschale und der Bohrlöcher wurde gipsverträglicher Injektionsmörtel der Firma TUBAG /154/ verwendet. Es handelt sich um einen Werk trockenmörtel, der insbesondere in Norddeutschland vielfach für Injektionsarbeiten an historischem Mauerwerk eingesetzt wird. Der Mörtel besteht vermutlich aus Portlandklinker, Hochofenschlacke, Flugasche und Traßmehl /81, 92/. Das Mischungsverhältnis und die Zusatz- oder Füllstoffe sind unbekannt. Die Ergiebigkeit wird vom Hersteller mit 750 Litern Naßvolumen pro Tonne Feststoff angegeben. Laut Herstellerangabe können pro Tonne Feststoff maximal 170 Liter Wasser chemisch gebunden werden.

Der Injektionsmörtel wurde mit einem Wasser-Feststoff-Verhältnis von $w/f = 0,45$ verarbeitet. Die Prismendruckfestigkeit nach DIN 18555 betrug $\beta_D = 4,0 \text{ N/mm}^2$, die Rohdichte nach 28 Tagen $\rho = 1,3 \text{ kg/dm}^3$. Bei der Regelkonsistenz von 17 cm Ausbreitmaß beträgt die Prismendruckfestigkeit $\beta_D = 7,0 \text{ N/mm}^2$. Nach Durchführung der Zweitbelastung wurden aus den Prüfkörpern erhärtete Injektionsmörtelproben entnommen. Die Gesamtporosität dieser Proben betrug i.M. $P = 39 \text{ Vol.-%}$ (ermittelt aus der Roh- und Reindichte), die Druckfestigkeit $\beta_{D,ibac} = 44,0 \text{ MN/m}^2$ (ermittelt an Mörtelplatten mit $l/b/d = 50/50/12 \text{ mm}$ und 20 mm Druckstempel). Nach Gl.(4.14) ergibt sich die einachsige Mörteldruckfestigkeit $\beta_{DInj} = 44,0/1,6 = 27,5 \text{ MN/m}^2$.

Vor der Injektion wurden die offenen Stirnseiten der dreischaligen Prüfkörper eingeschalt und mit einem Kalkzementputz verschlossen (Bild 9.1). Die Injek-

tion erfolgte mit einer Schneckenpumpe. Jedes Bohrloch wurde zunächst mit fünf Litern Wasser vorgenäßt. Danach wurden die unteren beiden Bohrlöcher, anschließend die oberen beiden Bohrlöcher injiziert. Bei einem Druckaufbau über 6 bar bzw. bei Austritt von Injektionsgut wurde der Injektionsvorgang abgebrochen. Da ein vollständiges Verfüllen der Innenschale nicht angestrebt wurde, wurde auf eine Nachinjektion verzichtet. Das mit diesem Verfahren erreichbare Injektionsvolumen variiert je Prüfkörper zwischen 16 und 70 Litern. Im Mittel wurden je Prüfkörper 35 Liter injiziert, entsprechend ca. 10 % des Innenschalenvolumens. Die Zweitbelastung der Prüfkörper erfolgte ca. sechs Monate nach der Injektion.

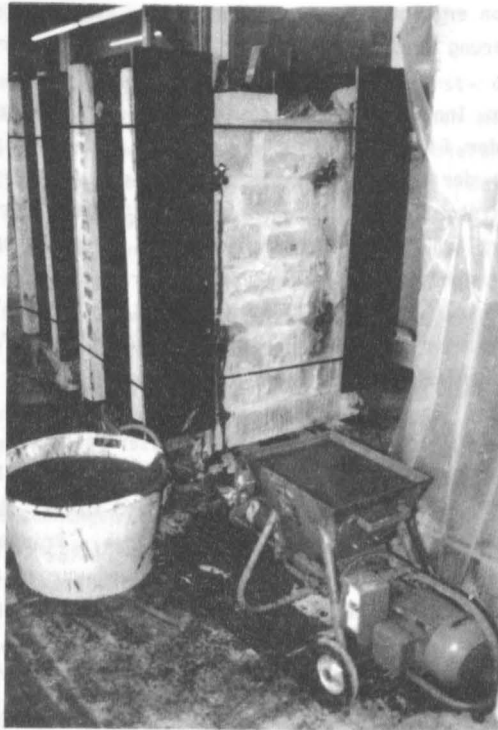


Bild 9.1: Versuchsaufbau der Injektion

9.2.3 Einfluß der Injektion auf die Dehnsteifigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge

Das Ziel der Injektion ist die Erhöhung der Dehnsteifigkeit und der Tragfähigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge. Die Dehnsteifigkeit des Mauerwerksgefüges wird in Abhängigkeit von der Druckkraft als Tangentensteigung der Kraft-Dehnungs-Beziehung des Prüfkörpers definiert. Bild 9.2 zeigt die Veränderung der Dehnsteifigkeit, wenn die Injektion unter der Belastung N_{Inj} erfolgt und die Kriechverformungen während der Injektion und Erhärtung vernachlässigt werden. Die Winkeländerung zwischen links- und rechtsseitiger Tangente in N_{Inj} entspricht der Versteifung des Mauerwerksgefüges $\Delta(E \cdot A)_{ges}$ und bildet das Wirksamkeitskriterium der Injektion.

Das Belastungsregime der Prüfkörper weicht jedoch deutlich von Bild 9.2 ab. Die Prüfkörper wurden zunächst bis $\max N^I = 500$ bzw. 750 kN vorbelastet, im unbelasteten Zustand injiziert und anschließend einer Zweitbelastung bis zum Bruch unterzogen. Ferner ist bei der Erst- und Zweitbelastung ein Lastzyklus zwischen 200 und 500 kN gefahren worden. Auf den Seiten A25 bis A32 im Anhang sind die Kraft-Dehnungs-Beziehungen der Prüfkörper dargestellt. Der Linienverlauf der Erstbelastung entspricht den gemessenen Werten. Bei der Zweitbelastung wurde den gemessenen Dehnungswerten die bleibende Dehnung nach der Erstbelastung hinzu addiert. Der Übergang von der Erst- zur Zweitbelastung ist gekennzeichnet.

Als Wirksamkeitskriterium der Injektion wird die Dehnsteifigkeit der Prüfkörper bei $N^{II} = \max N^I$ verwendet. Die linksseitige Tangente an $\max N^I$ muß aus der Erstbelastung ermittelt werden, die rechtsseitige Tangente hingegen aus der Zweitbelastung. Dazu ist der Einfluß der Lastzyklen sowie des Aus- und Einbaus der Prüfkörper in die Prüfmaschine zu untersuchen.

Unter Lastzyklen zeigen alle ein- und dreischaligen Prüfkörper die für Beton /80/ und Naturstein /43/ bekannte Hysterese. Die Entlastungslinie ist zur Belastungslinie gegensinnig gekrümmt, die Dehnung bei der Oberlast wird durch den Lastzyklus geringfügig vergrößert. Bei Weiterbelastung berührt die Kraft-Dehnungs-Linie die linksseitige Tangente an die Oberlast und schwenkt auf die jungfräuliche Kraft-Dehnungs-Linie ein /40/. Die Dehnsteifigkeit des Prüfkörpers kann aus der linksseitigen Tangente an die Kraft-Dehnungs-Linie ermittelt werden. Der Einfluß des Lastzyklus kann vernachlässigt werden.

Der Aus- und Einbau des Prüfkörpers in die Prüfmaschine führt hingegen zu zusätzlichen Schädigungen. Diese sind durch die nicht exakt reproduzierbare Kräfteinleitung verursacht, die bei geringem Lastniveau in der Erst- und Zweitbelastung zu unterschiedlichen Biegebeanspruchungen führt. Bei allen Prüfkörpern ist daher der Belastungsast der Zweitbelastung flacher als der Entlastungsast der Erstbelastung. Dies steht im Widerspruch zur Hystereseerscheinung unter Lastzyklen. Die Dehnungsdiskrepanz zwischen Erst- und Zweitbelastung bei identischer Druckkraft ist daher versuchsbedingt und muß für die Ermittlung der rechtsseitigen Tangente korrigiert werden.

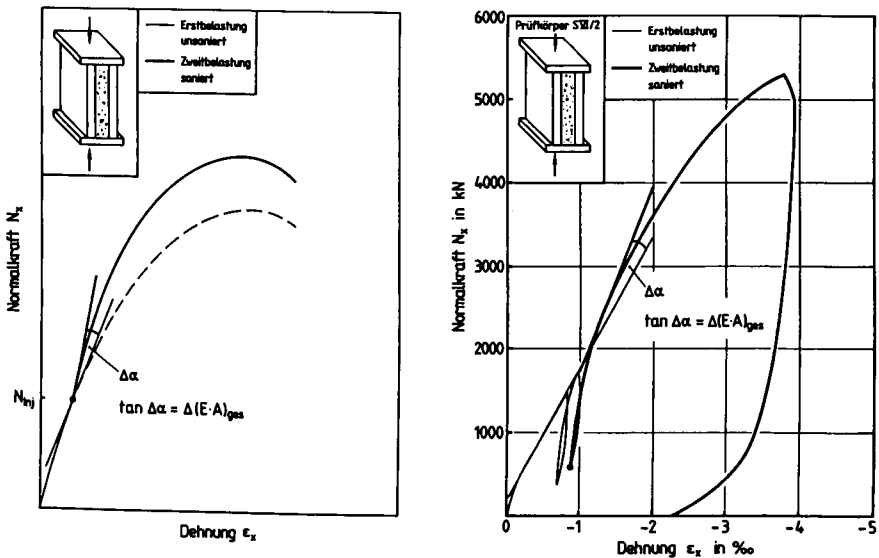


Bild 9.2 (links): Veränderung der Dehnsteifigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge bei Injektion unter Last

Bild 9.3 (rechts): Korrigierte Kraft-Dehnungs-Beziehung eines Prüfkörpers vor und nach Injektion

Nach Bild 9.3 wird der Wiederbelastungsast der Zweitbelastung an den Entlastungsast der Erstbelastung angehängt. Der Übergang von der Erst- zur

Zweitbelastung ist gekennzeichnet. Der Aus- und Einbau der Prüfkörper ist dann identisch mit einem zweiten Lastzyklus. Die linksseitige Tangente an $\max N^I$ schneidet die Kraft-Dehnungs-Linie. Im Schnittpunkt wird die rechtsseitige Tangente angelegt. Die Änderung der Tangentensteigung ist das Wirkungskriterium der Injektion.

Der Einfluß der Injektion auf die Dehnsteifigkeit der dreischaligen Prüfkörper ist in Bild 9.4 dargestellt. Bei relativen Injektionsvolumen von 5 bis 14 % des Innenschalenvolumens wurde die Dehnsteifigkeit $(E \cdot A)_{ges}$ um 10 bis 70 % erhöht. Die Dehnsteifigkeit ist hierbei als Tangentensteigung bei der Last $N_{Inj} = 0,3 \cdot N_u$ definiert. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen der Versteifung der Prüfkörper und dem Injektionsvolumen ist nicht feststellbar. Das Injektionsvolumen ist jedoch auf das Gesamtvolumen der Innenschale bezogen. Richtiger wäre der Bezug auf das Hohlraumvolumen der unsanierten Innenschale. Dieses konnte aber nicht ermittelt werden.

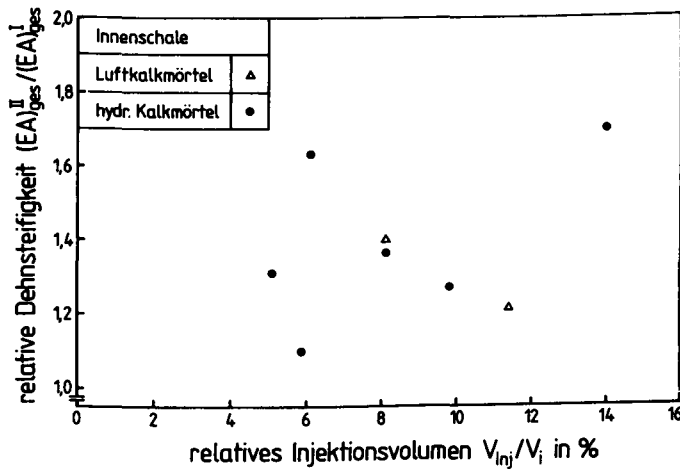


Bild 9.4: Einfluß des Injektionsvolumens auf die Dehnsteifigkeit dreischaliger Prüfkörper

9.2.4 Einfluß der Injektion auf den Elastizitätsmodul der Innenschale

Die Dehnsteifigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge ergibt sich summarisch aus der Dehnsteifigkeit der Einzelschalen. Die Veränderung der Dehnsteifigkeit zwischen Erst- und Zweitbelastung infolge Injektion kann nach Gl.(9.1) angegeben werden:

$$\begin{aligned}
 \Delta(E \cdot A)_{\text{ges}} &= (E \cdot A)_{\text{ges}}^{\text{II}} - (E \cdot A)_{\text{ges}}^{\text{I}} \\
 &= E_a^{\text{II}} \cdot A_a + E_i^{\text{II}} \cdot A_i - E_a^{\text{I}} \cdot A_a - E_i^{\text{I}} \cdot A_i \\
 &= \Delta E_a \cdot A_a + \Delta E_i \cdot A_i
 \end{aligned}
 \tag{9.1}$$

Unter der Annahme, daß der Elastizitätsmodul der Außenschale durch die Injektion der Innenschale nicht beeinflusst wird ($\Delta E_a = 0$), ergibt sich für den Elastizitätsmodul der Innenschale:

$$\Delta E_i = \frac{\Delta(E \cdot A)_{\text{ges}}}{A_i}
 \tag{9.2}$$

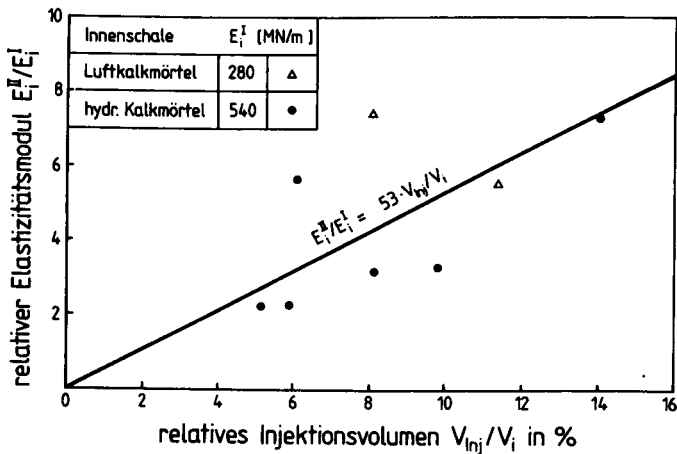


Bild 9.5: Einfluß des Injektionsvolumens auf den Elastizitätsmodul der Innenschale

Der Einfluß der Injektion auf den Elastizitätsmodul der Innenschale ist in Bild 9.5 dargestellt. Bei relativen Injektionsvolumen von 5 bis 14 % wird der Elastizitätsmodul der Innenschale (als Tangentensteigung bei der Last $N_{Inj} = 0,3 \cdot N_U$) auf das Zwei- bis Siebenfache erhöht, allerdings bei geringem Elastizitätsmodul der unsanierten Innenschale. Der Zusammenhang zwischen Elastizitätsmodul und Injektionsvolumen kann mit hinreichender Genauigkeit mit Gl.(9.3) angegeben werden:

$$\frac{E_i^{II}}{E_i^I} = 53 \frac{V_{Inj}}{V_i} \quad (9.3)$$

9.2.5 Einfluß der Injektion auf die Tragfähigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge

Der Einfluß der Injektion auf die Tragfähigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge ist aus den Versuchsergebnissen nicht direkt ableitbar, da die Bruchlast der unsanierten Prüfkörper unbekannt ist. Die Bruchlast der sanierten Prüfkörper muß daher auf die rechnerische Bruchlast $calN_U = \beta_{DMW} \cdot A_a$ mit β_{DMW} aus Bild 3.12 bezogen werden. Bild 9.6 zeigt, daß sich mit diesem Verfahren auch Verhältniszerte kleiner als 1,0 ergeben. Die Streuung der Druckfestigkeit der Außenschalen überdeckt den Einfluß der Injektion auf die Tragfähigkeit und verhindert eine weitere Auswertung.

9.2.6 Einfluß der Injektion und Vernadelung auf die Lasteinleitungslänge

Die Innenschale der sanierten Prüfkörper wurde analog zur Erstbelastung nach Abschn. 3.3.5 mit Flachpressen durch eine Streifenlast $\Delta N_i = 10$ kN belastet. Die auf der Mauerwerksoberfläche gemessenen vertikalen Dehnungen infolge der Streifenlast sind i.M. um den Faktor fünf kleiner als die der Erstbelastung. Der Dehnungsverlauf über die Wandhöhe ist uneinheitlich. Die mit Ventilgebern gemessenen horizontalen Druckspannungswerte zwischen der Außen- und Innenschale liegen im Bereich der Meßgenauigkeit. Die Dehnungs- und Spannungsmessung ermöglicht daher keine Aussage über den Einfluß der Injektion und Vernadelung auf die Lasteinleitungslänge.

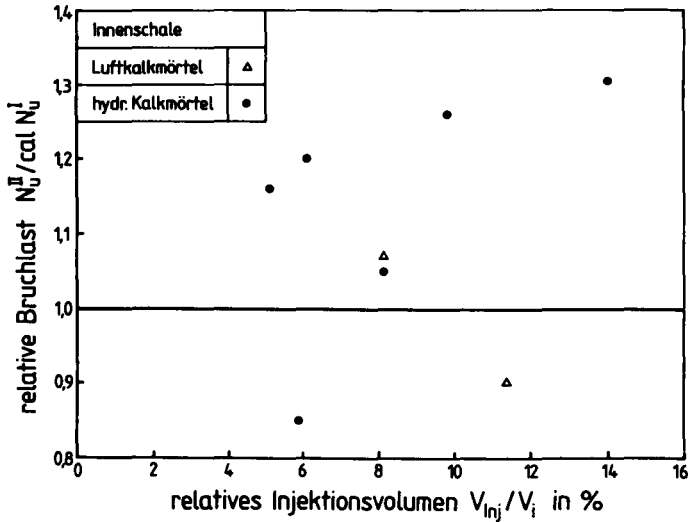


Bild 9.6: Einfluß des Injektionsvolumens auf die Tragfähigkeit dreischaliger Mauerwerksgefüge

9.3 Stand der Erkenntnisse zum Auszieh Widerstand von Nadeln

9.3.1 Verbundverhalten von Nadeln

Nadelanker werden als Konsolidierungsmaßnahme bei historischem Mauerwerk eingesetzt, um normal zur Wandoberfläche wirkende Zugkräfte aufzunehmen. Die Lastübertragung erfolgt dabei durch das Injektionsgut über Verbund. Das Verbundverhalten von Nadeln im Mauerwerk entspricht jenem von einbetoniertem Bewehrungsstahl.

Der Bewehrungsverbund wurde meist in zentrischen Ausziehversuchen studiert /97/. Das allgemeine Verhalten ist in Bild 9.7 dargestellt. Die Verbundspannung τ_v ist über der Verbundlänge l_v nicht gleichmäßig verteilt, sondern weist ein ausgeprägtes Maximum auf. Gleichwohl geht man bei kurzer Verbund-

länge $l_v \leq 5d_s$ von einer konstanten mittleren Verbundspannung aus und beschreibt mit dieser und der Endverschiebung das Verbundverhalten als τ_v - v -Beziehung. Bild 9.7 zeigt, daß beim Bewehrungsverbund unterschiedliche Verbundwiderstände wirken. Bei gerippten Stäben ist zunächst die Haftung zwischen Stahl und Beton wirksam, die mit sehr geringer Verschiebung verbunden ist. Nach Überwindung des Haftwiderstandes kann die Verbundspannung infolge der Schubverzahnung gesteigert werden. Zwischen den Rippen des Stabes bilden sich Betonkonsolen, die bei weiterer Laststeigerung abgeschert werden. Nach Abscheren aller Betonkonsolen wird der Ausziehkraft nur noch der Reibungswiderstand entgegen gesetzt. Glatte Stäbe weisen keine Konsolen auf. Nach Überschreiten des Haftwiderstandes ist hier nur der Reibungswiderstand wirksam.

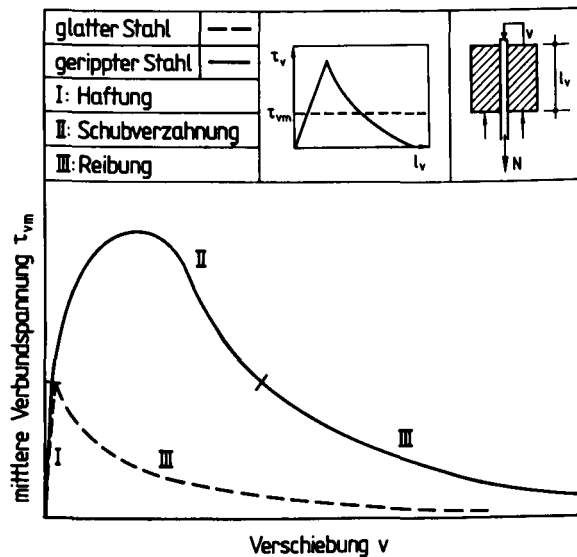


Bild 9.7: Verbundverhalten zwischen Stahl und Beton

Beim Verbund zwischen Nadel und Mauerwerk sind im Vergleich hierzu weitere Grenzflächen zu betrachten. Bild 9.8 zeigt verschiedene Prüfkörper. Der Ausziehkörper Nadel-Injektionsgut kann in Analogie zum Bewehrungsverbund behandelt werden. Beim Ausziehkörper Nadel-Injektionsmörtel-Naturstein kann das

Verbundversagen entweder in der Grenzfläche zwischen Nadel und Injektionsmörtel oder zwischen Injektionsmörtel und Naturstein erfolgen. Die Grenzfläche zwischen Naturstein und Injektionsmörtel ist zwar rauh aber i.d.R. unprofiliert, ihre Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung kann analog zum glatten Stab nach Bild 9.7 angenommen werden. Aus dem Verhältnis der Verbundflächen folgt die mittlere Verbundspannung in den Grenzflächen nach Gl.(9.4):

$$\frac{\tau_{vm,Nadel}}{\tau_{vm,Stein}} = \frac{d_{Bohrloch}}{d_{Nadel}} \quad (9.4)$$

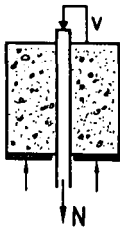
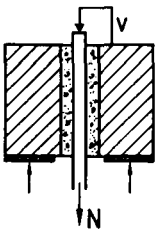
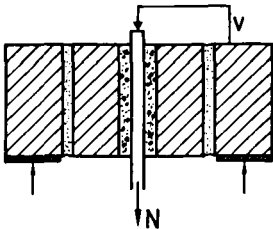
2 Komponenten	3 Komponenten	4 Komponenten
		
Nadel Injektionsmörtel	Nadel Injektionsmörtel Naturstein (Ziegel)	Nadel Injektionsmörtel Naturstein (Ziegel) Fugenmörtel

Bild 9.8: Prüfkörper zum Verbund zwischen Nadel und Mauerwerk

Der Ausziehkörper Nadel-Injektionsgut-Mauerwerk repräsentiert das Verbundverhalten am realen Mauerwerk. Der Bruch kann hier zusätzlich durch Schubversagen zwischen Naturstein und Fugenmörtel auftreten. Nur bei diesem Versuch werden die relevanten Einflußgrößen erfaßt. Hierzu zählen:

- Zugfestigkeit und bezogene Rippenfläche der Nadel,
- Scherfestigkeit des Injektionsmörtels,
- Haftscherfestigkeit zwischen Naturstein und Injektionsmörtel,
- Zugfestigkeit des Natursteins,
- Haftscherfestigkeit zwischen Naturstein und Fugenmörtel,

- Verbundlänge,
- vertikale Druckspannung im Mauerwerk.

In den folgenden Abschnitten werden die aus der Literatur bekannten Ausziehversuche vorgestellt. Die eigenen Ausziehversuche werden im Abschn. 9.4 behandelt.

9.3.2 Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsgut

Hempel /56/ führt Ausziehversuche an geripptem Betonstahl mit Durchmesser 14 mm sowie an Gewindestäben M 14 aus V4A-Stahl durch. Als Injektionsgut wird Zement PZ 35 F sowie Gips (α -Halbhydrat) verwendet. Die Verbundlänge l_v variiert zwischen 5-, 10- und 15-fachem Nadeldurchmesser. Die Injektion erfolgt in einem Stahlzylinder, der für die Ausziehversuche nicht entfernt wird.

Bild 9.9 zeigt die Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung für $l_v = 10d_s$. Die Ergebnisse zeigen, daß die Schubverzahnung bei der Zementinjektion maßgeblich die Verbundwirkung bestimmt. Die Wirksamkeit der Schubverzahnung ist dabei unabhängig von der Profilierung des Stabes. Der Schlupf nach Überschreiten des Haftwiderstandes ist versuchstechnisch bedingt. Beim Gewindestab erfolgt der Bruch durch Zugversagen der Nadel.

Bei Verwendung von Gips ist nach Überschreiten des Haftwiderstandes nur der Reibungswiderstand vorhanden. Wesentliche Voraussetzung für die Wirksamkeit der Schubverzahnung ist neben der Profilierung der Nadel eine ausreichende Scherfestigkeit des Injektionsguts. Bei steigender Verbundlänge sinkt die mittlere Verbundbruchspannung, die wirksamen Verbundmechanismen ändern sich jedoch nicht.

9.3.3 Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsgut-Naturstein

Haberland et al. /49/ berichten über Ausziehversuche an Tuffstein. Die Vernadelung erfolgt mit Zement und geripptem Betonstahl. Variiert werden der Bohrl Lochdurchmesser (35 bzw. 60 mm), der Nadeldurchmesser (12 bzw. 16 mm) sowie die Verbundlänge (60 bis 150 mm). Der Bruch erfolgt überwiegend durch Spaltbruch des Tuffsteins. Bruchspannungen und Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehungen werden nicht dargestellt.

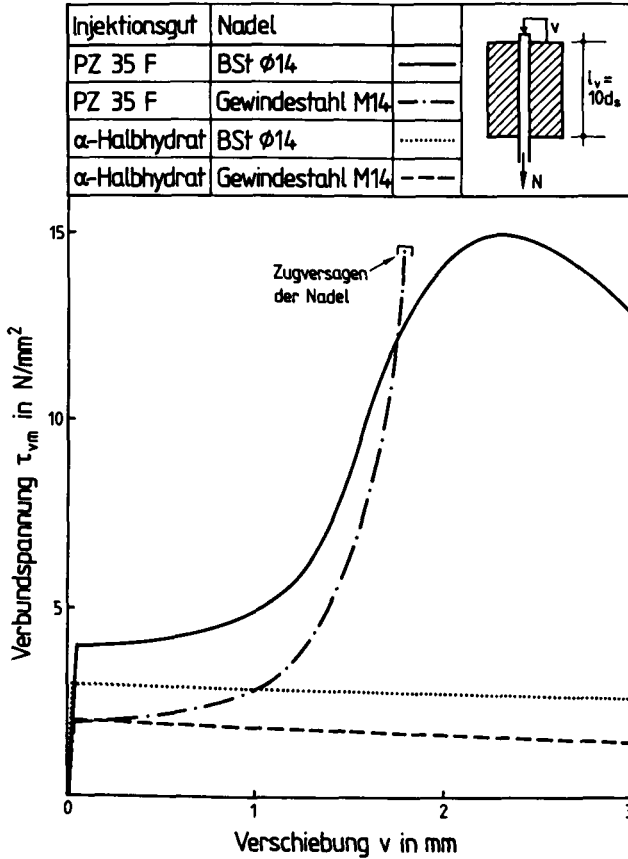


Bild 9.9: Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsmörtel nach /56/

Brüggemann /22/ verwendet einen dichten Granit, gerippten Betonstahl und Zement. Der Bohrl Lochdurchmesser beträgt 50 mm, der Nadel Durchmesser 16 mm. Bild 9.10 zeigt die Ergebnisse. Die gemessene Verschiebung enthält die elastische Dehnung der Nadel, da sie am lastseitigen Nadelende ermittelt wurde. Die Verbundbruchspannung beträgt ca. $\tau_{vu} = 5 \text{ N/mm}^2$. Größere Verbundlängen bewirken höhere Verbundbruchspannungen. Eine Erklärung hierfür wird nicht

genannt. Der Bruch erfolgt in der Grenzfläche zwischen Nadel und Injektionsmörtel. Brüggemann gibt für die Verbundbruchspannung in Abhängigkeit von der Verbundlänge Gl.(9.5) an (τ_{vu} in N/mm^2 , l_v in mm):

$$\tau_{vu} = 0,018 l_v + 2,1 \quad (9.5)$$

mit:

$$50 \leq l_v \leq 230 \text{ mm},$$

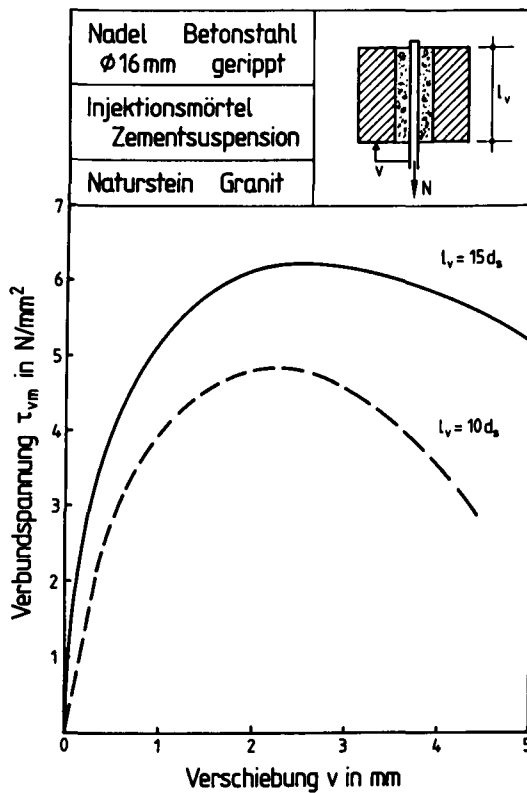


Bild 9.10: Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsmörtel-Naturstein nach /22/

9.3.4 Ausziehversuche am Verbundkörper Nadel-Injektionsgut-Mauerwerk

Hempel /56/ berichtet über Laborversuche an Ziegelmauerwerk. Die Vernadelung erfolgt mit geripptem Betonstahl unterschiedlichen Durchmessers, die Injektion mit Zement. Die Verbundlänge beträgt $l_v = 10d_s$. Die vertikale Druckspannung im Mauerwerk wurde zwischen $\sigma_{DMW} = 0,003$ bis $0,063 \text{ MN/m}^2$ variiert. Die Verbundbruchspannungen beträgt $\tau_{vU} = 1$ bis 16 N/mm^2 . Hempel ermittelt einen linearen Zusammenhang zwischen vertikaler Druckspannung im Mauerwerk und der Verbundbruchspannung.

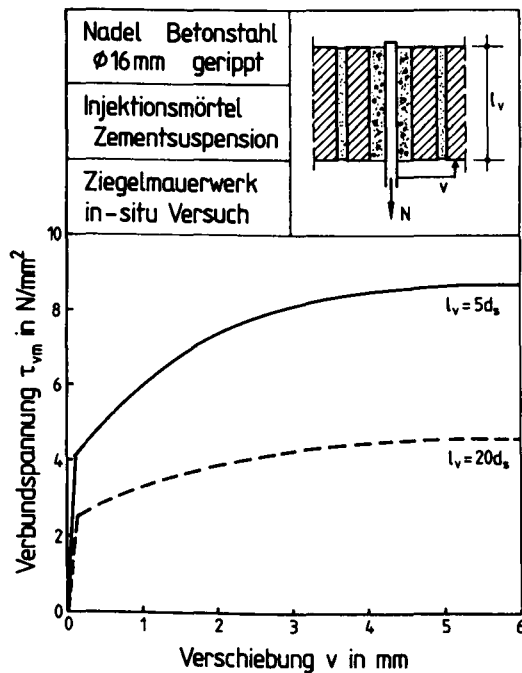


Bild 9.11: Ausziehversuche an Ziegelmauerwerk nach /22/

Brüggemann /22/ führt Ausziehversuche an Ziegelmauerwerk in-situ durch. Die Vernadelung erfolgt mit geripptem Betonstahl mit 16 mm Durchmesser und Zement. Bild 9.11 zeigt die Ergebnisse. Die Verschiebung wird am lastseitigen Nadelende gemessen, die elastische Dehnung der Nadel ist aber rechnerisch

eliminiert. Der Übergang von der Haftung zur Schubverzahnung ist deutlich zu erkennen. Der Bruch erfolgt bei Verbundlängen bis zum 20-fachen Nadeldurchmesser in der Grenzfläche zwischen Nadel und Injektionsgut, bei größeren Verbundlängen durch Zugversagen der Nadel. Bei steigender Verbundlänge sinkt die Verbundbruchspannung.

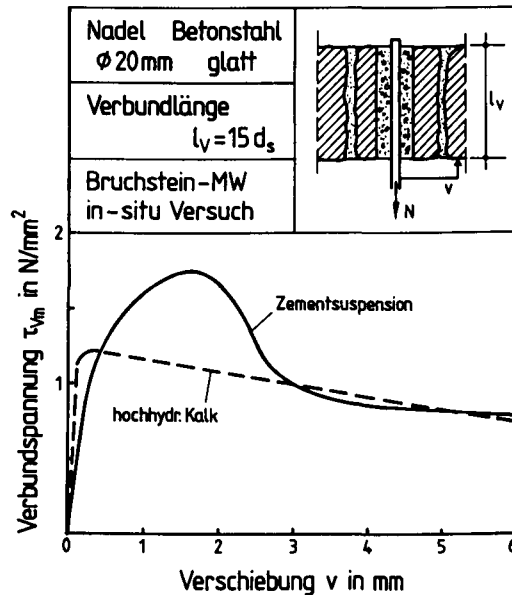


Bild 9.12: Ausziehversuche an Bruchsteinmauerwerk nach /22/

Ferner berichtet Brüggemann /22/ über Ausziehversuche an Bruchsteinmauerwerk in-situ. Hierzu wurden glatte Nadeln aus St 37 mit 12 bis 20 mm Durchmesser verwendet. Als Injektionsgut wurde Zement bzw. hochhydraulischer Kalk verwendet. Die Verbundlängen variierten zwischen 135 und 1000 mm. Bild 9.12 zeigt den Einfluß des Injektionsmörtels auf das Verbundspannung-Verschiebungs-Verhalten bei glatter Nadel und konstanter Verbundlänge. Der elastische Dehnungsanteil der lastseitig gemessenen Verschiebungen wurde rechnerisch eliminiert. Bei Verwendung von Zement ist eine Schubverzahnung festzustellen, obwohl die Nadeloberfläche makroskopisch glatt ist. Beim hochhydraulischen Kalk ist nach Überschreitung des Haftwiderstandes nur ein Reibungswiderstand vorhanden. Der Bruch erfolgt überwiegend in der Grenzfläche zwischen Nadel

und Injektionsgut. Bei einigen Versuchen trat der Bruch durch Schubversagen in der Mörtelfuge ein. Bei steigender Verbundlänge sinkt die Verbundbruchspannung.

Für die Vernadelung von Bruchsteinmauerwerk mit glatten Nadeln gibt Brüggemann Gl.(9.6) an (τ_{vu} in N/mm^2 und l_v in mm):

$$\begin{aligned}\tau_{vu} &= 3,2 - 0,003 l_v && \text{bei Injektion mit Zement} \\ \tau_{vu} &= 2,4 - 0,003 l_v && \text{bei Injektion mit hochhydraulischem Kalk} \quad (9.6)\end{aligned}$$

mit:

$$100 \leq l_v \leq 500 \text{ mm}$$

Aufbauend auf den Versuchsergebnissen von Brüggemann gibt Pieper /91/ für die Verbundlänge Gl.(9.7) an (l_v und d_s in mm):

$$\begin{aligned}l_v &= 90 + 9 d_s && \text{bei Ziegelmauerwerk} \\ l_v &= 120 + 12 d_s && \text{bei Bruchsteinmauerwerk} \quad (9.7)\end{aligned}$$

9.4 Eigene Untersuchungen zum Auszieh Widerstand in der Fuge verankerter Nadeln

9.4.1 Versuchstechnik

Die Ausziehversuche wurden an den Prüfkörpern nach Abschn. 9.2 durchgeführt. Die Prüfkörper waren durch eine Druckbeanspruchung bis zum Bruch vorgeschädigt. Die Ausziehversuche erfolgten ohne vertikale Auflast der Prüfkörper.

Geprüft wurde der Verbundkörper Nadel-Injektionsmörtel-Mauerwerk. Als Nadeln wurden Gewindestäbe M 10 aus V4A-Edelstahl mit aufgeschraubter Mutter als Endverankerung verwendet. Der Injektionsmörtel war ein Traßkalkmörtel der Firma TUBAG. Die Verbundlänge der Nadel in der Außenschale entsprach dem 10- bis 15-fachen Nadeldurchmesser. Die Nadeln wurden auf der Prüfkörper vorderseite im Fugenbereich angeordnet. Die rückseitige Verankerung erfolgte zu meist im Stein. Geprüft wurde die vorderseitige Verankerung in der Fuge. Hierzu wurde die Nadel nach Bild 9.13 von der Prüfkörper rückseite mit einem

größeren Bohrdurchmesser überbohrt. Die Bohrtiefe entsprach der Gesamtdicke der rückwärtigen Außenschale und der Innenschale. Insgesamt wurden 32 Ausziehversuche durchgeführt.

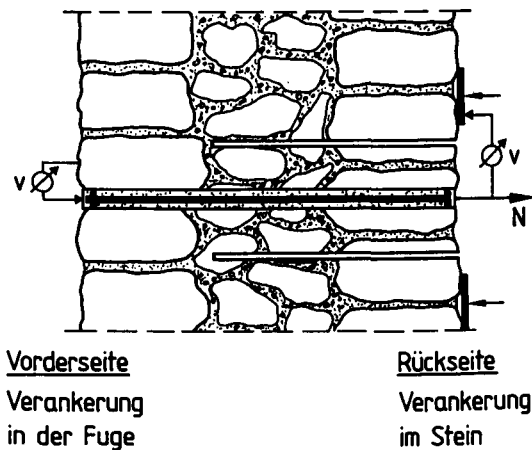


Bild 9.13: Lasteinleitung und Meßvorrichtung

Die Verschiebungsmessung erfolgte mit induktiven Wegaufnehmern am lastfreien und lastseitigen Nadelende. Die Kräfteinleitung erfolgte über eine angekoppelte Gewindestange mittels Hohlkolbenpresse auf einem Dreibein, das sich auf der Wandoberfläche abstützt. Bild 9.14 zeigt den Versuchsaufbau.

Im Gegensatz zu den Ausziehversuchen unter Abschn. 9.3 wird die Nadel bei diesem Versuchsaufbau zum Wandinneren ausgezogen. Die Belastungsrichtung entspricht damit der im Mauerwerk herrschenden Beanspruchungsrichtung, z.B. aus horizontalen Silodrücken. Im Anschluß an die Prüfung des Ausziehwiderstandes wurden die Prüfkörper abgetragen. Das Bruchbild wurde fotografisch dokumentiert und die Vernadelungskörper geborgen.

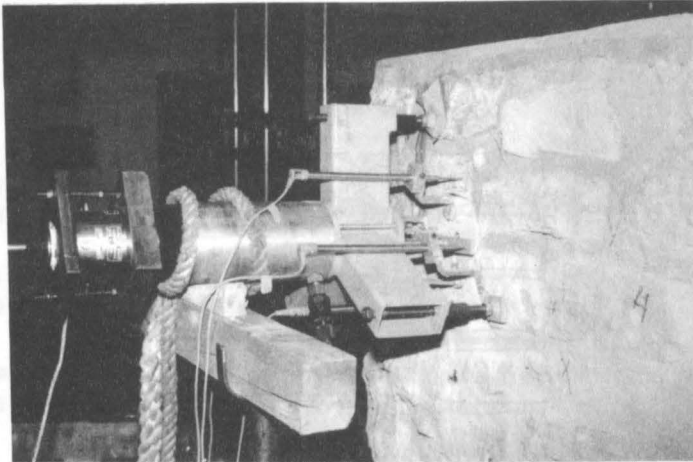


Bild 9.14: Versuchsaufbau der Ausziehversuche

9.4.2 Versagensmechanismen und Verbundbruchspannung

Aus der Dokumentation der Vernadelungskörper können vier Versagensmechanismen unterschieden werden, die im Anhang auf den Seiten A33 bis A37 dargestellt sind:

- Versagensmechanismus A: Verbundbruch der Grenzfläche zwischen Injektionsgut und Mauerwerk. Der Ausziehkörper ist zylindrisch.
- Versagensmechanismus B: Schubbruch des Mauermörtels. Der Mauermörtel haftet am Injektionsgut, der Ausziehkörper ist infolge der sich nach hinten aufweitenden Fuge konisch.
- Versagensmechanismus C: Schubbruch des Injektionsguts an der Endverankerung. Die Nadel wird mit der Endverankerung aus dem Injektionsgut ausgezogen.

- Versagensmechanismus D: Schubbruch im Mauerwerk. Das Injektionsgut haftet am Mauerwerk, die angrenzenden Mauerwerkspartien versagen auf Schub.

Beim Prüfkörper S VI-2 wurde die Bohrung irrtümlich von hinten angesetzt und die rückwärtige Verankerung im Naturstein gezogen. Hier trat der Bruch durch Schubbruch der Lager- und Stoßfuge des verankerten Steins auf. Der verankerte Naturstein wurde in das Mauerwerksgefüge hineingezogen. Bei einem Ausziehversuch erfolgte der Bruch durch Überschreiten der Zugfestigkeit der Nadel.

Die Ergebnisse der Ausziehversuche werden im Anhang auf den Seiten A25 bis A32 als Kraft-Weg-Beziehung dargestellt. Zusätzlich wird der jeweilige Versagensmechanismus angegeben. Für die Auswertung der Ausziehversuche wird die Verbundbruchspannung nach Gl.(9.8) ermittelt:

$$\tau_{vu} = \frac{4 \cdot Z_u}{\pi \cdot d_{St}^2 \cdot l_v} \quad (9.8)$$

mit:

$$d_{St} = 10 \text{ mm}, l_v = 100 \text{ mm}$$

Die Darstellung der Einzelergebnisse in der Anlage zeigt für die Verbundbruchspannung eine große Streuung zwischen $\min \tau_{vu} = 0,19 \text{ N/mm}^2$ und $\max \tau_{vu} = 3,90 \text{ N/mm}^2$. Unabhängig vom Versagensmechanismus und vom Wert der Verbundbruchspannung sind in der Kraft-Weg-Beziehung Haftungs- und Reibungsmechanismen erkennbar. Die Verbundbruchspannung ist i.M. bei einem Ausziehweg von maximal 0,5 mm erreicht.

Die große Streuung der Einzelwerte der Verbundbruchspannung liegt nicht in den unterschiedlichen Versagensmechanismen begründet. Bild 9.15 zeigt die Auswertung in Abhängigkeit von dem Versagensmechanismus. Danach führt der Schubbruch des Injektionsguts i.M. zu größeren, der Schubbruch des Mauerwerks hingegen zu geringeren Verbundbruchspannungen. Die Unterschiede der Mittelwerte sind jedoch gering.

Die Ursache der großen Streuung ist vielmehr die Lage der Anker im Prüfkörper. Bild 9.16 zeigt die Auswertung. Danach ist die Verbundbruchspannung der im Mauerwerksverband oberliegenden Nadelanker deutlich geringer als die der untenliegenden. Die Ursache hierfür ist in den horizontalen Verformungen der

Prüfkörper infolge der schalenweisen Lasteinleitung nach Bild 3.22 zu suchen. Der obere Rand der Prüfkörper ist bei dieser Art der Lasteinleitung im Gegensatz zum unteren Rand ungezwängt. Die oberliegenden Verankerungskörper erfahren bei der Druckbeanspruchung der Prüfkörper eine stärkere Schädigung. Die geringen Werte der Verbundbruchspannung dieser Nadelanker sind daher versuchsbedingt. Dies ist bei der Ermittlung des Rechenwertes der Verbundbruchspannung zu berücksichtigen.

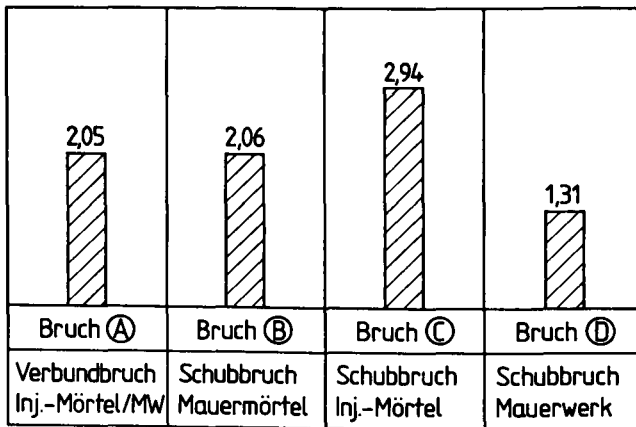


Bild 9.15: Mittelwerte der Verbundbruchspannung τ_{vu} in N/mm^2 in Abhängigkeit vom Versagensmechanismus

Beim Prüfkörper S VI-1 erfolgte die Lasteinleitung mit identischer Stauchung für alle Schalen. Hier ist kein Unterschied zwischen den Verbundbruchspannungen der oben- und untenliegenden Nadelanker feststellbar. Bild 9.16 zeigt ferner, daß die Verbundbruchspannung an Prüfkörpern aus regelmäßigem Schichtenverband deutlich geringer ist als an regellosen Bruchsteinverbänden. Als Ursache wird auch hier der unterschiedliche Schädigungsgrad der Versuchserien nach dem Druckbruch vermutet. Genauere Untersuchungen hierzu wurden jedoch nicht durchgeführt.

Zur Ermittlung des Rechenwerts der Verbundbruchspannung bleiben die Einzelwerte der oberliegenden Nadelanker in regelmäßigem Schichtenverband unberücksichtigt. Unter der Annahme, daß die verbleibende Stichprobe von 24 Einzel-

werten normalverteilt und repräsentativ für die Grundgesamtheit ist, ergeben sich für die ausgeführte Vernadelung folgende Mittel- und Faktilwerte:

$$\tau_{vu,m} = 2,75 \text{ N/mm}^2 \text{ bzw. } \tau_{vu,5} = 1,35 \text{ N/mm}^2 \quad (9.9)$$

$$Z_{u,m} = 21,6 \text{ kN} \quad \text{bzw.} \quad Z_{u,5} = 10,6 \text{ kN} \quad (9.10)$$

Der Mittelwert der Verbundbruchspannung entspricht damit dem Rechenwert nach Gl.(9.6) für die Vernadelung von Bruchsteinmauerwerk mit glattem Betonstahl und hochhydraulischer Kalksuspension.

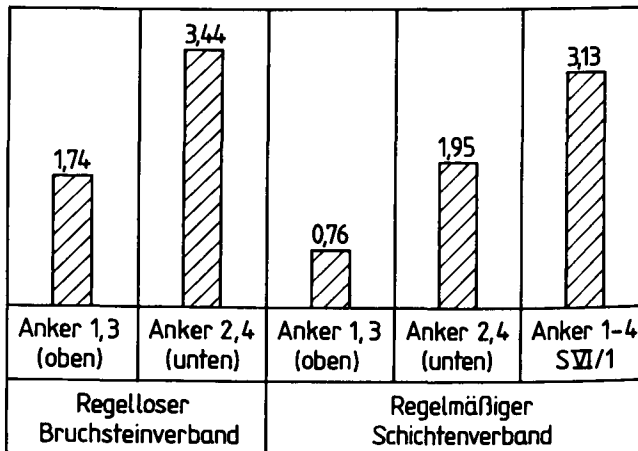


Bild 9.16: Mittelwerte der Verbundbruchspannung τ_{vu} in N/mm^2 in Abhängigkeit von der Anordnung der Anker im Prüfkörper

9.5 Zusammenfassung

Zur Konsolidierung dreischaliger, kohäsiver Mauerwerksgefüge wurde die Innenschale mit gipsbeständigem TUBAG-Mörtel injiziert. Zusätzlich wurde eine Vernadelung aus Gewindestäben mit aufgeschraubter Endverankerung durchgeführt. Die Verankerung in den Außenschalen erfolgte im Fugenbereich. Die konsolidierten Prüfkörper wurden auf Druck bis zum Bruch belastet, anschließend

wurde der Auszieh Widerstand der Nadelanker ermittelt. Die Untersuchungen haben folgende Ergebnisse geliefert.

- Bei einem Wasser-Feststoff-Verhältnis von $w/f = 0,45$ konnten i.M. 35 Liter Suspension injiziert werden. Dies entspricht ca. 10 % des Bruttovolumens der Innenschale.
- An erhärteten, aus dem Mauerwerk entnommenen Injektionsmörtelproben wurde eine Porosität von 39 Vol.-% ermittelt. Die Druckfestigkeit des Injektionsmörtels betrug ca. 9 Monate nach der Injektion $\beta_{DInj} = 27,5 \text{ N/mm}^2$.
- Die Injektion vergrößert den Elastizitätsmodul der Innenschale. Mit ausreichender Genauigkeit ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen der Versteifung und dem bezogenen Injektionsvolumen.
- Zum Verbundverhalten von Nadeln im Mauerwerk liegen in der Literatur bereits zahlreiche Ergebnisse vor. Die Vielzahl der Einflußfaktoren erschwert die rechnerische Ermittlung der Verbundbruchspannung. Realitätsnahe Ergebnisse sind nur bei Ausziehversuchen an Mauerwerkskörpern in-situ zu erzielen.
- In eigenen Versuchen wurde der Auszieh Widerstand von im Fugenbereich angeordneten Gewindestäben mit aufgeschraubter Endverankerung untersucht. Der Bruch kann durch verschiedene Versagensmechanismen eintreten. Die mittlere Verbundbruchspannung betrug $\tau_{vU} = 2,75 \text{ N/mm}^2$ und wird vom Versagensmechanismus nur gering beeinflusst.

10 WIRKUNGSMODELLE UND RISIKEN DER KONSOLIDIERUNG

10.1 Überblick und Vorgehen

Die Konsolidierung von historischem Mauerwerk soll Schwächen des Mauerwerksgefüges beheben und dessen Integrität wieder herstellen. Ein häufig angewandtes Verfahren stellt die Injektion mit oder ohne Vernadelung dar. Die Konsolidierung ist zumeist statisch-konstruktiv motiviert oder dient der Verbesserung der Dauerhaftigkeit. Ihre mechanische Wirkung wird durch theoretisch abgeleitete Wirkungsmodelle beschrieben. Die Konsolidierungsmaßnahme greift jedoch auch in das Erscheinungsbild sowie in das bauphysikalische und mineralogische Gleichgewicht des Mauerwerks ein. Es gilt daher, Wirkungen und Risiken der Konsolidierung aufzuzeigen und damit die Basis für eine bauteilspezifische Sanierungsplanung zu schaffen.

10.2 Wirkungsmechanismen der Injektion

Obwohl die Mauerwerksinjektion seit Beginn unseres Jahrhunderts als Konsolidierungsmaßnahme angewandt wird, werden mit dem Begriff "Injektion" bis heute ganz unterschiedliche Verfahren und Zielsetzungen verbunden. So werden Injektionen u.a. zur Trockenlegung von durchfeuchtetem Mauerwerk, zur Hinterfüllung abgelöster Putz- und Wandmalereiflächen und zur Verfestigung schwachgebrannter Ziegel eingesetzt. Die folgenden Abschnitte beschränken sich auf Injektionsverfahren, die die Tragfähigkeit des Mauerwerks beeinflussen.

Für diese Injektionen existieren bis heute keine Prognosemodelle zur Beschreibung ihrer mechanischen Wirkung. In der Regel ist vor Beginn der Arbeiten weder bekannt, wo Hohlräume im Mauerwerk vorhanden sind, noch welche dieser Hohlräume zu welchem Zwecke gefüllt werden sollen. Detaillierte Darstellungen der Injektionsarbeiten, wie sie Rüth in /105/ veröffentlicht hat, sind bis heute selten geblieben. Zumeist wird als Ziel der Injektionsarbeiten das möglichst vollständige Verfüllen aller Hohlräume eines Mauerwerks angesehen. Nach Markgraf et al. /76/ ist die Injektion von Bruchsteinmauerwerk erfolgreich verlaufen, wenn bei der Erstinjektion in einem Grobraster 130 - 350 kg Feststoff je Meter Bohrloch injiziert wurde und die Aufnahme bei der Zweitinjektion weniger als 50 kg Feststoff je Meter Bohrloch betrug. Diese Auffassung wird auch von Noudoushani /89/ unterstützt und schlägt sich in der

gängigen Praxis nieder, Injektionsarbeiten nach kg eingebauten Trockenmaterials auszuschreiben.

Da dieses Vorgehen aber weder der statisch-konstruktiven Zielsetzung noch der denkmalpflegerischen Akzeptanz der Injektion gerecht wird, erscheint es notwendig, Wirkungsmechanismen der Mauerwerksinjektion zu definieren. Die Lage und Struktur der Hohlräume im Mauerwerksgefüge ist hierfür maßgebend. Bild 10.1 zeigt schematisch die Wirkungsmechanismen der Injektion am Beispiel eines zweischaligen Mauerwerkgefüges. In der Praxis treten meist mehrere Wirkungsmechanismen gleichzeitig auf. Durch gezielte Baustoff- und Verfahrenswahl können einzelne Wirkungsmechanismen aber verstärkt oder verringert werden.

Die Hohlrauminjektion schließt makroskopische Hohlräume im kohäsiven Innenschalengefüge. Dies sind natürliche, durch Verarbeitungsmängel oder Witterungseinwirkungen entstandene Klüfte und Hohlstellen im Gefüge, aber auch ehemalige Fenster- und Türöffnungen. Die Hohlrauminjektion verbessert die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul der kohäsiven Innenschale. Dies führt zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit der Mauerwerksgefüges. Die Hohlrauminjektion ist daher vorrangig im ungestörten Mauerwerksbereich mit ebener Dehnungsverteilung wirksam. Die Injektion von Hohlräumen setzt voraus, daß sie durch Bohrungen erschlossen werden bzw. untereinander durch Klüfte in Verbindung stehen. Da die gezielte, flächendeckende Lokalisierung von Hohlstellen und Klüften nicht möglich ist, kann eine vollständige Kontrolle des Injektionsflusses i.d.R. nicht gewährleistet werden.

Die Penetration schließt Hohlräume im porösen Mörtel- oder Steingefüge. Die Penetration kann eine mechanische oder witterungsbedingte Gefügezerstörung des Mörtel- oder Steingefüges beheben. Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul des penetrierten Gefüges werden erhöht. Ein Anwendungsgebiet ist die Verfestigung verwitterter Fugenmörtel von Außenschalen und nichtkohäsiver Innenschalen. Die Anforderungen an das Injektionsgut entstehen aus der Penetrationsfähigkeit. Bei mineralischen Baustoffen bedingt dies eine hohe Wasserzugabe, birgt jedoch die Gefahr des unkontrollierten Injektionsflusses in sich. Die Anwendung kann daher nur bei einschaligem Mauerwerksgefüge oder nach vorheriger Hohlrauminjektion erfolgen. In einem dichten Mauerwerkgefüge ist der Wirkungsradius der Penetration begrenzt.

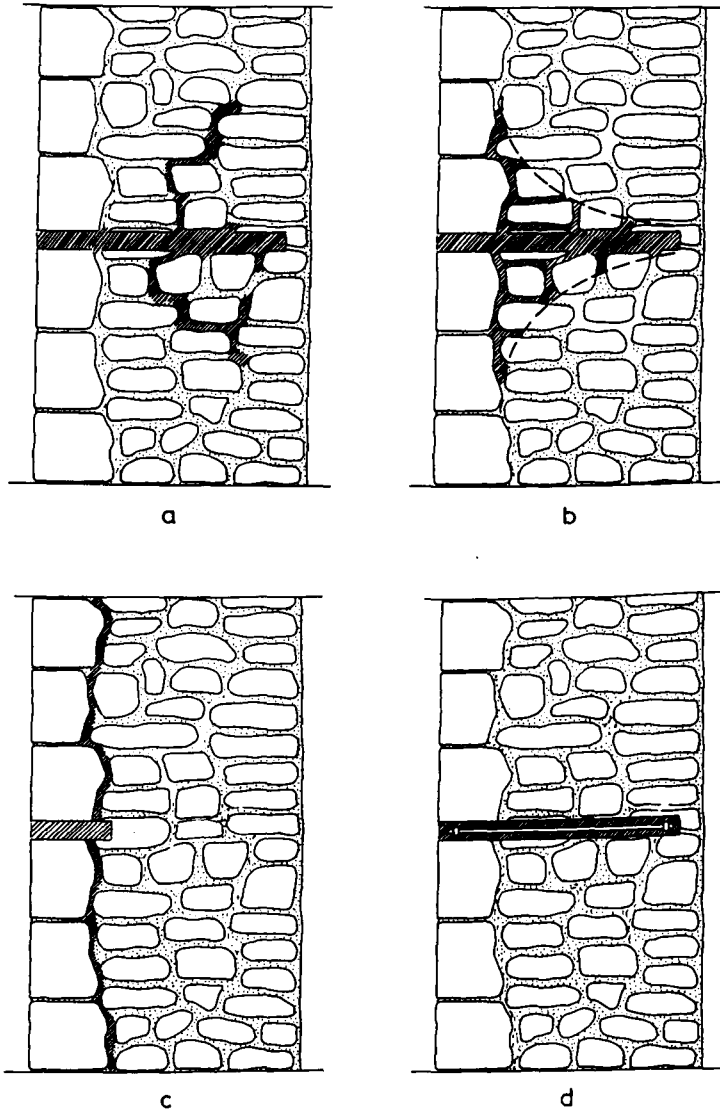


Bild 10.1: Wirkungsmechanismen Hohlrauminjektion (a), Penetration (b), Spaltinjektion (c) und Vernadelung (d)

Die Spaltinjektion schließt ausgewitterte oder abgelöste Schalenfugen. In der Störzone kohäsiver Mauerwerksgefüge wird der Schalenverbund verbessert bzw. wiederhergestellt. In ungestörten Bereichen werden abgelöste Außenschalen angebunden. Die primäre Wirkung der Spaltinjektion besteht im Schließen der vertikalen Schalenfuge und der Wiederherstellung des Druckkontaktes zwischen den Schalen. Bei saugfähigen Natursteinen wird zusätzlich eine Haftung zwischen Außenschale und Injektionsgut erzielt. Bei mehrschaligen Mauerwerksgefügen mit nichtkohäsiver Innenschale ist die Spaltinjektion wirkungslos. Die Anforderungen an das Injektionsgut entstehen primär hinsichtlich ausreichender Druck- und Scherfestigkeit, an die Fließfähigkeit sind nur geringe Anforderungen zu stellen. Durch die Begrenzung der Bohrtiefe wird die Injektion tieferer Mauerwerksbereiche vermieden. Beobachtungen zeigen, daß eine gezielte Hohlrauminjektion oft erst nach vorheriger Spaltinjektion möglich ist.

Zusätzlich zu den genannten Wirkungsmechanismen ist bei der Vernadelung eine Injektion des Bohrlochs erforderlich.

10.3 Hohlrauminjektion

10.3.1 Wirkungsmodell

Das mechanische Wirkungsmodell der Hohlrauminjektion basiert auf dem Werkstoffmodell der kohäsiven Innenschale nach Abschn. 5.3.2. Die Hohlrauminjektion vermindert das Hohlraumvolumen v_H . Aus dem Dreiphasenmodell nach Bild 5.4 wird das Vierphasenmodell nach Bild 10.2.

Die Wirkung der Hohlrauminjektion ist von den mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts und der Struktur der Hohlräume abhängig. Nach Bild 10.2 werden drei Fälle unterschieden, denen folgende Annahmen zugrunde liegen.

- Das Injektionsvolumen vergrößert das Volumen der Mörtelmatrix, wenn die mechanischen Eigenschaften des erhärteten Injektionsguts annähernd denen der Steinphase entsprechen und das injizierte Hohlraumvolumen primär aus verästelten Spalten und Klüften besteht. Der vorhandene Mauermortel wird durch die Injektion nicht verfestigt, die mechanischen Eigenschaften und

das Volumen der Mörtelphase $v_{Mö}$ bleiben unverändert. Im Werkstoffmodell wird das Injektionsvolumen v_{Inj} mit den mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts der Mörtelphase parallel gestellt.

- Die Injektion erzeugt künstliche Zuschläge im Gefüge, wenn die mechanischen Eigenschaften des erhärteten Injektionsguts annähernd denen der Steinphase entsprechen und das injizierte Hohlraumvolumen primär aus großformatigen Hohlstellen besteht. Die Wirkung des Injektionsvolumens v_{Inj} entspricht dann der Steinphase. Im Werkstoffmodell wird das Injektionsgut durch Reihenschaltung zur Stein- und Mörtelphase berücksichtigt.
- Wenn die mechanischen Eigenschaften des erhärteten Injektionsgutes hingegen annähernd der Mörtelphase entsprechen, ist die Wirkung der Injektion unabhängig von der Geometrie der Hohlräume. Das Injektionsvolumen vergrößert dann das Volumen der Mörtelmatrix. Im Werkstoffmodell wird das Injektionsvolumen v_{Inj} mit den mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts der Mörtelphase parallel gestellt.

Das Wirkungsmodell gestattet die Schlußfolgerung, daß die Druckfestigkeit des Injektionsgutes für die Wirkung der Hohlrauminjektion von geringer Bedeutung ist, wenn das Innenschalengefüge primär durch verästelte Spalten und Klüfte gebildet wird. Die Wirkung von Injektionsgut hoher Druckfestigkeit ist hingegen von der Struktur der Hohlräume abhängig. In den Gleichungen nach Bild 10.2 sind die Volumen der Komponenten als anteilige Feststoffvolumen einzusetzen. Es muß gelten:

$$v_{ges} = v_{Mö} + v_{St} + v_{Inj} + v_H = 1 \quad (10.1)$$

Zur Anwendung des Wirkungsmodells müssen die Volumenanteile und die mechanischen Eigenschaften von Stein und Mörtel bekannt sein. Ferner muß das injizierbare Feststoffvolumen geschätzt werden. Hierauf aufbauend, kann die Wirkung der Injektion auf die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul der Innenschale quantifiziert und in das Tragmodell nach Abschnitt 5.3 eingeführt werden.


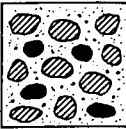
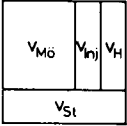
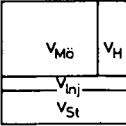
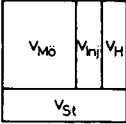
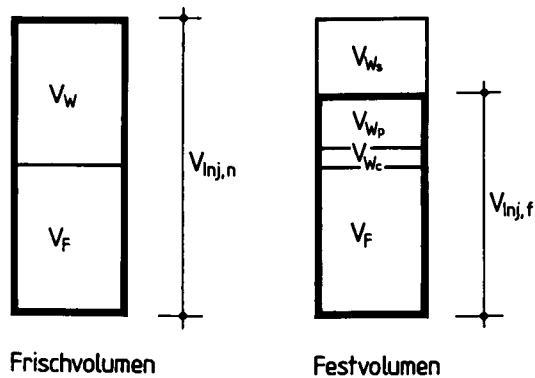
<p>Hohlrauminjektion</p>		
<p>$E_{Inj} \sim E_{St}$ $\beta_{DInj} \sim \beta_{DSt}$</p>	<p>Werkstoffmodell</p>  $\frac{1}{E_i} = \frac{v_{St}}{E_{St}} + \frac{(1-v_{St})^2}{E_{Mö} \cdot v_{Mö} + E_{Inj} \cdot v_{Inj}}$ $\beta_{Di} = \beta_{DMö} \cdot \left(\frac{v_{Mö}}{1-v_{St}} + \frac{E_{Inj}}{E_{Mö}} \cdot \frac{v_{Inj}}{1-v_{St}} \right)$	<p>Werkstoffmodell</p>  $\frac{1}{E_i} = \frac{v_{St} + v_{Inj}}{E_{St}} + \frac{(1-v_{St} - v_{Inj})^2}{E_{Mö} \cdot v_{Mö}}$ $\beta_{Di} = \beta_{DMö} \cdot \frac{v_{Mö}}{1-v_{St} - v_{Inj}}$
<p>$E_{Inj} \sim E_{Mö}$ $\beta_{DInj} \sim \beta_{DMö}$</p>	<p>Werkstoffmodell</p>  $\frac{1}{E_i} = \frac{v_{St}}{E_{St}} + \frac{(1-v_{St})^2}{E_{Mö} (v_{Mö} + v_{Inj})}$ $\beta_{Di} = \beta_{DMö} \cdot \frac{v_{Mö} + v_{Inj}}{1-v_{St}}$	

Bild 10.2: Wirkungsmodell der Hohlrauminjektion

10.3.2 Volumenbilanz der Injektion

Für das Wirkungsmodell der Hohlrauminjektion ist die Kenntnis des Festvolumens $V_{Inj,f}$ des Injektionsgutes erforderlich. Zur Prognose der Injektionswirkung wird man das vorhandene Hohlraumvolumen des Mauerwerks aus der Gefügesondierung abschätzen und dann denjenigen Anteil des Hohlraumvolumens

festlegen, der injiziert werden kann und soll. Bei der Wirksamkeitskontrolle der Injektion ist hingegen das injizierte Frischvolumen $V_{Inj,n}$ bekannt. Da die Injektion i.d.R. mit großem Wasser-Bindemittel-Wert erfolgt, stellt sich die Frage, ob das Festvolumen aus dem Frischvolumen berechnet werden kann.



$$\frac{V_{Inj,n}}{V_{Inj,f}} = 1 + \frac{V_{Ws}}{V_{Inj,f}}$$

Bild 10.3: Volumenbilanz der Injektion

Bild 10.3 zeigt die Volumenbilanz der Injektion. Danach besteht das Frischvolumen $V_{Inj,n}$ aus dem Feststoffvolumen V_F und dem Volumen des Anmachwassers V_W , das Festvolumen $V_{Inj,f}$ aus dem Feststoffvolumen V_F , dem Volumen des chemisch gebundenen Wassers V_{Wc} und dem Porenwasser V_{Wp} . Bei großer Wasserzugabe kann ein Teil des Anmachwassers durch das umgebende Mauerwerk abgesaugt werden und bildet den Volumenanteil V_{Ws} . Für die Volumenbilanz folgt Gl.(10.2):

$$\frac{V_{Inj,n}}{V_{Inj,f}} = 1 + \frac{V_{Ws}}{V_{Inj,f}} \quad (10.2)$$

Für die weitere Berechnung müssen folgende Größen bekannt sein:

- Das Gewichtsverhältnis von Wasser und Feststoff $w_f = W/F$ im Frischmörtel, das i.d.R. aus der Mischung bekannt ist.
- Das Gewichtsverhältnis von chemisch gebundenem Wasser und Feststoff $w_{cf} = W_c/F$ im erhärteten Injektionsgut. Der w_{cf} -Wert kann - bei Kenntnis der Bindemittelart und der Magerung des Injektionsguts - der Literatur entnommen werden oder muß an entnommenen Festmörtelproben durch Differential-Thermo-Analyse (DTA) ermittelt werden.
- Die Reindichte ρ_r des erhärteten Injektionsguts.
- Die Porosität $p = V_p/(V_p+V_f)$ des erhärteten Injektionsguts aus der Roh- und Reindichte entnommener Festmörtelproben.

Das Festvolumen ergibt sich damit aus Gl.(10.3):

$$V_{Inj,f} = V_f + V_p = \frac{F + W_c}{\rho_r} + V_p \quad (10.3)$$

Unter der Voraussetzung, daß das Porenvolumen vollständig durch das Porenwasser W_p ausgefüllt ist, gilt:

$$V_p = \frac{W_p}{\rho_r} = \frac{p}{1 - p} V_f \quad (10.4)$$

Nach Einsetzen von Gl.(10.4) und w_{cf} in Gl.(10.3) erhält man:

$$V_{Inj,f} = \left(1 + \frac{p}{1 - p}\right) (1 + w_{cf}) \frac{F}{\rho_r} \quad (10.5)$$

Das abgesaugte Wasservolumen beträgt:

$$V_{Ws} = \frac{1}{\rho_w} (W - W_p - W_c) \quad (10.6)$$

Mit den Verhältniswerten w_f , w_{cf} und p folgt:

$$V_{Ws} = \frac{F}{\rho_w} \left(w_f - w_{cf} - \frac{p}{1-p} (1 + w_{cf}) \frac{\rho_w}{\rho_r} \right) \quad (10.7)$$

Mit den Gln.(10.7) und (10.5) folgt für die Volumenbilanz der Injektion Gl.(10.8):

$$\frac{V_{Inj,n}}{V_{Inj,f}} = 1 + \frac{\rho_r (w_f - w_{cf} - \frac{p}{1-p} (1 + w_{cf}) \frac{\rho_w}{\rho_r})}{\rho_w (1 + \frac{p}{1-p}) (1 + w_{cf})} \quad (10.8)$$

Bei Verhältniswerten größer als 1,0 wird ein Anteil des Anmachwassers durch das Mauerwerk abgesaugt. Das Festvolumen ist dann gegenüber dem Frischvolumen abzumindern. Bei Verhältniswerten kleiner oder gleich 1,0 ist das gesamte Zugabewasser chemisch im Injektionsgut gebunden und liegt im Porenvolumen des erhärteten Injektionsguts vor. In das Wirkungsmodell kann dann das Frischvolumen der Injektion eingesetzt werden.

Zur Erstellung einer Volumenbilanz der unter Abschn. 9.2 durchgeführten Injektionen wurden folgende Werte ermittelt: $w_f = 0,45$, $w_{cf} = 0,17$, $\rho_r = 2,33 \text{ kg/dm}^3$, $\rho_w = 1,00 \text{ kg/dm}^3$, $p = 0,39$. Die Ermittlung von ρ_r und p erfolgte jeweils an drei Stichproben. Mit Gl.(10.8) ergibt sich das Volumenverhältnis $V_{Inj,n}/V_{Inj,f} = 0,95$. Bei der durchgeführten Injektion liegt das chemisch ungebundene Wasser damit primär im Porenraum des erhärteten Injektionsguts vor. Eine Verifizierung des Wirkungsmodells kann daher mit dem Frischvolumen der Injektion erfolgen.

10.3.3 Verifizierung des Wirkungsmodells

Die Verifizierung des Wirkungsmodells der Hohlrauminjektion erfolgt anhand der Versuchsergebnisse nach Abschn. 9.2. Gegenstand der Verifizierung kann nur die Veränderung des Elastizitätsmoduls der Innenschale infolge Injektion sein, da der Einfluß der Injektion auf die Druckfestigkeit der Innenschale nicht experimentell ermittelt wurde.

Für die Anwendung des Wirkungsmodells müssen zunächst einige Material- und Gefügedaten ermittelt werden. Nach den Mischungsprotokollen und visuellen Befunden beim Abtrag der Prüfkörper beträgt das Volumenverhältnis der Innenschalenkomponenten i.M. $v_{St}/v_{Mö}/v_H = 0,3/0,6/0,1$. Der Elastizitätsmodul des Steins beträgt $E_{St} = 22000 \text{ N/mm}^2$ (Elmkalkstein), der des erhärteten Injektionsmörtels wird mit $E_{Inj} = 10000 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Der Elastizitätsmodul des Innenschalenmörtels $E_{Mö}$ wird aus dem Dreiphasenmodell der Innenschale nach Bild 5.4 und den experimentell ermittelten E_{Sj} -Werten nach Bild 3.25 zu $E_{Mö} = 229 \text{ N/mm}^2$ (Luftkalkmörtel) bzw. $E_{Mö} = 444 \text{ N/mm}^2$ (Hydraulischer Kalkmörtel) berechnet.

Bei allen genannten Eingangswerten handelt es sich um Mittelwerte für alle Prüfkörper. Das injizierte Frischvolumen wurde hingegen für jeden Prüfkörper protokolliert. Für das Injektionsvolumen werden daher die Einzelwerte berücksichtigt, die zwischen $v_{Inj} = 0,05$ bis $0,14$ betragen. Die Volumenbilanz der Injektion hat gezeigt, daß das Frischvolumen weitgehend dem Festvolumen entspricht.

Im zweiten Schritt muß anhand der mechanischen Eigenschaften des erhärteten Injektionsguts und der Struktur des Hohlraumvolumens der maßgebende Formelansatz des Wirkungsmodells nach Bild 10.2 ermittelt werden. Bei der ausgeführten Injektion entsprechen die mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts eher dem Stein als dem Mörtel. Da großformatige Hohlstellen nicht zu erwarten sind, folgt aus Bild 10.2 folgender Rechenansatz für den Elastizitätsmodul der Innenschale:

$$\frac{1}{E_i} = \frac{v_{St}}{E_{St}} + \frac{(1 - v_{St})^2}{E_{Mö} \cdot v_{Mö} + E_{Inj} \cdot v_{Inj}} \quad (10.9)$$

Mit Gl.(10.9) wird für jeden Prüfkörper der Elastizitätsmodul vor der Injektion E_i^I mit $v_{Inj} = 0$ und nach der Injektion E_i^{II} berechnet und der Verhältnismwert E_i^{II}/E_i^I gebildet. Bild 10.4 zeigt den Vergleich mit den experimentell ermittelten Werten nach Bild 9.5. Die Übereinstimmung ist befriedigend, der mittlere Fehler beträgt 30%. Dabei ist zu bedenken, daß wichtige Einflußfaktoren, insbesondere die Volumenanteile der Komponenten, nur durch Mittelwerte berücksichtigt werden konnten.

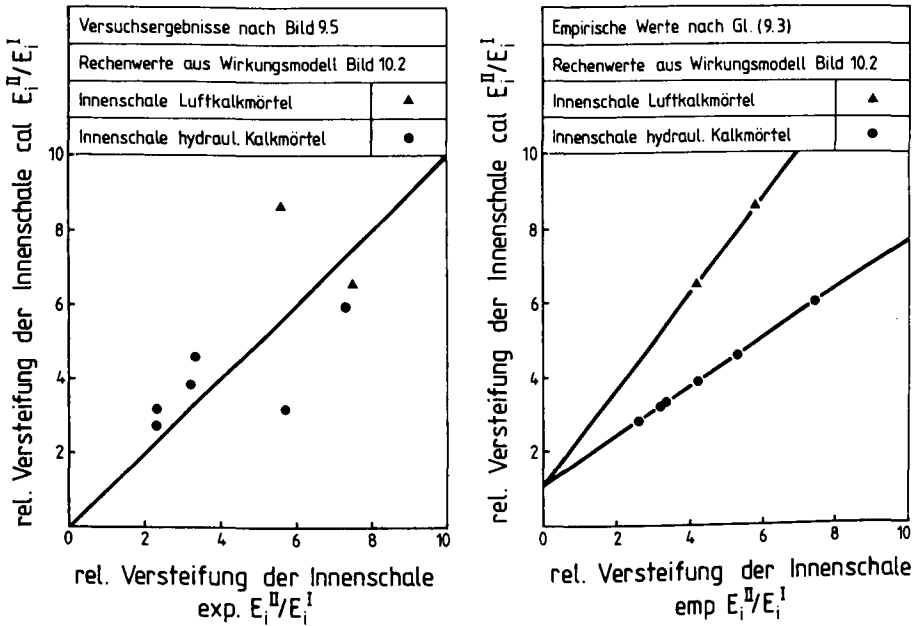


Bild 10.4, 10.5: Einfluß der Injektion auf den Elastizitätsmodul der Innenschale;
 Vergleich experimenteller und rechnerisch aus dem Wirkungsmodell ermittelter Werte (links);
 Vergleich empirisch und rechnerisch aus dem Wirkungsmodell ermittelter Werte (rechts)

Bild 10.5 zeigt den Vergleich der Ergebnisse nach Gl.(10.9) mit dem empirischen Rechenansatz nach Gl.(9.3). Zwischen beiden Rechenansätzen besteht ein linearer Zusammenhang in Abhängigkeit von den mechanischen Eigenschaften der Innenschale.

10.3.4 Risiken und Baustoffe

Die Hohlrauminjektion wird überwiegend mit mineralischer Suspension durchgeführt. Sofern im Mauerwerk kein Gipsmörtel vorhanden ist, wird i.d.R. handelsüblicher Portlandzement verwendet. Da das zu injizierende Medium stark

saugende Eigenschaften besitzt, sind Wasser-Bindemittel-Werte von 0,8 bis 1,0 üblich. Die Injektion erfolgt mit reinem Zementleim, dessen Magerung ist selten.

Seit einigen Jahren wird über Erfolge und Mißerfolge ausgeführter Hohlraum-injektionen kontrovers diskutiert. Initiiert wurde diese Diskussion durch Werner /138/, der über mineralogische Treiberscheinungen an historischen Gipsmauerwerken als Folge von Injektionsarbeiten berichtet. Ursache war die Injektion von sog. hochsulfatbeständigem HS-Zement, dessen C_3A -Gehalt auf 3 Gew.-% begrenzt ist. Dennoch führte die Injektion zur Bildung der Treibminerale Ettringit und Thaumasit und machte vielfach die Amputation ganzer Bauteile erforderlich. Die gleiche Schadensursache nennen Hübner und Thiele /59/ in ihrer ausführlichen Dokumentation über die Nachuntersuchungen an der St. Johanniskirche in Ellrich.

Wegen der Gefahr der Treibmineralbildung bei Injektion von HS-Zement in Gipsmauerwerk empfehlen Pieper und Hempel /92/ die Verwendung gipsbeständiger Spezialmörtel. Maus und Wenzel /79/ sowie Ullrich und Wenzel /129/ berichten ebenfalls über Nachuntersuchungen an injizierten Mauerwerken, von denen einige aus Gipsmauerwerk erstellt waren. Sie kommen zu dem Schluß, daß die untersuchten Hohlrauminjektionen überwiegend erfolgreich waren. Als Schadensursache der Gipsmauerwerke wird mangelhafter Gefügebrauch vor Beginn der Arbeiten und die hohe Dauerfeuchte des Mauerwerks angesehen. Die mit der Injektion verbundenen Risiken des Wassereintrags und mineralogischer Treiberscheinungen bei Verwendung von HS-Zementen seien bei Beachtung der Ausführungsregeln nach Wenzel /136/ beherrschbar.

Keine der zitierten Veröffentlichungen geht der Frage nach, ob die Injektion statisch-konstruktiv notwendig war und ob sie mechanisch wirksam ist. Als wichtige Risikofaktoren der Injektion werden aber in allen Arbeiten der Wassereintrag in das Mauerwerk und die mineralogische Treibgefahr genannt.

Der hohe Wasser-Bindemittel-Wert des Injektionsgutes ist primär zur Benetzung der saugenden Injektionskanalwandung und zum Transport der Suspension erforderlich /77/. Wassergehalte oberhalb eines Wasser-Bindemittel-Wertes von 0,4 können im Zementstein aber weder chemisch noch in Gelporen gebunden werden. Bei einem w/b-Wert von 0,9 sind pro Sack Zement ca. 25 Liter Wasser vorhanden, die durch das umgebende Mauerwerk abgesaugt werden bzw. in den Kapillar-

poren des Mörtels vorliegen. Diese Feuchte wird teilweise im Mauerwerk verbleiben, teilweise durch Trocknung zur Mauerwerksoberfläche wandern. Dabei können wasserlösliche Salze aus dem Inneren an die Mauerwerksoberfläche transportiert werden. Die Folge sind Ausblühungen, die Putze oder Wandmalereien gefährden. Dieser Prozeß läuft sehr langsam ab und ist oft nach vielen Jahren noch nicht abgeschlossen.

Der Reduzierung des Wassereintrags durch die Injektion muß daher besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Dies ist durch lokale Begrenzung der Injektion sowie durch Reduzierung des Wasser-Bindemittel-Wertes möglich. Der Wasser-Bindemittel-Wert ist durch Magerung und durch Zugabe von Fließmitteln senkbar. Eine abgestufte Magerung mit feinen Quarzsanden und Mikrovollglaskugeln kann nach Trautmann /127/ den Wasseranspruch um 50% reduzieren, ohne die Fließeigenschaften und die Festigkeit des Mörtel negativ zu beeinflussen. Auch durch den Einsatz von geschäumtem Injektionsmörtel kann der Wasseranspruch reduziert werden. Die Schaumzugabe erzeugt geschlossenzellige Luftporen in der Zementsteinmatrix. Die Porosität wird vergrößert, Festigkeit, Steifigkeit und Penetrationsfähigkeit werden durch die Schaumzugabe reduziert, ebenso die kapillare Wasseraufnahme und -abgabe. Stark et al. /122/ haben nachgewiesen, daß die Schaumdosierung eine Anpassung der strukturellen und mechanischen Mörtel Eigenschaften an die Bauwerksanforderungen gestattet.

Zur Vermeidung von Treibmineralbildung bei gipshaltigem Mauerwerk sollte nur gipsbeständiger Spezialmörtel verwendet werden. Diese Mörtel sind stark mit Hüttensand, Traß oder Flugasche gestreckt und weisen einen geringen Portlandzementklinkeranteil auf /81/. Neben dem in Abschn. 9 verwendeten TUBAG-Mörtel ist derzeit eine Vielzahl gipsbeständiger Injektionsmörtel im Handel. Es handelt sich hierbei durchweg um Werk trockenmörtel, deren Zusammensetzung und Magerung i.d.R. unbekannt ist. Sie stellen erhöhte Anforderungen an die Verarbeitung und Nachbehandlung und weisen geringe Druck- und Scherfestigkeiten auf. Da sie ferner keine ausreichende Alkalität besitzen, dürfen bei einer zusätzlichen Vernadelung nur Nadeln aus Edelstahl verwandt werden. Die Untersuchungen nach Abschnitt 9 zeigen jedoch, daß der gipsbeständige TUBAG-Mörtel bei Beachtung der Verarbeitungshinweise eine ausreichende Druckfestigkeit erreicht. Auch die auf den Mörtel abgestimmte Vernadelung mit Gewindestäben aus Edelstahl weist einen ausreichenden Auszieh widerstand auf.

Bei der Injektion von HS-Zement in gipshaltiges Mauerwerk kann es - ausreichendes Feuchteangebot vorausgesetzt - zur Treibmineralbildung kommen. Laborversuchen von Hempel /56/ und zahlreiche eigene Untersuchungen an geschädigten Bauwerken belegen dies. Wenn in Einzelfällen lokal begrenzte Injektionen mit Zement z.B. für Vernadelungen dennoch unverzichtbar sind, können ersatzweise C_3A -freie Zemente mit Zusatz von Silicastaub verwendet werden. In Laborversuchen /27/ haben diese Bindemittel eine weitgehende Raumbeständigkeit bewiesen. Da über die Anwendung in der Praxis derzeit aber noch zu wenig Langzeitergebnisse vorliegen, muß auch hier mit einem Restrisiko gerechnet werden.

Eine Penetration wird mit den genannten Baustoffen nur in unmittelbarer Umgebung der Injektionsöffnung erreicht.

10.4 Penetration

10.4.1 Wirkungsmodell

Die Penetration ist bei ein- und mehrschaligen Mauerwerksgefügen durchführbar. Für die Penetration einschaligen Ziegelmauerwerks mit Zementleim und Kunstharz haben Franke et al. in /36/ ein Wirkungsmodell vorgestellt. Danach kann die Druckfestigkeit des penetrierten Mauerwerks mit Gl.(4.2) nach Mann abgeschätzt werden, wenn als Mörteldruckfestigkeit die Druckfestigkeit des Injektionsguts verwendet wird. Voraussetzung für die Wirkung der Penetration ist eine ausreichende Anzahl penetrierbarer Hohlräume im Fugenmörtel. Der Einfluß des Injektionsvolumens auf die Druckfestigkeit kann mit der Formel nach Mann jedoch nicht berücksichtigt werden.

Das Wirkungsmodell der Penetration muß die Druckfestigkeit des penetrierten Gefüges in Abhängigkeit von dessen Struktureigenschaften beschreiben. Hierzu wird der Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Porosität sowie Bindemittelart nach Schäfer/Hilsdorf /108/ verwendet (siehe Abschn. 7.6.3). Bild 10.6 zeigt das Wirkungsmodell. Danach ist zu unterscheiden, ob ein bindemittelarmes Haufwerk oder ein poröses Feststoffgefüge penetriert wird.

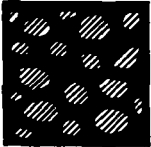

	
bindemittelarmes Haufwerk	poröses Feststoffgefüge
$\beta_{DInj} = \beta_{D0Inj} (1 - v_{pInj})^n$	$\beta_{DInj} = \beta_{D0} (1 - v_p + v_{Inj})^n$

Bild 10.6: Wirkungsmodell der Penetration

Stark verwitterte Fugenmörtel und nichtkohäsive Innenschalen werden als bindemittelarme Haufwerke betrachtet. Das penetrierende Injektionsgut bildet eine Bindemittelmatrix im Haufwerk aus. Die Druckfestigkeit kann dann mit Gl.(10.10) berechnet werden:

$$\beta_{DInj} = \beta_{D0Inj} (1 - v_{pInj})^n \quad (10.10)$$

Hierin ist β_{D0Inj} die Druckfestigkeit des porenfreien Injektionsguts und v_{pInj} das Porenvolumen des Injektionsguts. Der Rechenwert n ist von der Festigkeit des porenfreien Gefüges abhängig (siehe Tab. 7.2).

Niederfeste Mörtel und Natursteine stellen hingegen poröse Feststoffgefüge dar. Die Penetration reduziert die Porosität. Eine zusätzliche, festigkeitsbildende Matrix entsteht jedoch i.d.R. nicht. Die Druckfestigkeit kann mit Gl.(10.11) berechnet werden:

$$\beta_{DInj} = \beta_{D0} (1 - v_p + v_{Inj})^n \quad (10.11)$$

Hierin ist β_{D0} die Druckfestigkeit des porenfreien Feststoffgefüges, v_p ist das Porenvolumen des nichtpenetrierten Feststoffgefüges und v_{Inj} ist das Penetrationsvolumen. Der Rechenwert n bezieht sich auf das porenfreie Feststoffgefüge.

Eine Verifizierung des Wirkungsmodells ist derzeit noch nicht möglich. Bei den eigenen Untersuchungen nach Abschn. 9.2 wurde die Penetration weder angestrebt noch erreicht. Für die Verifizierung von Versuchsergebnissen aus der Literatur /15,20,36,41/ fehlen wichtige Eigenschaftswerte.

10.4.2 Risiken und Baustoffe

Die Penetration erfolgt überwiegend mit Feinstzement. Diese werden seit einigen Jahren in der Bodeninjektion zur Verfestigung nichtkohäsiver Sande und Kiese verwendet. Sie besitzen gegenüber herkömmlichen Zementen eine deutlich höhere Mahlfeinheit. Dies bedingt einen erhöhten Wasseranspruch. Bei Zugabe von Injektionshilfen wird die Verarbeitung mit Wasser-Zement-Werten ab 2,0 möglich /120/. Die Risiken für den Feuchtehaushalt des Mauerwerks sind entsprechend groß.

Aus Versuchen zur Bodeninjektion mit Feinstzementen ist ein Penetrationskriterium /23,120/ entwickelt worden. Dabei werden charakteristische Korndurchmesser des Bodens und des Injektionsguts miteinander verglichen:

$$N = \frac{d_{15, \text{Boden}}}{d_{85, \text{Inj}}} \quad (10.12)$$

Eine Penetration ist nur für $N > 25$ sicher möglich. Für das Injektionsgut ist der charakteristische Korndurchmesser der Suspension, nicht des Feststoffs einzusetzen. Die Struktur des zu penetrierenden Porenraums wird nach Gl.(10.12) nicht berücksichtigt. Schulze /119/ entwickelt aus der Korngrößenverteilung des Bodens für kugelige Kornform und dichteste Lagerung eine Porenengstellenverteilung und leitet aus Injektionsversuchen mit Feinstzementsuspension folgendes Penetrationskriterium ab:

$$N_{Inj} = \frac{d_{0, P}}{d_{100, Inj}} \quad (10.13)$$

Darin ist $d_{0,p}$ der kleinste Hohlraumdurchmesser der Porenengstellenverteilung und $d_{100,Inj}$ der Größtkorndurchmesser der Suspension. Eine Penetration ist nach /119/ für $N_{Inj} > 1$ möglich.

Die Penetration kann alternativ hierzu auch mit Epoxidharzen erfolgen. Es sollten nur zweikomponentige, ungefüllte Epoxidharze verwendet werden, die nach ZTV-RISS /151/ zugelassen sind. Die Penetration mit Kunstharz oder Feinstzement hat durch den Verschluß der Porenräume eine abdichtende Wirkung gegenüber Diffusionsvorgängen. Aus Gründen der bauphysikalischen und mechanischen Verträglichkeit sollte dieser Wirkungsmechanismus daher nur bei durchgemauerten Querschnitten mit geringem Feuchte- oder Temperaturgradienten angewandt werden.

10.5 Spaltinjektion

10.5.1 Wirkungsmodell

Das Wirkungsmodell der Spaltinjektion ist in Bild 10.7 für den Standardlastfall I nach Abschn. 5.4.3 dargestellt. Bild 10.7 zeigt den Lasteinleitungsbereich und den Schnitt A - A im Bereich horizontaler Druckspannung vor und nach der Spaltinjektion.

Die Spaltinjektion schließt den Schalenabriß der Länge l_r und stellt die Verbundmechanismen Konsoltragwirkung und Druckkontakt wieder her. Dadurch wird die Länge der Störzone $l_r + l_v$ reduziert. Die Lasteinleitungslänge l_v kann durch die Spaltinjektion gegenüber dem unsanierten Zustand nicht verkürzt werden, da die Schubtragfähigkeit der Innenschale in der Grenzfläche zum Injektionsmörtel unverändert bleibt. Das Wirkungsmodell setzt voraus, daß der Schalenpalt vollständig verfüllt wird und die mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts mindestens denen der Innenschale entsprechen. Eine Quantifizierung des Volumen- und Festigkeitseinflusses der Injektion ist derzeit noch nicht möglich.

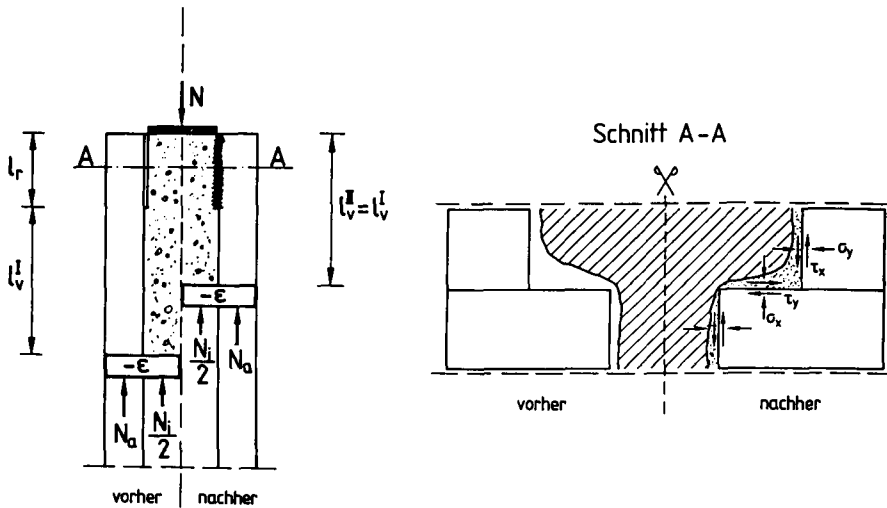


Bild 10.7: Wirkungsmodell der Spaltinjektion

10.5.2 Risiken und Baustoffe

Die Risiken und Baustoffe der Spaltinjektion entsprechen weitgehend denen der Hohlrauminjektion. Das erhärtete Injektionsgut darf gegenüber Wasser und Wasserdampf keine vertikale Sperrschicht bilden. Da die Anforderungen an das Fließvermögen des Injektionsguts gering sind, erscheinen insbesondere Schaumörtel für die Spaltinjektion geeignet.

10.6 Vernadelung

10.6.1 Wirkungsmodell

Die Vernadelung dient der Aufnahme horizontaler Zugkräfte im Mauerwerksgefüge. Bei nichtkohäsiver Innenschale beanspruchen horizontale Flächenlasten

q_h nach Abschn. 6.2.3 die Außenschalen auf Biegung. In Wandbereichen, in denen weder durchbindende Werksteine noch stützende Bauteile (z.B. Strebpfeiler) vorhanden sind, kann durch die Vernadelung die Biegesteifigkeit der Außenschalen erhöht werden. Hierdurch wird ein duktiles, durch Verformungen angekündigtes Versagen ermöglicht. Dahmann /25/ hat nachgewiesen, daß durch eine enge und steife Vernadelung eine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit dreischaliger, nichtkohäsiver Mauerwerksgefüge erreichbar ist.

Bei mehrschaligen, kohäsiven Mauerwerksgefügen treten horizontale Zugkräfte hingegen nur im Bereich der Lasteinleitung auf. Bild 10.8 zeigt das Wirkungsmodell für den Lastfall I nach Abschn. 5.4.3. Dargestellt ist der Lasteinleitungsbereich und der Schnitt A - A im Bereich horizontaler Zugspannung vor und nach der Vernadelung. Die Vernadelung reduziert die Lasteinleitungslänge l_v durch horizontale Verbundspannungen τ_{Ny} , die zusätzlich zur Konsoltragwirkung wirksam sind. Im Bereich horizontaler Druckspannungen ist die Vernadelung ohne Wirkung.

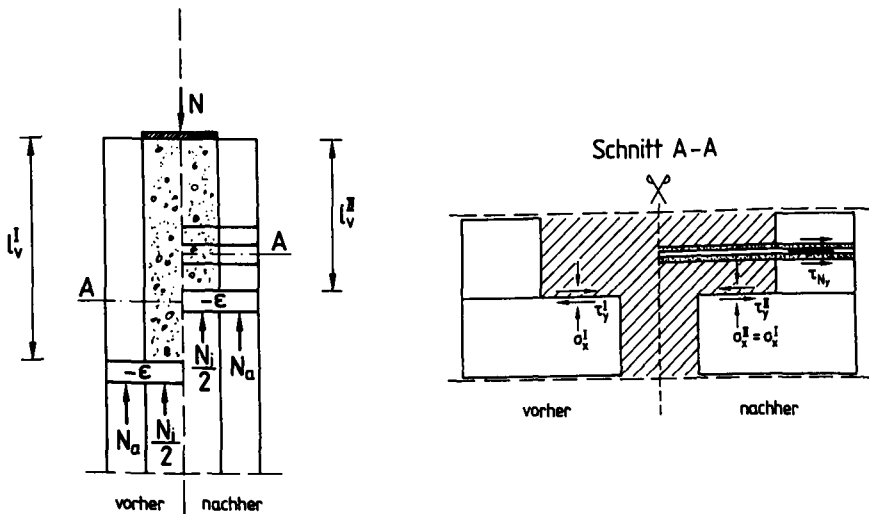


Bild 10.8: Wirkungsmodell der Vernadelung für mehrschalige, kohäsive Mauerwerksgefüge

Eine weitere Reduzierung der Lasteinleitungslänge ist durch das Vorspannen der Nadeln möglich. Die Vorspannkraft überdrückt die vertikalen Mörtelfugen der Verbundzone und steigert dadurch den Lastabtrag. Vorgespannte Nadeln werden bisher nur in Sonderfällen eingesetzt /33,48/. Die Kenntnisse zur Wirksamkeit und Dauerhaftigkeit vorgespannter Nadeln sind entsprechend gering.

Die Tragfähigkeit der Nadel ist nach Abschn. 9.3 und 9.4 abhängig von der Stahlgüte und der Profilierung, von den mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts, von der Verbundlänge und von der Querkzugfestigkeit des umgebenden Mauerwerks. Die Vielzahl der Einflußparameter verhindert in der Praxis die Anwendung von Bemessungsdiagrammen, wie sie in /22,25,26,56/ angegeben werden. Ausziehversuche am Bauwerk sind daher unverzichtbar.

10.6.2 Risiken und Baustoffe

Bei Zementinjektionen erfolgt die zusätzliche Vernadelung nach Wenzel /136/ mit geripptem Betonstahl BST 500 S oder mit GEWI-Stäben gleicher Materialgüte. Übliche Durchmesser sind 12 bis 16 mm, bei GEWI-Stäben bis 20 mm. Die Verankerung erfolgt über Verbund. Eine zusätzliche Endverankerung durch Muttern ist möglich, erfordert aber größere Bohrdurchmesser. Der Korrosionsschutz der Nadel ist bei einer allseitigen Zementsteinüberdeckung der Stäbe von 20 mm gewährleistet. Hieraus folgt der notwendige Bohrdurchmesser von 50 bis 60 mm.

Bei Injektionen mit sulfatbeständigem Spezialmörtel müssen Nadeln aus Edelstahl verwendet werden. Es werden überwiegend Gewindestäbe mit 10 bis 16 mm Durchmesser und aufgeschraubter Mutter als Endverankerung verwendet. Die Vernadelung mit Gewindestangen erfordert Bohrdurchmesser von 25 bis 35 mm.

Alternativ hierzu werden auch Nadeln aus unidirektionalen Glasfaserverbundstäben verwendet /33,48/. Der Verbund zum Mauerwerk erfolgt durch Zement- oder Epoxidharzinjektion. Die Glasfaserverbundstäbe besitzen gegenüber Stahl einen deutlich geringeren Elastizitätsmodul und werden daher bevorzugt als vorgespannte Nadeln eingebaut.

Zur Schonung der Mauerwerkansicht sollte die Vernadelung im Fugenverband angeordnet werden. In Abschn. 9.4 wurde nachgewiesen, daß auch bei dieser Anordnung der Nadeln ausreichende Ausziehkräfte erzielt werden.

10.7 Zusammenfassung

Die Injektion und Vernadelung von historischem Mauerwerk ist eine vielfach erprobte Konsolidierungsmaßnahme. Für die bauwerksspezifische Auswahl des Injektionsverfahrens und der Injektionsbaustoffe werden die Wirkungsmechanismen Hohlräuminjektion, Spaltinjektion, Penetration und Vernadelung unterschieden.

Die Wirkung dieser Mechanismen auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks wird durch Wirkungsmodelle beschrieben. Die Risiken der Wirkungsmechanismen werden erläutert und Rückschlüsse für das Anforderungsprofil des Injektionsguts gezogen.

Das Wirkungsmodell der Hohlräuminjektion basiert auf dem Mehrphasenmodell der Innenschale. Es beschreibt die Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul der injizierten Innenschale in Abhängigkeit von der Hohlraumstruktur und dem Injektionsvolumen und wird anhand der Injektionsversuche nach Abschn. 9.2 verifiziert.

Das Wirkungsmodell der Penetration beschreibt die Druckfestigkeit des penetrierten Gefüges in Abhängigkeit von der Porosität und der Festigkeit des porenfreien Gefüges.

Die Wirkungsmodelle der Spaltinjektion und der Vernadelung beschreiben die Veränderung des Lastabtrags in Störzonen dreischaliger, kohäsiver Mauerwerkgefüge und können in das Verbundmodell nach Abschn. 5.4.4 implementiert werden.

11 ZIELE UND PLANUNGSSCHRITTE DER KONSOLIDIERUNG

11.1 Konsolidierungsziele

Eine Konsolidierung des Natursteinmauerwerks wird erforderlich, wenn dessen Integrität bedroht ist. Das Ziel der Konsolidierung ergibt sich dann unter Berücksichtigung des gegenwärtigen Zustands des Mauerwerks aus der denkmalpflegerischen Zielstellung. Das Konsolidierungsziel steckt dabei die Rahmenbedingungen für die Intensität der Konsolidierungseingriffe ab. Obwohl die Formulierung des Konsolidierungsziels immer bauteilspezifisch erfolgen muß, ist eine Systematisierung nach Konsolidierungsstufen sinnvoll.

Die Konsolidierung der Dauerhaftigkeit wird notwendig, wenn Verwitterungs- bzw. Alterungserscheinungen zur fortschreitenden Schädigung führen, Anzeichen für eine Überbeanspruchung - z.B. Rißbildungen - aber weder global noch lokal zu erkennen sind. Gefordert sind dann schonende Eingriffe, die die Mauerwerksansicht sowie das bauphysikalische und mineralogische Gleichgewicht des Bauteils möglichst wenig stören. Die Verbesserung der Tragwirkung und der Tragfähigkeit des Bauteils ist eine willkommene Nebenwirkung, quantitative Anforderungen werden aber nicht gestellt.

Die Konsolidierung der Tragwirkung eines Bauteils oder verschiedener Bauteile untereinander wird angestrebt, wenn lokale Anzeichen einer Überbeanspruchung festzustellen sind. Die Dauerhaftigkeit ist lokal stark reduziert, die globale Standsicherheit des Bauteils ist aber nicht gefährdet. Es werden quantitative Anforderungen an die Verbesserung der Tragwirkung gestellt. Erforderlich ist die Dimensionierung mittels Tragmodellen und die Verifizierung der Wirksamkeit der Konsolidierung am Bauwerk. Entsprechend der höheren statisch-konstruktiven Anforderungen an die Konsolidierung ist diese Konsolidierungsstufe mit einer größeren Intensität der Eingriffe verbunden. Beispiele sind die Verbesserung des Schalenverbundes in Störzonen, z.B. im Kämpferbereich von Gewölben, die Anbindung nachträglich vorgemauerter Strebe Pfeiler an die Wände oder die Anbindung ausgebeulter Wandbereiche an den Mauerwerkskern. Die Beispiele zeigen, daß diese Konsolidierungsstufe im Regelfall nur örtlich begrenzt erforderlich ist.

Die Konsolidierung der Tragfähigkeit wird notwendig, wenn die globale Standsicherheit des Bauteils gefährdet ist oder wenn im Zuge einer geplanten

Umnutzung die Aufnahme zusätzlicher Lasten erforderlich wird. Es werden quantitative Anforderungen an die Tragfähigkeit des Bauteils gestellt, die die Intensität der Eingriffe bestimmen. Die Dimensionierung der Konsolidierungsmaßnahme und der Nachweis der Tragfähigkeit des konsolidierten Bauteils mittels Tragmodellen sind erforderlich.

11.2 Planungsschritte

Den ersten Schritt zur Planung einer Konsolidierung bildet die Wahl geeigneter Wirkungsmechanismen hinsichtlich Wirkungen und Risiken. Diese muß gleichrangig denkmalpflegerische und statisch-konstruktive Aspekte berücksichtigen. Aus statisch-konstruktiver Sicht ist zu fragen, welche Mechanismen ihrer Wirkung nach geeignet sind, festgestellte Schwächen des Mauerwerksgefüges zu beheben und die Integrität des Mauerwerks wieder herzustellen. Diese Auswahl erfolgt anhand der Tragmodelle nach den Abschn. 4, 5 und 6, der Ergebnisse der Mauerwerksondierungen und der Wirkungsmodelle nach Abschn. 10. Aus denkmalpflegerischer Sicht ist zu fragen, welche dieser statisch-konstruktiv geeigneten Mechanismen im Hinblick auf die Risiken zulässig sind. Den Maßstab für diese Abwägung bildet das Konsolidierungsziel.

Im zweiten Schritt muß die bauteilspezifische Dimensionierung der ausgewählten Wirkungsmechanismen erfolgen. Dies beinhaltet bei Injektionen die Wahl des Bohrlochrasters, der Bohrtiefe sowie der Injektionsbaustoffe und -verfahren. Bei der Vernadelung ist zusätzlich das Nadelraster, die Lage der Nadeln im Mauerwerksverband und die Nadelart festzulegen. Hierzu dienen die Untersuchungsergebnisse nach Abschnitt 9 und die Wirkungsmodelle nach Abschnitt 10. Beim derzeitigen Stand der Erkenntnisse sind darüber hinaus jedoch empirisch getroffene Verfügungen unverzichtbar.

Den dritten Planungsschritt bildet die Kontrolle der Wirksamkeit der Konsolidierung an einer Erprobungsfläche. Hierzu sind nach erfolgter Konsolidierung Mauerwerksondierungen durchzuführen und deren Ergebnisse in die Wirkungs- und Tragmodelle zu implementieren. Notwendigkeit und Umfang der Planungsschritte sind vom Konsolidierungsziel abhängig. Dies wird im folgenden für die Konsolidierungsstufen nach Abschn. 11.1 gezeigt.

11.3 Konsolidierung der Dauerhaftigkeit

Bei der Konsolidierung der Dauerhaftigkeit müssen die denkmalpflegerischen Aspekte im Vordergrund stehen. Zur Behebung von Gefügeschwächen des Mauerwerks sind die Wirkungsmechanismen Verfugung, Spaltinjektion und Hohlrauminjektion geeignet. Da die Anforderungen an die Penetration gering sind, kann mit geringen Wasserzugaben gearbeitet werden. Ferner muß die Baustoffwahl primär unter mineralogischen Gesichtspunkten erfolgen, da die Festigkeit des Injektionsgutes sekundär ist. Die bauphysikalischen und mineralogischen Risiken sind dann beherrschbar. Weitergehende Eingriffe sollten im Hinblick auf die damit verbundenen Risiken vermieden werden.

Die Dimensionierung der Wirkungsmechanismen wird i.d.R. empirisch erfolgen. Eine Prognose zur statischen Wirksamkeit ist nicht erforderlich, da keine quantitativen Ziele verfolgt werden. An einer Erprobungsfläche ist aber qualitativ durch Bohrkernentnahme oder zerstörungsfreie Untersuchung zu verifizieren, ob die Konsolidierungseingriffe auf das zu sanierende Bauteil begrenzt sind und ob die angestrebten Wirkungsmechanismen erreicht wurden.

11.4 Konsolidierung der Tragwirkung

Durch die Konsolidierung der Tragwirkung soll der innere Lastabtrag verändert werden. Dazu ist bei mehrschaligen Mauerwerksgefügen i.d.R. neben einer Versteifung der Innenschale durch Hohlrauminjektion und einer Verbesserung des Schalenverbundes durch Spaltinjektion auch die zusätzliche Vernadelung erforderlich. Bei der Baustoffwahl muß die Minimierung von Risiken im Vordergrund stehen. Die Wirkungsmechanismen Penetration und RiBinjektion erscheinen im Hinblick auf mögliche Risiken nur dann akzeptabel, wenn die lokale Begrenzung des Eingriffs gewährleistet werden kann.

Da die Konsolidierung quantifizierbare Anforderungen an die Tragwirkung verfolgt, muß die Prognose der Wirksamkeit auf Basis der Wirkungsmodelle nach Abschn. 10 erfolgen. Zu beachten ist, daß die Konsolidierung unter den ständigen Einwirkungen wie z.B. Eigengewicht erfolgt. Daher ist die Konsolidierung zunächst nur für nichtständige Lasten wirksam. Ein Anspringen der Konsolidierungsmaßnahme gegenüber Eigengewichtslasten tritt erst bei weiterer Verformung ein.

Im Regelfall werden die Wirkungsmechanismen getrennt auf ihre Wirksamkeit hin untersucht. Die Wirksamkeit der Vernadelung ist durch Ausziehversuche am Bauwerk zu verifizieren. Die Ausziehversuche müssen immer die Messung des Nadelweges beinhalten, da nur dann das Verbundspannung-Verschiebungs-Verhalten der Vernadelung beurteilt werden kann. Die Wirksamkeit der Spaltinjektion ist durch Prüfung der Haftscher- oder Haftzugfestigkeit an entnommenen Bohrkernen verifizierbar, die Wirksamkeit der Hohlrauminjektion durch Prüfung des Elastizitätsmoduls von Bohrkernen. Auf Basis der am Bauwerk ermittelten Einzelwirkungen ist dann das geschärfte Tragmodell des konsolidierten Mauerwerks erstellbar.

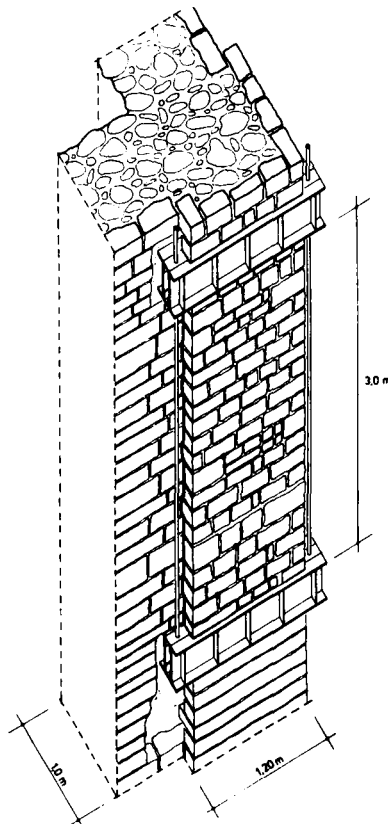


Bild 11.1: Probelastung zum Nachweis der Wirksamkeit der Konsolidierung am Beispiel der Kirche St. Alexander in Wallenhorst nach /131/

Alternativ zur Kontrolle der Einzelwirkungen durch eine Probenentnahme ist auch die direkte Kontrolle der veränderten Tragwirkung an einer Erprobungsfläche in-situ möglich. Als Beispiel zeigt Bild 11.1 die Probelastung einer Wandvorlage am Turm der neugotischen Kirche St. Alexander in Wallenhorst /131/. Die Konsolidierung sah die Wirkungsmechanismen Spalt- und Hohlraum-injektion sowie Vernadelung vor. Die Probelastung überprüft den Schalenverbund durch Abscheren der luftseitigen Mauerwerkschale. Auf der Wandoberfläche wird die Dehnungsverteilung ermittelt und hieraus auf die mitwirkende Dehnsteifigkeit geschlossen. Durch zweimalige Probelastung der luftseitigen Mauerwerkschale vor und nach der Konsolidierung kann die Wirkung der Konsolidierung auf die Lastabtragung quantifiziert werden. Der rechnerische Nachweis der Standsicherheit erfolgt auf Basis der "relativen Sicherheit" nach Pieper /91/. Pieper wendet den relativen Sicherheitsnachweis zumeist auf die globale Standsicherheit des Bauwerks an und verwendet als Sicherheitskriterium die rechnerische Randspannung. Beim Beispiel der Probelastung wurde als lokales Sicherheitskriterium die aktivierte Dehnsteifigkeit verwendet. Der Vorteil der Probelastung besteht darin, daß die beim Anpassen von Trag- und Wirkungsmodellen auf das reale Bauwerk entstehende Unschärfe verringert wird. Nachteilig ist ein erhöhter Zeit- und Kostenaufwand sowie die Notwendigkeit lokaler Eingriffe in die historische Substanz.

11.5 Konsolidierung der Tragfähigkeit

Bei der Konsolidierung der Tragfähigkeit stehen die statisch-konstruktiven Aspekte im Vordergrund. Alle im Abschn. 10 genannten Wirkungsmechanismen sind daher auf ihre Anwendbarkeit hin zu überprüfen. Bei einschaligen Werksteinverbänden haben sich die Ribinjektion und die Penetration mit Feinstzement oder Kunstharz aus statisch-konstruktiver Sicht bewährt. Die Risiken dieser Wirkungsmechanismen sind bei einschaligen Mauerwerksgefügen beherrschbar.

Eine quantitative Prognose der Tragfähigkeitsteigerung ist erforderlich. Sie erfolgt durch Implementierung der Wirkungsmodelle der Konsolidierung in die Tragmodelle für Natursteinmauerwerk. Eine Kontrolle der Wirksamkeit ist notwendig, kann aber i.d.R. nicht direkt an der Erprobungsfläche erfolgen, da hierzu eine Belastung bis zum Bruch notwendig wäre. Die Kontrolle der Wirksamkeit erfolgt daher indirekt. Durch Probenentnahme werden die Einzelwirkungen der Konsolidierungsmechanismen überprüft und quantifiziert. Die Ergebnisse werden in das Tragmodell eingebaut und erlauben die indirekte Prognose

der Tragfähigkeitssteigerung sowie den rechnerischen Standsicherheitsnachweis. Dieses Vorgehen ist jedoch mit großen Unsicherheiten behaftet.

Bei definierten Mauerwerksgefügen und -geometrien, etwa bei durchgemauerten Mauerwerkspfeilern, kann eine quasi-direkte Kontrolle der Wirksamkeit an nachgestellten Laborpfeilern erfolgen /98/. Voraussetzung ist eine ausreichende Authentizität der Nachbildung. Diese wird durch sorgfältige Sondierung, Nachstellung des historischen Mörtels und Verwendung von Originalgestein gesichert. Die Laborpfeiler dienen als Erprobungsfläche der Konsolidierung, die Prüfung ihrer Tragfähigkeit erfolgt nach den in Abschn. 9 vorgestellten Methoden.

12 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die vorliegende Arbeit präsentiert Werkzeuge für die denkmalverträgliche, behutsame Beurteilung und Konsolidierung von Bauwerken aus historischem Natursteinmauerwerk. Als Leitfaden wird ein Ingenieurmodell vorgestellt, das ingenieurmäßige und denkmalpflegerische Bausteine verknüpft. Den Schwerpunkt bilden die Ingenieurbausteine zum Tragverhalten ein- und mehrschaliger Gefüge und zur Wirkung der Konsolidierung.

Das TRAGMODELL für historisches Natursteinmauerwerk besteht aus mehreren Bausteinen. Zunächst werden Bruchmodelle für Natursteinmauerwerk vorgestellt und an eigenen Druckversuchen verifiziert. Die berechneten Druckfestigkeitswerte weichen erheblich von den Versuchsergebnissen ab. Daher wird das Bruchmodell von Sabha durch den Einbau der realen Mörtelfestigkeit im Mauerwerk und des Übertragungsfaktors nach Mann verbessert. Das Bruchmodell ist dadurch auf vorhandene Bauwerke anwendbar. Seine Übereinstimmung mit Versuchswerten ist aber noch unbefriedigend. Die zuverlässige Prognose der Druckfestigkeit von Natursteinverbänden wird daher auch weiterhin vorrangiges Forschungsziel sein.

Die Tragfähigkeit gedrungener, ein- und mehrschaliger Bauteile wird durch Bruchschnittgrößen beschrieben. Dieses Vorgehen ist im Mauerwerksbau bisher wenig gebräuchlich, für mehrschalige Gefüge aber unverzichtbar. Unabhängig vom Mauerwerkverband wird ein elastisch-plastisches Werkstoffmodell mit der Grenzdehnung $\epsilon_U = 2\beta_U/E$ verwendet. Hieraus werden die Bruchschnittgrößen ein- und mehrschaliger Gefüge unter Biegung mit Normalkraft ermittelt. Die Herleitung der Interaktionslinien für beliebige Mauerwerksgefüge und deren Einflußparameter werden erläutert.

Die Tragfähigkeit schlanker Bauteile wird von der planmäßigen und der ungewollten Exzentrizität beeinflusst. Die ungewollte Exzentrizität ist eine charakteristische Eigenschaft des Mauerwerkverbandes und hängt von der Steinbearbeitung ab. Sie wird für regellose Bruchsteinverbände und regelmäßige Schichtenverbände experimentell ermittelt und ist deutlich größer als beim künstlichen Mauerwerk. Die Stabverformung ist hingegen auch bei großer Schlankheit von geringem Einfluß auf die Tragfähigkeit. Weitere exzentrische Druckversuche sind erforderlich, um die ungewollte Exzentrizität anderer Verbände zu untersuchen.

Das Tragverhalten mehrschaliger, kohäsiver Mauerwerksgefüge im Lasteinleitungsbereich wird mit dem Verbundmodell beschrieben. Dazu wird ein verschieblicher Verbund zwischen den Schalen vorausgesetzt. Die Verzahnung im Schalenverbund wird durch horizontale und vertikale Mörtelfugen geometrisch idealisiert. In den vertikalen Mörtelfugen erfolgt der Kraftabtrag durch Druckkontakt, in den horizontalen durch Konsoltragwirkung. Der Kraftabtrag der Mörtelfuge wird unabhängig von ihrer Orientierung mit dem Coulomb'schen Reibungsgesetz beschrieben. Die Wirksamkeit der Konsoltragwirkung und des Druckkontaktes wird in Abhängigkeit von der Schalenverschiebung und dem Vorzeichen der Horizontalspannung verfügt. Bei bekannter Verbundspannung-Verschiebungs-Beziehung folgt der Spannungszustand und die Länge des Lasteinleitungs-bereichs dann aus den Gleichgewichtsbedingungen. Für einen starr-plastischen Verbundansatz und zwei symmetrische Lastfälle wird das Verbundmodell angewendet. Die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehung ist am Bauwerk nicht son-dierbar. Ihre experimentelle Ermittlung an nachgestellten Laborprüfkörpern oder entnommenen Bauwerksprüfkörpern wird daher ein zukünftiges Forschungsziel sein.

Für mehrschalige Gefüge mit nichtkohäsiver Innenschale wird der Abtrag innerer Lasten mit dem Silomodell beschrieben und an einem Bauwerk angewendet. Der Abtrag äußerer Lasten wird mit einem Stabwerkmodell beschrieben.

Alle Eingangsparameter der Tragmodelle werden am Bauwerk durch SONDIERUNG ermittelt. Hierzu sind zerstörende Eingriffe in die historische Substanz derzeit noch unverzichtbar. Alternative, zerstörungsfreie Verfahren werden vorgestellt, liefern aber i.d.R. keine quantitativen Ergebnisse.

Die Wirkung der Injektion auf das Tragverhalten mehrschaliger Gefüge hängt von der Struktur der verfüllten Hohlräume und deren Lage im Mauerwerkgefüge ab. Das WIRKUNGSMODELL unterscheidet daher zunächst die Wirkungsmechanismen Hohlrauminjektion, Penetration, Spaltinjektion und Vernadelung. Für jeden Wirkungsmechanismus wird ein Wirkungsmodell entwickelt, das die Porosität des zu injizierenden Gefüges, das Injektionsvolumen und die mechanischen Eigenschaften des Injektionsguts berücksichtigt. Das Wirkungsmodell der Hohlrauminjektion wird an eigenen Versuchen verifiziert. Die Zuverlässigkeit der übrigen Wirkungsmodelle muß in zukünftigen Versuchsserien überprüft werden.

Jede Injektion ist mit Risiken für die historische Bausubstanz verbunden. Diese sind zumeist bauphysikalischer oder mineralogischer Art. Die spezifischen Risiken der Wirkungsmechanismen werden dargestellt und Hinweise zur Baustoffwahl gegeben. Ferner werden universelle Konsolidierungsziele formuliert, die die Auswahl geeigneter Wirkungsmechanismen einschränken und die Planungsschritte der Konsolidierung bestimmen.

13 LITERATUR

- /1/ Alfes, Ch.: Bruchmechanisches Werkstoffverhalten von Sandstein unter Zugbeanspruchung; Dissertation, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, 1993
- /2/ Anicic, D.; Soric, Z.; Moric, D.; Macan, H.: Mechanical Properties of Stone Masonry Walls. In: Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings; Birkhäuser Verlag, 1989, S. 95 - 102
- /3/ Atkinson, R.H.; Noland, J.L.; Abrams, D.P.: A Deformation Failure Theory for Stack-Bond Masonry Prisms in Compression; In: 7. Internationale Mauerwerkskonferenz, Melbourne, 1985
- /4/ Atkinson, R.H.; Noland, J.L.; Kingsley, G.R.: Application of NDE to Masonry Structures - Current Technology and Future Needs. Proceedings of the 3rd Expert Meeting on Conservation of Historic Brick Structures, Umweltbundesamt, Berlin, 1990, S.95-102
- /5/ Babilon, H.: Über die Auswirkung einer ungleichförmigen Fugengeometrie auf den Spannungs- und Verformungszustand im zentrisch gedrückten Mauerwerk. Dissertation, Technische Universität Berlin, Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau, Heft 19, 1994
- /6/ Backes, W.: Traglastprobleme im Mauerwerksbau. Bautechnik 71 (1994), Heft 6, S.325-337
- /7/ Bartoli, G.; Blasi, C.; Robertis, N. de; Foraboschi, P.: Monitoring System of the Brunelleschi's Dome in Florence: Interpretation of the Recorded Data. Proceedings of the 2nd International Conference on Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings, Seville, 1991, S. 209-221
- /8/ Basler, E.; Witta, E.: Grundlagen für kraftschlüssige Verbindungen in der Vorfabrikation. Technische Forschungs- und Beratungsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Wildegg, 1966
- /9/ Bastgen, K.-J.: Traglastnachweis für Mauerwerk nach der Theorie II. Ordnung mit Hilfe einer nichtlinearen Momenten-Krümmungs-Beziehung. Die Bautechnik 10/1978, S.340-344
- /10/ Bay, H.: Gleit- und Trennriß beim ebenen Spannungszustand. Beton- und Stahlbetonbau, 6/1964, S.125-132
- /11/ Berger, F.: Zur nachträglichen Bestimmung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrücktem Ziegelmauerwerk. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Jahrbuch 1986, Verlag Ernst und Sohn, S.231-248
- /12/ Berndt, E.; Schöne, I.: Tragfähigkeitsversuche an Natursteinmauerwerk aus sächsischem Sandstein zur Beurteilung historischer Konstruktionen. In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Oktober 1991; Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, Vol.3, S. 1449 - 1456

- /13/ Bernuth, W.; Pfirschke, H.; Vogler, W.-D.: Sanierungsbegleitende meßtechnische Untersuchungen am Turm der mittelalterlichen Runneburg in Thüringen. Meßtechnische Briefe 28 (1992), S.36-40
- /14/ Bierwirth, H.; Stöckl, S.; Kupfer, H.: Dreiachsige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk; In: Beiträge zum 28. Forschungskolloquium des DAFStb in München; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1993
- /15/ Binda, L.; Modena, C.; Baronio, G.; Gelmi, A.: Experimental Qualification of Injection Admixtures for Repair and Strengthening of Stone Masonry Walls. Tenth International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Alberta, Canada, 1994, S.539-548
- /16/ Binda, L.; Baronio, G.; Fontana, A.: Strengthening and Durability of Decayed Brick-Masonry Repaired by Injections. Proceedings of the Fifth North American Masonry Conference. University of Illinois, 1990, S.839-852
- /17/ Binda, L.; Fontana, A.; Mirabella, G.: Mechanical Behaviour and Stress Distribution in Multiple-Leaf Stone Walls. Tenth International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Alberta, Canada, 1994, S.51-59
- /18/ Binda, L.; Fontana, A.; Anti, L.: Load Transfer in Multiple Leaf Masonry Walls. In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Oktober 1991; Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, Vol.3, S. 1488 - 1497
- /19/ Blum, R.; Rahm, U.: Bericht über Körperschall- und Georadarmessungen an der Nordwand des Bergfrieds der Runneburg in Weißensee/Thüringen; Laboratorium für Dynamik und Optik, Leonberg, 1994
- /20/ Boineau, A.: Renforcements des maçonneries par injection de coulis. Fifth International Conference on Deterioration and Conservation of Stone, Lausanne, 1985
- /21/ Breymann, G.A.: Allgemeine Baukonstruktionslehre, Die Konstruktionen in Stein; Verlag Gebhardt, Leipzig, 1903
- /22/ Brüggemann, B.: Die Ermittlung der aufnehmbaren Kräfte von in das Mauerwerk eingebauten Nadelankern aus Betonstahl. Lehrstuhl für Hochbaustatik, Technische Universität Braunschweig, 1976
- /23/ Budelmann, H.; Brandau, A.: Rißschließende und gefügeverfestigende Injektion mit Feinstzementsuspensionen. HAB Weimar, Wissenschaftliche Zeitschrift 40, 1994, Heft 5/6/7, S.45-51
- /24/ Contini, P.; Debernardi, P.G.: Experimental Investigation on Fill-Layer Historical Masonry Consolidated through Innovative Technologies. 10th International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, 1994, S.1613-1622
- /25/ Dahmann, W.: Untersuchungen zum Verbessern von mehrschaligem Mauerwerk durch Vernadeln und Injizieren. Dissertation, Institut für Tragkonstruktionen, Universität Karlsruhe; Heft 19, 1985

- /26/ Debelius, V.: Zur Vernadelung von Mauerwerk mit neuen Materialien. Bauteenschutz und Bausanierung, 14/1991, S.116
- /27/ Diederichs, U.; Schwick, W.: Untersuchungen an silikastaubmodifizierten Bindemitteln zur Sanierung gipshaltiger historischer Bauwerke; In: Technologie und Anwendung der Baustoffe, Verlag Ernst und Sohn, 1992
- /28/ Dierks, K.; Babilon, H.; Ebner, B.: Tragverhalten von historischem Mauerwerk aus natürlichen Steinen; Abschlußbericht, Insitut für Tragkonstruktionen und wirtschaftliche Fertigung, Technische Universität Berlin, 1992
- /29/ Egermann, R.: Experimental Analysis of Multiple Leaf Masonry Wallets under Vertical Loading. In: Structural Repair and Maintenance of Historical Buildings; Birkhäuser Verlag, 1989, S. 197 - 208
- /30/ Egermann, R.: Investigation on the Load Bearing Behaviour of Multiple Leaf Masonry. In: Structural Preservation of the Architekteral Heritage; Proceedings of the IABSE Symposium Rome, 1993, S. 305 - 312
- /31/ Egermann, R.; Neuwald-Burg, C.: Assessment of the Load Bearing Capacity of Historic Multiple Leaf Masonry Walls. Tenth International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Alberta, Canada, 1994, S.1603-1612
- /32/ Faella, G.; Manfredi, G.; Realfonzo, R.: Experimental Evaluation of Mechanical Properties of Old Tuff Masonry Subjected to Axial Loading; In: Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, Oktober 1991; Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, Vol.1, S. 172 - 179
- /33/ Faoro, M.: Über die Ertüchtigung von Mauerwerk mit Hilfe vorgespannter Nägel aus nichtkorrosivem Glasfaserverbundmaterial. Proceedings of the Ninth International Brick/Block Masonry Conference, Berlin, 1991, Vol.3, S.1531-1538
- /34/ Frank, W.: Über die Notwendigkeit von Windkanaluntersuchungen zur Ermittlung der Windlasten auf Bauwerke. Berichtsheft zum Kolloquium Windlasten auf Bauwerke, Universität Karlsruhe, SFB 210/T/52, 1989, S.105-121
- /35/ Franke, E.: Neue Regelung der Sicherheitsnachweise im Zuge der Europäischen Bau-Normung - Von der deterministischen zur probabilistischen Sicherheit auch im Grundbau? Bautechnik 67 (1990), S.217-223
- /36/ Franke, L.; Bentrup, H.; Fricke, R.: Tragfähigkeitserhöhung von Mauerwerk durch Injektion. Bauteenschutz und Bausanierung 15, 1992, S.21-25
- /37/ Franke, L.; Deckelmann, G.: Das Tragverhalten der Grenzflächen von Fugen. Bautechnik 66 (1989), S.7-12
- /38/ Friedrich, K.: Die Steinbearbeitung in ihrer Entwicklung vom 11. bis 18. Jahrhundert; Aegis Verlag, Ulm, 1988
- /39/ Gaber, E.: Versuche mit hochwertigem Mauerwerk. Versuchsanstalt für Holz, Stein und Eisen; Technische Hochschule Karlsruhe, Heft 1, 1934

- /40/ Gaede, K.: Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 144, 1962
- /41/ Gemert, D.A.v.: Strengthening by Injection. Batiment International, Building Research and Practice, Special Feature Structural Walls, November/December 1987, S. 359-364
- /42/ Gemert, D.A.v.: Eine neue Methode zur Qualitätssicherung einer Mauerwerksverfestigung. Bautenschutz und Bausanierung 11 (1988), S.94-96
- /43/ Graf, O.: Versuche zur Druckelastizität von Basalt, Gneis, Muschelkalk, Quarzit, Granit, Buntsandstein sowie Hochofenschlacke. Beton und Eisen 25 (1926), S. 399
- /44/ Grimm, K.: Historische Mörtel, Auswertung von Untersuchungsergebnissen hinsichtlich historischer und geographischer Herkunft. Studienarbeit, TU Braunschweig, 1989
- /45/ Gudehus, G.: Erddruckermittlung. Beton-Kalender 1994, Verlag Ernst und Sohn, S.449 - 486
- /46/ Gudehus, G.: Sicherheitsbetrachtungen für Konstruktionen des Grundbaus. Berichte der Bundesvereinigung der Prüfungenieure für Baustatik. Heft 13 zur Tagung in Braunschweig, 1988, S.7-31
- /47/ Gunkler, E.: Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Heft 98, 1993
- /48/ Haberland, D.: Sicherungsmaßnahmen mit vorgespannten Glasfaserstäben. Bautenschutz und Bausanierung, 14/1991, S.21-23
- /49/ Haberland, D.; Debelius, V.: Untersuchungen zur Sicherung von historischem Mauerwerk durch Vernadelung. Beiträge zum 20. Forschungskolloquium, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 1988
- /50/ Habermayer, R.: Mauerwerkstechnik und Steinbearbeitung der romanischen Zeit im ehemaligen Bistum Minden. Dissertation, Universität Hannover, 1983
- /51/ Haelterman, K.; Lambrechts, A.; Janssens, H.; Gemert, D.v.: Geoelectric Survey of Masonry. Materials and Structures 26 (1993), S.495-499
- /52/ Hampe, E.: Von der unsicheren Sicherheit zur sicheren Unsicherheit. Bautechnik 66 (1989), S.329-335
- /53/ Hansen, T.C.: Theories of Multi-Phase Materials applied to Concrete Cement Mortar and Cement Paste. Proceedings, The Structure of Concrete, Cement and Concrete Association, London, 1968
- /54/ Heidel, R.: Ermittlung der Materialkennwerte von Mauerwerk als Grundlage zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Mauerwerkskonstruktionen. Dissertation A, Technische Hochschule Leipzig, 1989

- /55/ Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. Betonherstellung und Verwendung 19(1969), Seite 68-70
- /56/ Hempel, R.: Untersuchungen über Treiberscheinungen beim Injizieren von Zementmörtel in historisches Gipsmauerwerk und über die Tragfähigkeit kurz verankerter Stahlnadeln. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986
- /57/ Hempel, R.: Schäden und Sicherungsmaßnahmen an Bauten mit Gipsmörtel. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke; Jahrbuch 1987, Verlag Ernst und Sohn, S. 73-88
- /58/ Hilsdorf, H.K.: Investigation into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression; International Conference on Masonry Structural Systems, Texas, 1967
- /59/ Hübner, M.; Thiele, R.: Schadensbetrachtung am Turm der St. Johanniskirche in Ellrich/Harz. Technische Hochschule Leipzig, Wissenschaftliche Zeitschrift, 16/1992, Heft 1/2, S.145-157
- /60/ Janssen, H.A.: Versuche über Getreidedruck in Silozellen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 39 (1895), Nr. 35, S. 1045
- /61/ Kahle, M.; Illich, B.: Einsatz des Radarverfahrens zur Erkundung von Struktur und Zustand historischen Mauerwerks. Bautechnik 69 (1992), S.342-353
- /62/ Khoo, C.L.; Hendry, A.W.: Ein Bruchkriterium für zentrisch belastetes Ziegelmauerwerk; In: 3. Internationale Mauerwerkskonferenz, Essen, 1973
- /63/ Kirtschig, K.: Tragfähigkeit von Mauerwerk bei vertikaler Belastung - Traglastverfahren. Mauerwerk-Kalender 1976, Verlag Ernst und Sohn, S.287-321
- /64/ Knöfel, D.: Alte und neue Mörtel - Materialkundliche Untersuchungen und Empfehlungen für Instandsetzungsmörtel; In: Arbeitsbericht 10/1991, Sonderforschungsbereich 315, Karlsruhe, 1991, S. 32-38
- /65/ Köhler, W.: Zerstörungsfreie Untersuchungen von Denkmälern mit Ultraschall und Radar. Firmenschrift Labor Köhler, Bergholz-Rehbrücke/Potsdam
- /66/ Koenen, M.: Berechnung des Seiten- und Bodendrucks in Silozellen. Centralblatt der Bauverwaltung (1896), S. 446
- /67/ Kordina, K.; Gunkler, E.: Biegetragfähigkeit von Mauerwerk mit den Eigenschaften alter Bausubstanz unter Druckbeanspruchung. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Juni 1988
- /68/ Kordina, K.; Quast, U.: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen - Nachweis der Knicksicherheit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 220, 1979
- /69/ Kordina, K.; Quast, U.: Bemessung von schlanken Bauteilen - Knicksicherheitsnachweis. Betonkalender 1988, Verlag Ernst und Sohn, S.549-587

- /70/ Macchi, G.: Monitoring Medieval Structures in Pavia. Structural Engineering International, 1/93, S.6-9
- /71/ Mann, W.: Überlegungen zur Sicherheit im Mauerwerksbau. Mauerwerk-Kalender 1987, S.1-5
- /72/ Mann, W.: Grundlagen für die ingenieurmäßige Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 2: Nachweis der Knicksicherheit von Wänden. Mauerwerk-Kalender 1993, Verlag Ernst und Sohn, S.29-54
- /73/ Mann, W.: Zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Natursteinen; Mauerwerk-Kalender 1983, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, 1983
- /74/ Mann, W.: Druckfestigkeit von Mauerwerk; Eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen. Mauerwerk-Kalender 1983, Ernst und Sohn, S.687-699
- /75/ Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Mauerwerk-Kalender 1985, S.95-114
- /76/ Markgraf, H.; Lange, W.: Zementinjektionen zur Sanierung von Bruchsteinmauern. Bauplanung - Bautechnik, 43/1989, Heft 5, S.223-225
- /77/ Markgraf, H.; Sperling, G.: Theoretische Betrachtungen zu Zementinjektionen von Bruchsteinmauerwerken. Technische Hochschule Leipzig, Wissenschaftliche Zeitschrift, 16/1992, Heft 1/2, S.47-53
- /78/ Maydl, P.: Eine kritische Betrachtung zur Anwendung der Flat-Jack-Methode auf Ziegelmauerwerk. Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conference. 1991, S.645-652
- /79/ Maus, H.; Wenzel, F.: Zementhaltiges Injektionsgut und Bewehrungsstähle in altem Mauerwerk. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Jahrbuch 1990, Verlag Ernst und Sohn, S.117-142
- /80/ Mehmel, A.; Kern, E.: Elastische und plastische Stauchung von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 153, 1962
- /81/ Mehr, S.: Entwicklung von sulfatbeständigen Mörteln auf Zement-Hütten-sand-Puzzolan-Basis. Dissertation, RWTH Aachen, 1986
- /82/ Meier, P.J.: Kunstdenkmäler des Herzogtums Braunschweig. Band 1 Helmstedt, 1902
- /83/ Middendorf, B.; Knöfel, D.: Chemisch-mineralogische Mörteluntersuchungen an historischen Ziegelgebäuden in Norddeutschland; 9. Int. Brick Masonry Conf., Berlin, Okt. 1991, Bd. 3, S. 1420-1427
- /84/ Middendorf, B.; Knöfel, D.: Untersuchungen an Gipsmörteln für den Einsatz im Außenbereich an historischen Ziegelgebäuden. 3. Int. Koll. "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung", 1993, Esslingen, S. 1200-1214
- /85/ Moore, J.F.A. (Hrsg): Monitoring Building Structures. Verlag Blackie and Son Ltd., Glasgow/London, 1992

- /86/ Müller, F.: Gesteinskunde; Ebner Verlag, Ulm, 1984
- /87/ Müller, W.: Herstellung und Montage von Werksteinen. In: Grundlagen gotischer Bautechnik. Deutscher Kunstverlag
- /88/ Nascé, V.; Pistone, G.; Roccati, R.: Investigation of the Roman Aqueduct Structure of Acqui Terme. In: Structural Preservation of the Architectural Heritage; Proceedings of the IABSE Symposium Rome, 1993, S. 229 - 236
- /89/ Nodoushani, M.: Sanierung historischer Bauwerke aus Naturstein. Bauverlag, 1993
- /90/ Ohler, A.: Zur Berechnung der Druckfestigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung der mehrachsigen Spannungszustände in Stein und Mörtel. Bautechnik 5/1986, Verlag Ernst und Sohn, S. 163-169
- /91/ Pieper, K.: Die statische Untersuchung; In: Sicherung historischer Bauten; Verlag Ernst und Sohn, Berlin/München, 1983
- /92/ Pieper, K.; Hempel, R.: Schäden und Sicherungsmaßnahmen an Bauten mit Gipsmörtel. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Jahrbuch 1987, Verlag Ernst und Sohn, S.73-88
- /93/ Pieper, K.; Wenzel, F.: Druckverhältnisse in Silozellen. Verlag Ernst und Sohn, 1964
- /94/ Poser, W.: Schlanke Pfeiler in gotischen Hallenkirchen. Dissertation, Universität Karlsruhe, Institut für Tragkonstruktionen, Aus Forschung und Lehre, Heft 23, 1989
- /95/ Quast, U.; Busjäger, D.: Programmgesteuerte Berechnung beliebiger Massivbauquerschnitte unter zweiachsiger Biegung mit Längskraft (Programm MASQUE). Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 415, 1990
- /96/ Quast, U.; Grzeschkowitz, R.: PBMS - Programmgesteuertes Berechnen im Massivbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig, 1984
- /97/ Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 138, 1961
- /98/ Rostásy, F.S.: Gutachterliche Stellungnahme zur Tragfähigkeit und zulässigen Beanspruchung der Natursteinpfeiler des Zeughauses in Wolfenbüttel. 1980 (unveröffentlicht)
- /99/ Rostásy, F.S.; Warnecke, P.: Injektion und Vernadelung von historischem Natursteinmauerwerk - Zur Denkmalverträglichkeit einer Konsolidierungsmethode. In: Niedersächsische Denkmalpflege, Berichte über die Tätigkeit der Bau- und Kunstdenkmalpflege 1991-1992; Institut für Denkmalpflege, Hannover, 1995
- /100/ Rostásy, F.S.; Warnecke, P.: Untersuchungen zum Mauerwerksgefüge der Westwand des Turms der Klosterkirche Marienberg, Helmstedt. Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Braunschweig, 1990 (unveröffentlicht)

- /101/ Rostásy, F.S.; Warnecke, P.: Gutachterliche Stellungnahme zum Sanierungskonzept für die Klosterkirche Neuwerk in Goslar. 1992 (unveröffentlicht)
- /102/ Rostásy, F.S.; Warnecke, P.; Wigger, H.: Untersuchung und Beurteilung der Tragfähigkeit des Turmmauerwerks der Dorfkirche St. Johannis in Hohensehlow/Brandenburg. Untersuchungsbericht der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Braunschweig, Nr. 4530/1832, 1993 (unveröffentlicht)
- /103/ Rostásy, F.S.; Warnecke, P.; Schwick, U.: Untersuchung und Beurteilung des Mauerwerks der Klosterkirche Burchardi in Halberstadt. Untersuchungsbericht der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen, Braunschweig, Nr. 4093/1931, 1992 (unveröffentlicht)
- /104/ Rostásy, F.S.; Warnecke, P.: Gutachten zum baulichen Zustand und Sanierungsvorschläge zur Stützmauer am Schloß Wernigerode. 1993 (unveröffentlicht)
- /105/ Rüth, G.: Schäden, Schutz- und Sicherungsmaßnahmen bei Bauwerken mit Gipsmörtel. Der Bautenschutz, Heft 1 und 3, 1932
- /106/ Rustmeier, H.G.: Untersuchungen über die Einflüsse auf die Drucktragfähigkeit von Bruchsteinmauerwerk; Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, 1982
- /107/ Sabha, A.; Schöne, I.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Mauerwerk aus Elbesandstein. In: Bautechnik 71 (1994), Heft 3, S. 161 - 166
- /108/ Schäfer, J.; Hilsdorf, H.K.: Historische Mörtel und ihr Einsatz - Untersuchungen zum Zusammenhang zwischen Zusammensetzung, Struktur und Eigenschaften; 3. Int. Koll. "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung", 1993, Esslingen, S. 1178-1199
- /109/ Schäfer, J.; Hilsdorf, H.K.: Der Mörtel in historischem Mauerwerk. Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Jahrbuch 1989; Verlag Ernst und Sohn, S. 63-72
- /110/ Scheidegger, F.: Kleine Geschichte der Bindemittel; In: Aus der Geschichte der Bautechnik, Bd.1: Grundlagen; Birkhäuser Verlag, Basel, 1990, S. 75 ff
- /111/ Schmidt-Schleicher, H.: Sicherheitliche Betrachtungen und konstruktive Maßnahmen bei Baudenkmalern unter bergbaulichen Einwirkungen. Tagung Bergbau und Denkmal, Universität Karlsruhe, Heft 12/93, S.83-89
- /112/ Schneider, J.: Die Beurteilung bestehender Tragwerke verlangt begriffliche Klarheit und organisatorische Sorgfalt. Festschrift M. Wicke, Institut für Betonbau, Universität Innsbruck, 1993, S.313-323
- /113/ Schubert, P.; Dominik, A.; Meyer, U.; Fitzner, B.; Heuser, H.: Instandsetzung von Natursteinmauerwerk im Fassadenbereich; Mauerwerk-Kalender 1993, Verlag Ernst und Sohn, Berlin
- /114/ Schubert, P.: E-Moduln von Mauerwerk in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit des Mauerwerks, der Mauersteine und des Mauermörtels. Mauerwerk-Kalender 1985, Verlag Ernst und Sohn, Berlin, S. 705 - 717

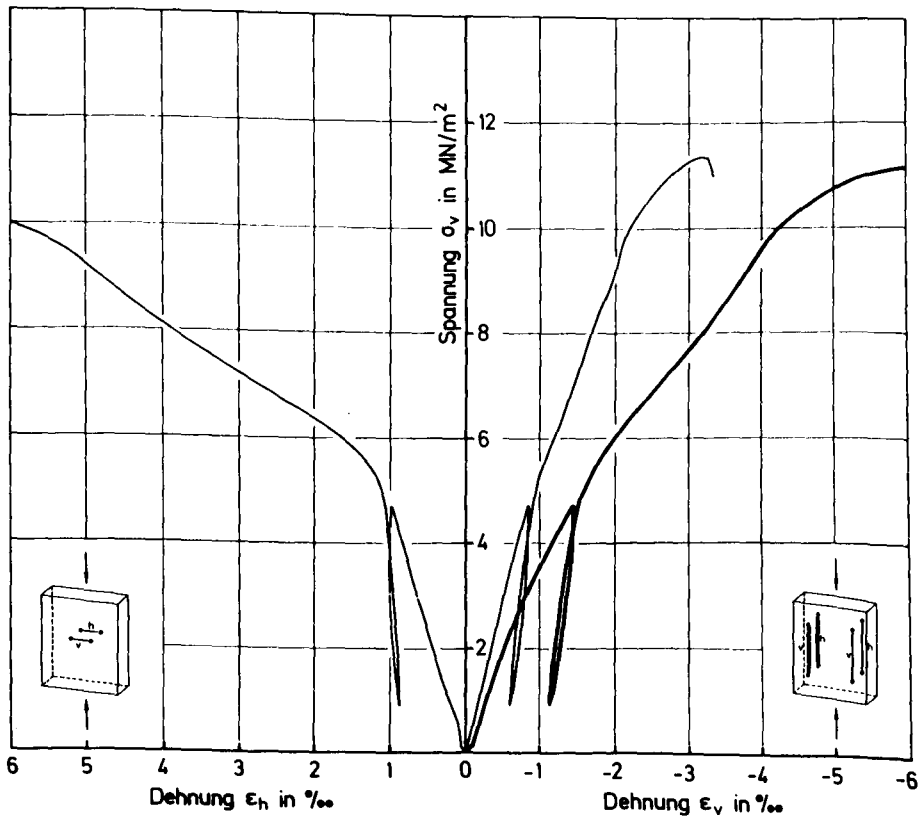
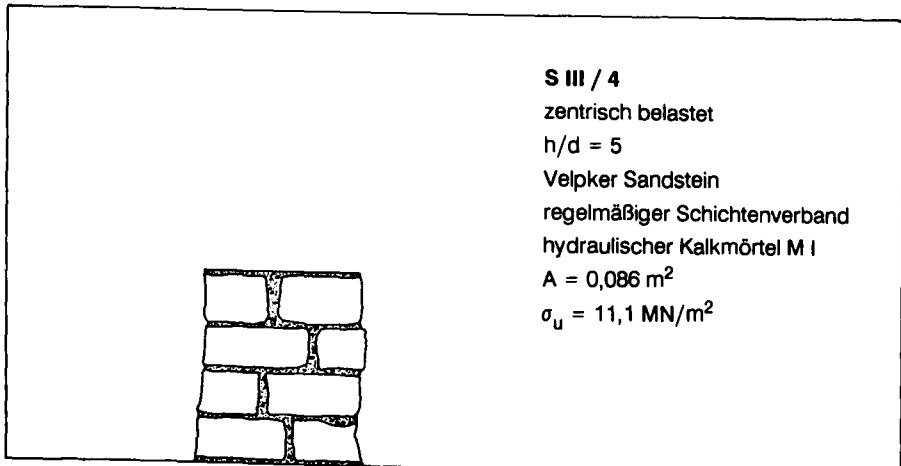
- /115/ Schuck, W.; Wullschläger, D.: Spannungsmessungen im Mauerwerksausbau von Eisenbahntunneln. Felsbau 12 (1994), S.175-181
- /116/ Schuh, H.; Klemm, D.D.; Snethlage, R.: Festigkeits- und Verformungseigenschaften ausgewählter Sandsteine; 2. Int. Koll. "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung", 1986, Esslingen, S. 403-407
- /117/ Schuller, M.P.; Atkinson, R.H.; Borgsmiller, J.T.: Injection Grouting for Repair and Retrofit of Unreinforced Masonry. 10th International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, 1994, S.549-558
- /118/ Schuller, M.; Berra, M.; Fatticioni, A.; Atkinson, R.; Binda, L.: Use of Tomography for Diagnosis and Control of Masonry Repairs. Tenth International Brick and Block Masonry Conference, Calgary, Alberta, Canada, 1994, S.1539-1549
- /119/ Schulze, B.: Injektionssohlen - Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1992
- /120/ Schulze, B.; Kühling, G.; Tax, M.: Neue Zusatzstoffe für feststoffreiche Feinstzement-Suspensionen; Bauingenieur 67, Seite 499-504, 1992
- /121/ Sinkwitz, H.; Sperling, G.: Spannungsanalyse am Mauerwerk des Schlosses Schwerin mit der Bohrlochschlitzsonde und dem Dilatometerversuch. Technische Hochschule Leipzig, Wissenschaftliche Zeitschrift 16 (1992), S.71-79
- /122/ Stark, J.; Mielke, I.: Injektionsschaummörtel; In: Wissenschaftliche Zeitschrift, Heft 39; Hochschule für Architektur und Bauwesen, Weimar, 1993
- /123/ Stiglat, K.: Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Sandstein. Bautechnik 1984, Heft 2 und 3, S. 51 - 100
- /124/ Stöckl, S.; Bierwirth, H.; Kupfer, H.: The Influence of Test Method on Results of Compression Tests on Mortar; In: Aus unseren Forschungsarbeiten, Band VII; Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Tragwerksbau, Technische Universität München, 1993
- /125/ Sybertz, F.: Physikalisch-mechanische Eigenschaften von Tuffsteinen; 2. Int. Koll. "Werkstoffwissenschaften und Bausanierung", 1986, Esslingen, S. 409-420
- /126/ Timm, G.; Windels, R.: Silos. Beton-Kalender 1994, S.409-448
- /127/ Trautmann, I.: Entwicklung eines Mörtels aus Hüttensand, Gips und Portlandzement zur Injektion in mehrschaliges Mauerwerk; Dissertation, Universität Marburg, 1992
- /128/ Tuercke, H.: Standsicherheit der Langhauspfeiler der Stiftskirche St. Martin in Landshut. Der Stahlbau 6/1981, S.172-175
- /129/ Ullrich, M.; Wenzel, F.: Nachuntersuchungen an ingenieurmäßig instandgesetzten, gipshaltigen Mauerwerksbauten. Erhalten historisch bedeutender Bauwerke, Jahrbuch 1987; Verlag Ernst und Sohn, S.143-158

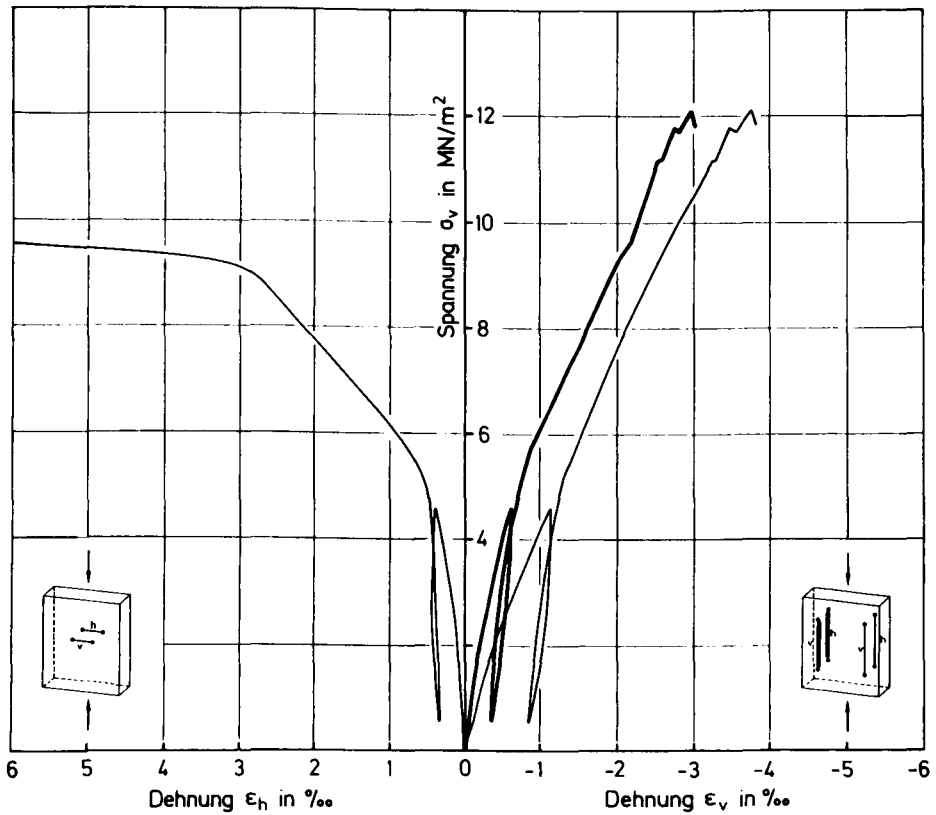
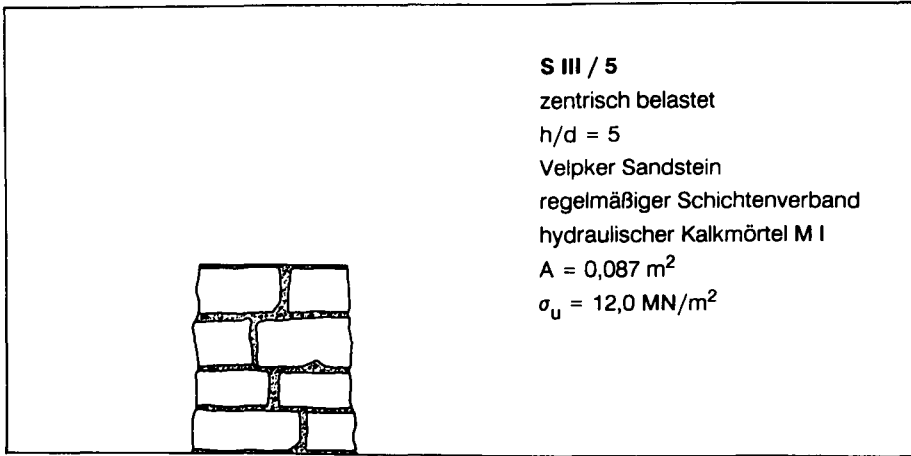
- /130/ Ungewitter, G.: Lehrbuch der gotischen Konstruktionen; Verlag Weigel, Leipzig, 1889
- /131/ Warnecke, P.: Zur Kontrolle der Wirksamkeit ausgeführter Mauerwerksanierungen mittels Probelastung; In: Technologie und Anwendung der Baustoffe, Festschrift F.S.Rostásy; Verlag Ernst und Sohn, 1992, S.345-350
- /132/ Warnecke, P.; Rostásy, F.S.: Zur Integrität und Konsolidierung der Nordfassade des Belvedere auf dem Pfingstberg in Potsdam. In: Jahresfortschrittsband 1993 aus der Publikationsreihe der BMFT-Verbundforschung zur Denkmalpflege, 1995
- /133/ Warnecke, P.; Rostásy, F.S.; Budelmann, H.: Tragverhalten und Konsolidierung von Wänden und Stützen aus historischem Natursteinmauerwerk. Mauerwerk-Kalender 1995, Verlag Ernst und Sohn, S.623-660
- /134/ Weigler, H.; Becker, G.: Zur Frage der Schubdruckfestigkeit von Beton. Beton- und Stahlbetonbau 5/1964, S.101-105
- /135/ Wenzel, F.: Sicherheitsfragen bei der Sanierung von Altbauten. Berichte der Bundesvereinigung der Prüfengeure für Baustatik. Heft 17 zur Tagung in Freudenstadt, 1990, S.5-16
- /136/ Wenzel, F.: Verpressen, Vernadeln und Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten; In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, Jahrbuch 1987; Verlag Ernst und Sohn, S.53-72
- /137/ Wenzel, F.; Berger, F.: Einsatzmöglichkeiten zerstörungsfreier Untersuchungsmethoden an Mauerwerk, insbesondere an historischen Bauten. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Jahrbuch 1988, Verlag Ernst und Sohn, S.69-106
- /138/ Werner, A.: Bauschäden an historischen Gebäuden mit gipshaltigem Mauerwerk. Berichte zur Denkmalpflege in Niedersachsen, Heft 2/1985, S.48-58
- /139/ Wisser, S.; Knöfel, D.: Untersuchungen an historischen Putz- und Mauerermörteln (1. u. 2. Teil); Bautenschutz und Bausanierung, 10. u. 11. Jahrg., 1987 u. 1988, S. 124-126 u. S. 163-171
- /140/ Wommelsdorf, O.: Stützen und Sondergebiete des Stahlbetonbaus. Werner Verlag, 1986
- /141/ Wu, Z.; Farahat, A.; Tanabe, T.: Plastic-Fracture Stress Transfer Model for Concrete Discontinuities. ACI Materials Journal, September-October 1994, S.502-508
- /142/ Zorn, E.: Statische Untersuchung der St. Martinskirche in Landshut. Dissertation, Technische Hochschule München, 1933
- Normen, Richtlinien, Handbücher
- /143/ Eurocode 6, Gemeinsame einheitliche Regeln für Mauerwerksbauten. Kommission der Europäischen Gemeinschaften, Luxemburg, 1988
- /144/ Eurocode 7. Gründungen. Entwurf März 1986, DGEg-Arbeitsheft 1/1986

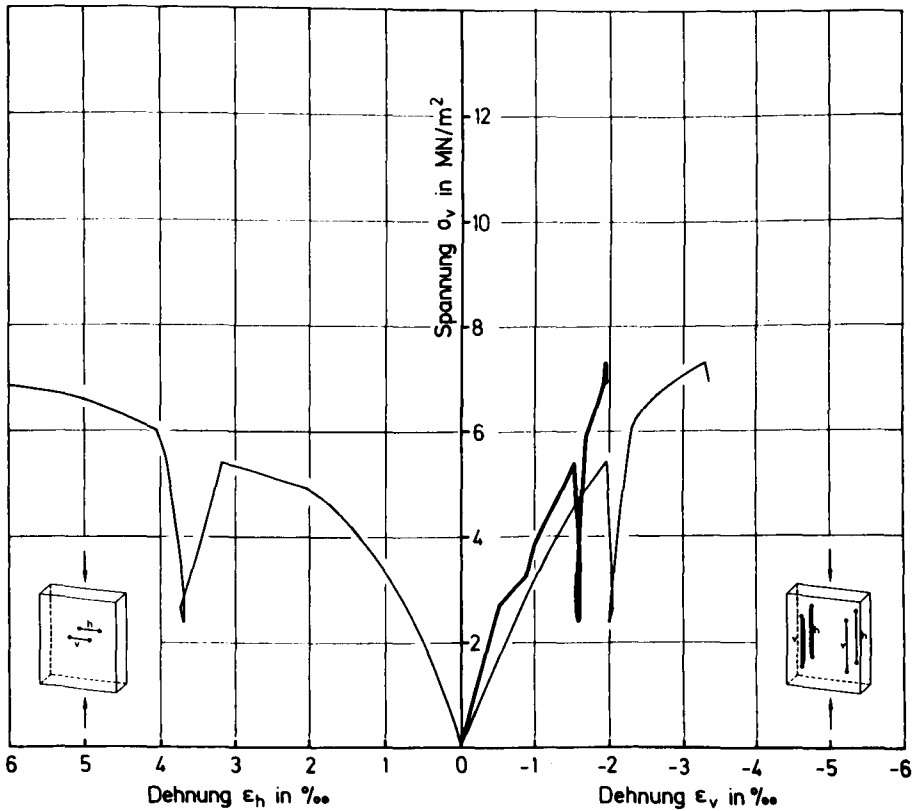
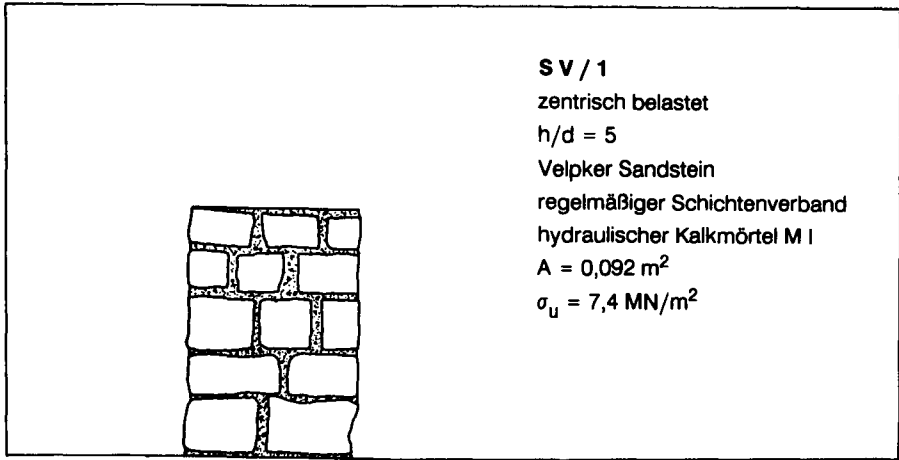
- /145/ DIN 1053, Teil 1 und 2, Febr.1990 und Juli 1984: Mauerwerk; Rezept-mauerwerk, Berechnung und Ausführung; Mauerwerk nach Eignungsprüfung
- /146/ DIN 1055, Teil 4, 1982: Windlasten
- /147/ DIN 18555, Teil 1 bis 6, Ausgabe Sept. 1982 bis Nov. 1987: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln
- /148/ Vorläufige Richtlinie zur Ergänzung der Eignungsprüfung von Mauer-mörtel: Plattendruckverfahren; Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, 1992
- /149/ Vorläufige Richtlinie zur Ergänzung der Eignungsprüfung von Mauer-mörtel: Würfeldruckverfahren; Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau, 1992
- /150/ Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen (GRUSIBAU). DIN Deutsches Institut für Normung, Beuth Verlag, 1981
- /151/ ZTV-RISS 88: Zusätzliche Technische Vorschriften und Richtlinien für das Füllen von Rissen in Betonbauteilen; Der Bundesminister für Verkehr, 1988
- /152/ Naturwerkstein in der Denkmalpflege. Handbuch für den Steinmetzen und Steinbildhauer, Architekten und Denkmalpfleger; Ebner Verlag, Ulm,1988
- /153/ Handbuch: Mörtel und Steinergängungsstoffe in der Denkmalpflege; Sonderheft aus der Publikationsreihe der BMFT-Verbundforschung zur Denkmalpflege, 1993
- /154/ TUBAG: Verpreßmörtel für gipshaltiges Mauerwerk. Technisches Merkblatt, TUBAG-GmbH, Krufft
- /155/ Glötzl: Technisches Merkblatt Ventilgeber. Glötzl GmbH, Rheinstetten

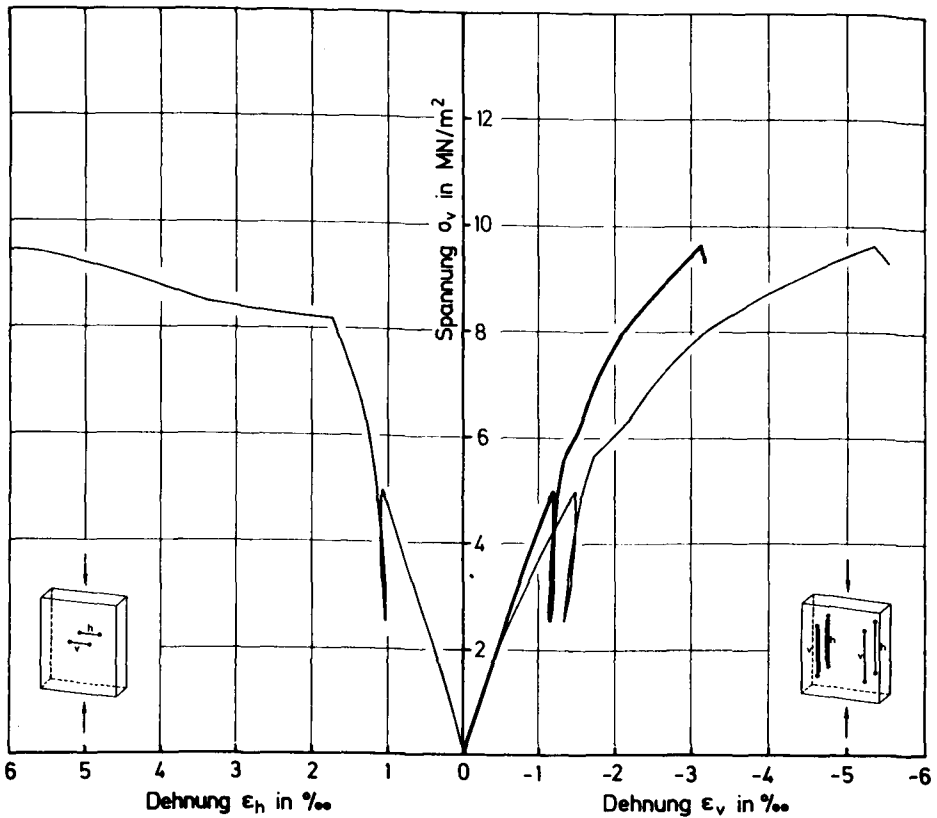
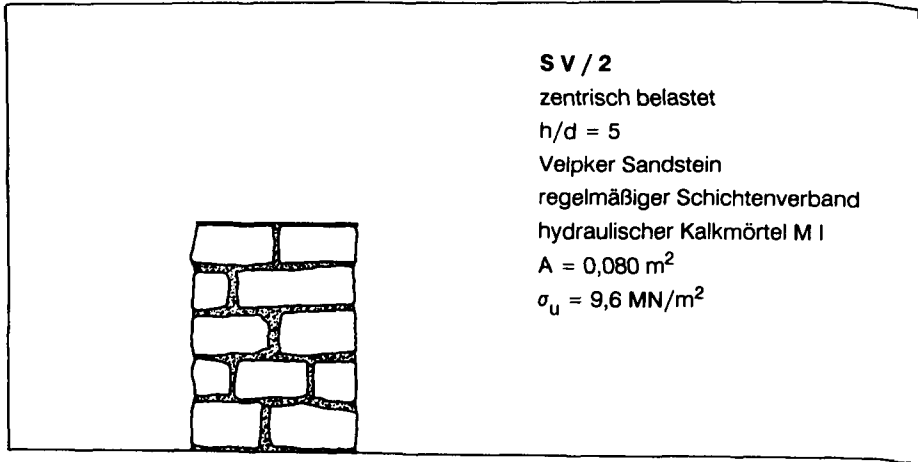
ANHANG

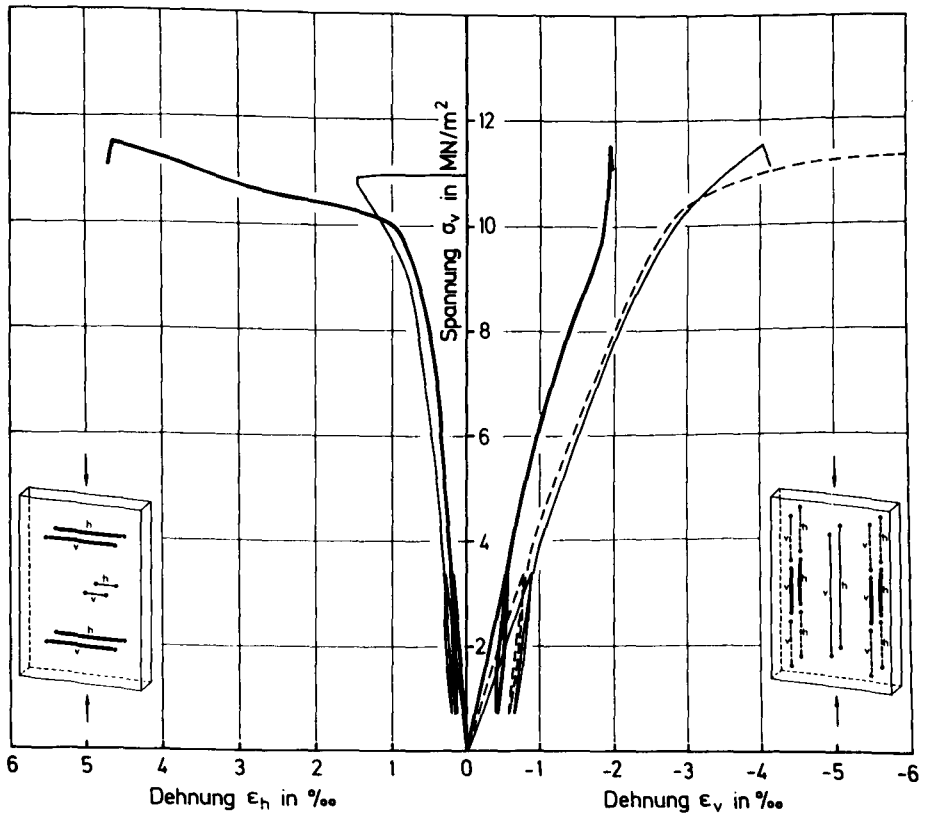
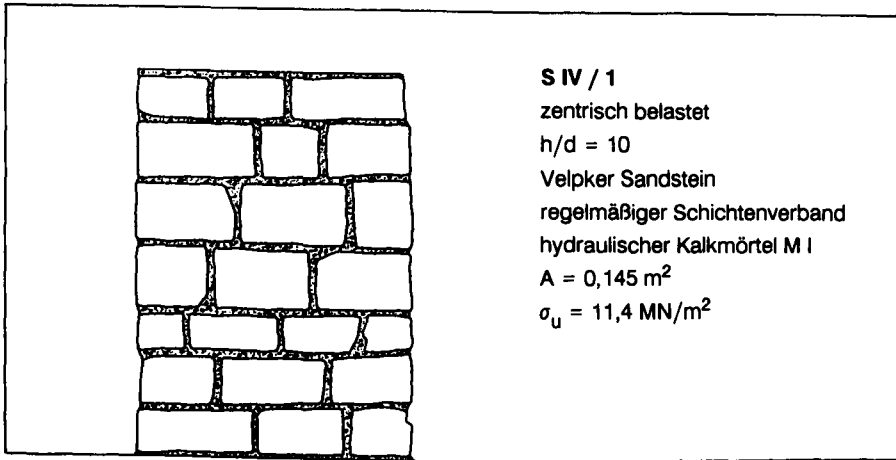
A1 - A15	Einschalige Prüfkörper unter zentrischer Drucklast
A16 - A24	Einschalige Prüfkörper unter exzentrischer Drucklast
A25 - A32	Dreischalige Prüfkörper unter Drucklast vor/nach der Konsolidierung, Ausziehversuche an Nadelankern
A33 - A37	Dokumentation der Vernadelungskörper

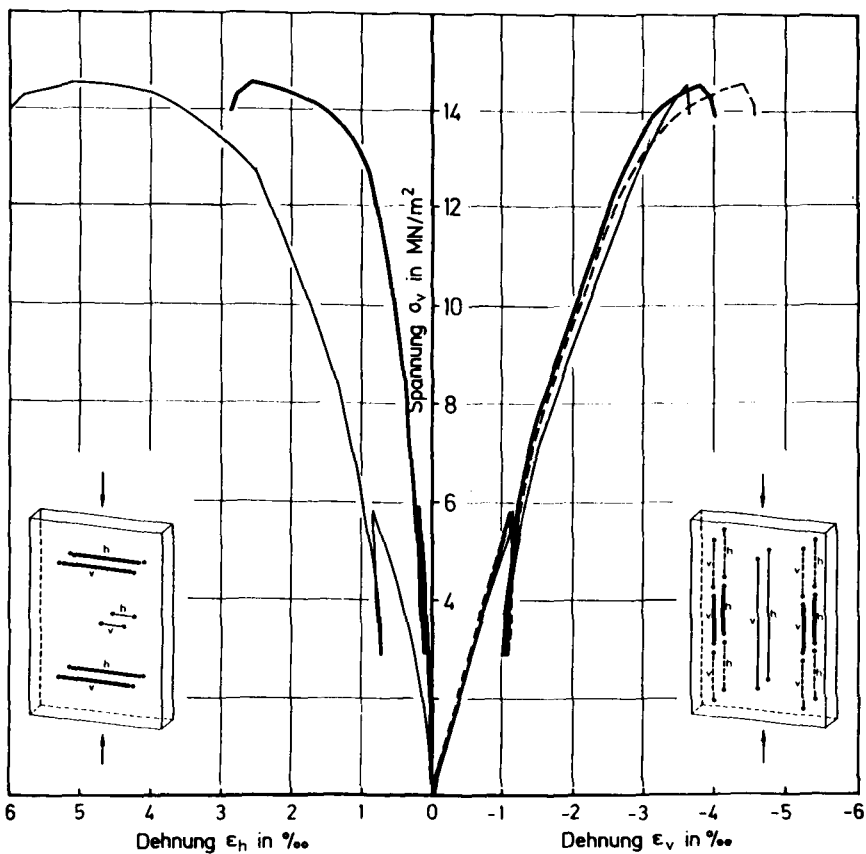
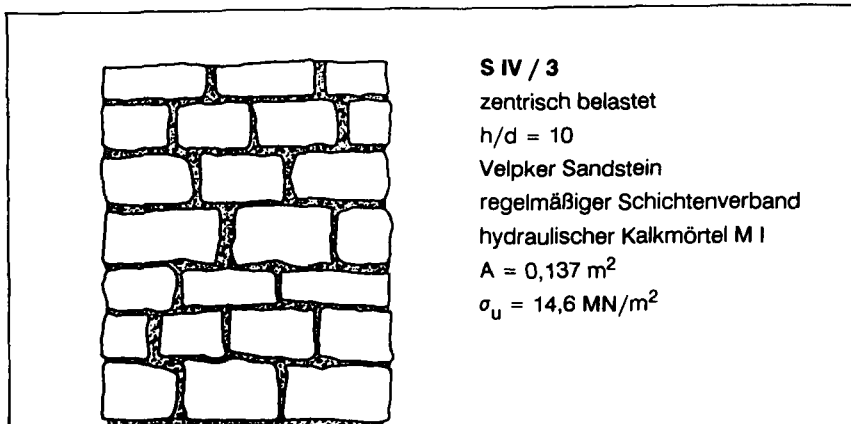


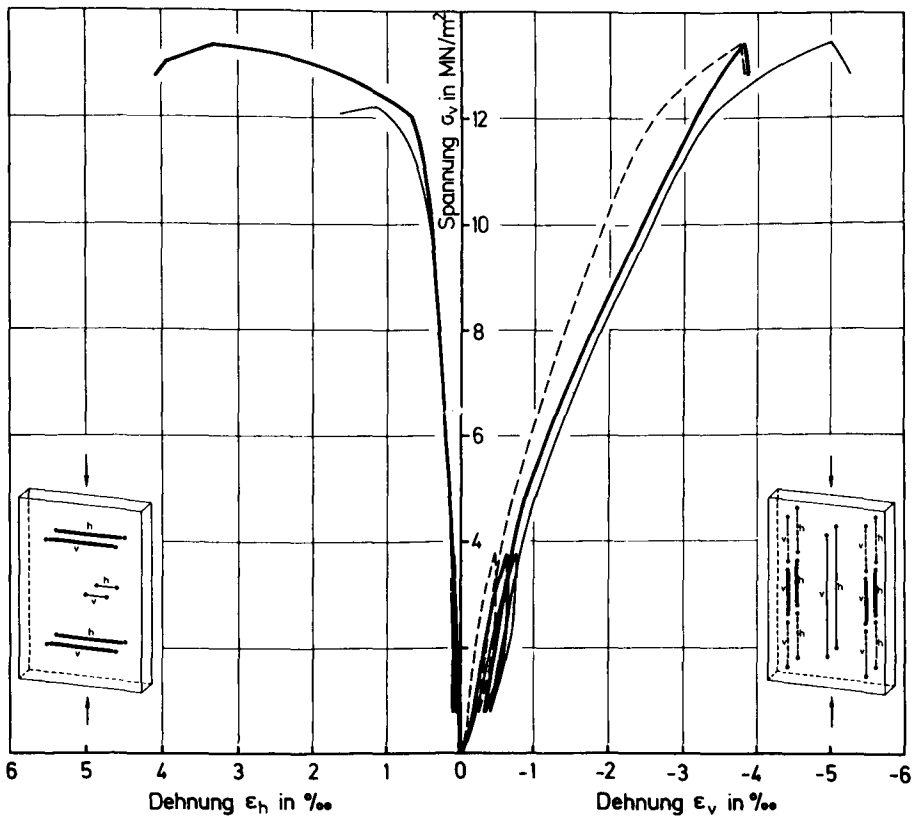
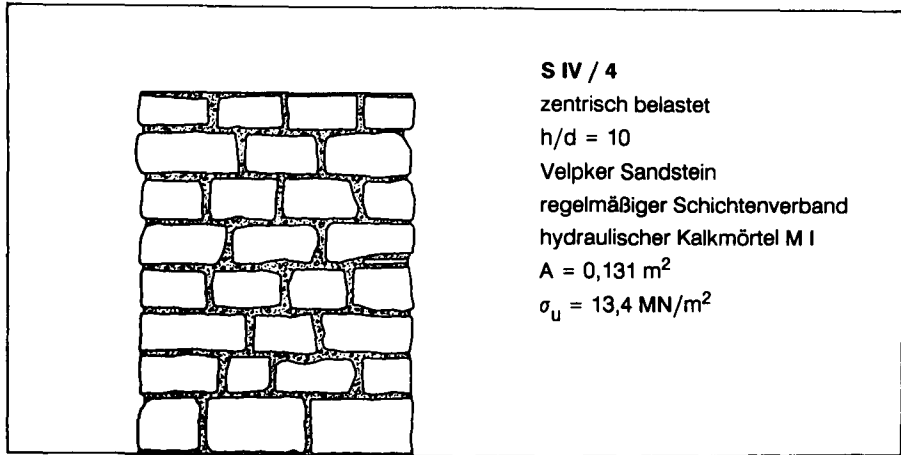


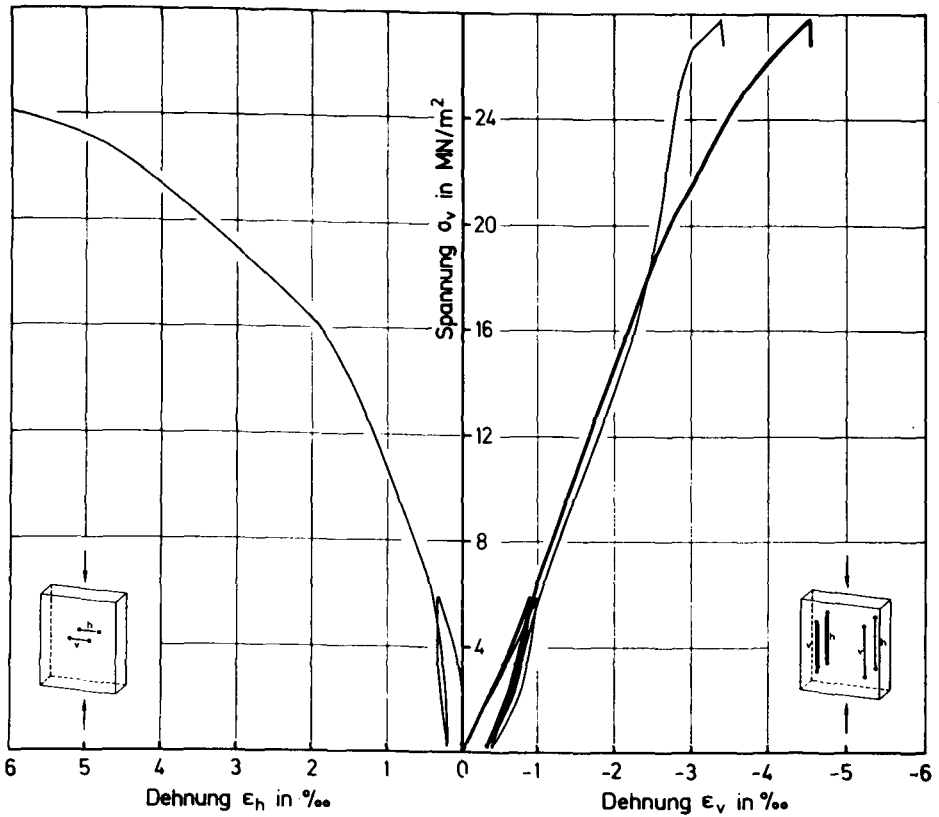
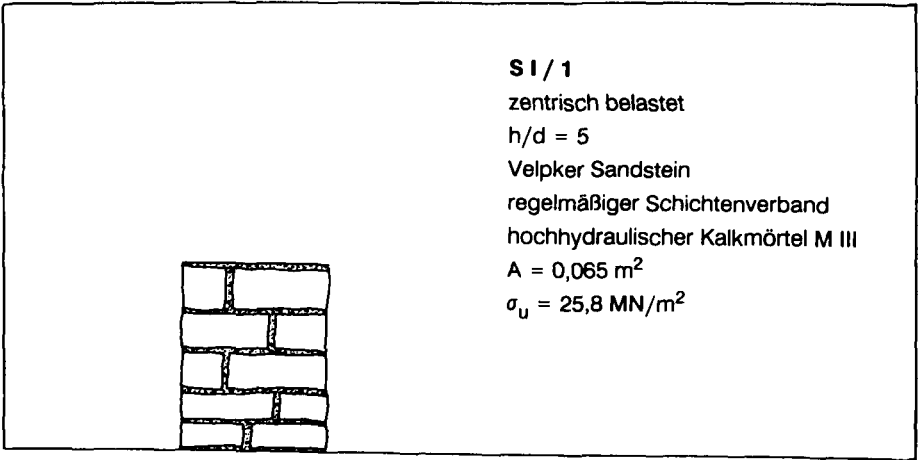


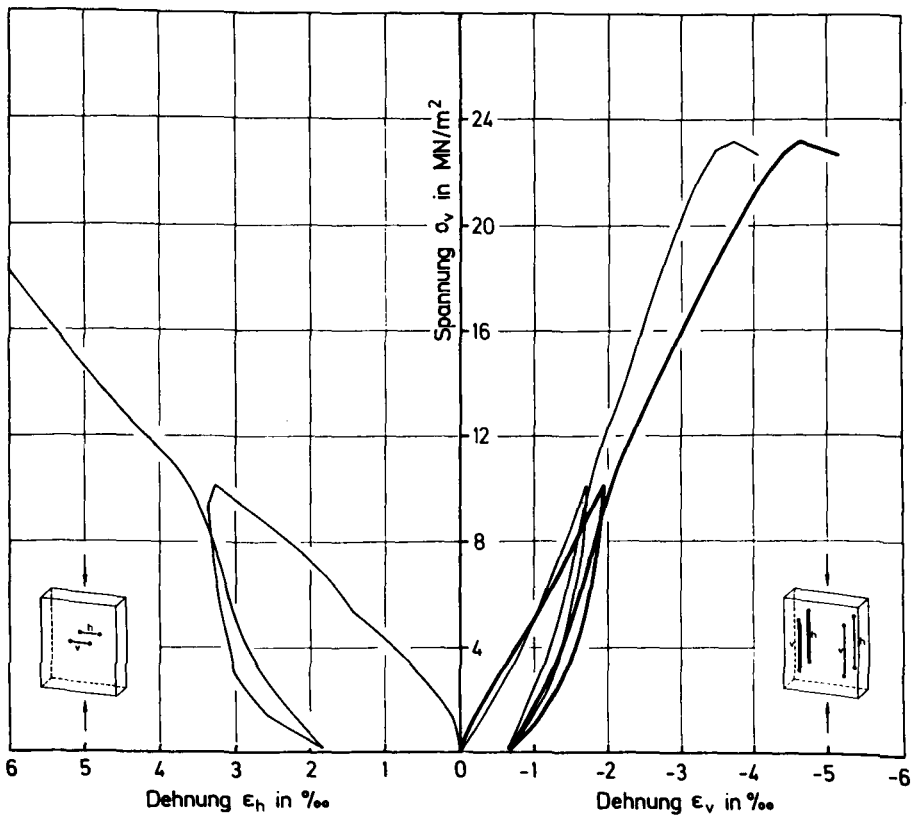
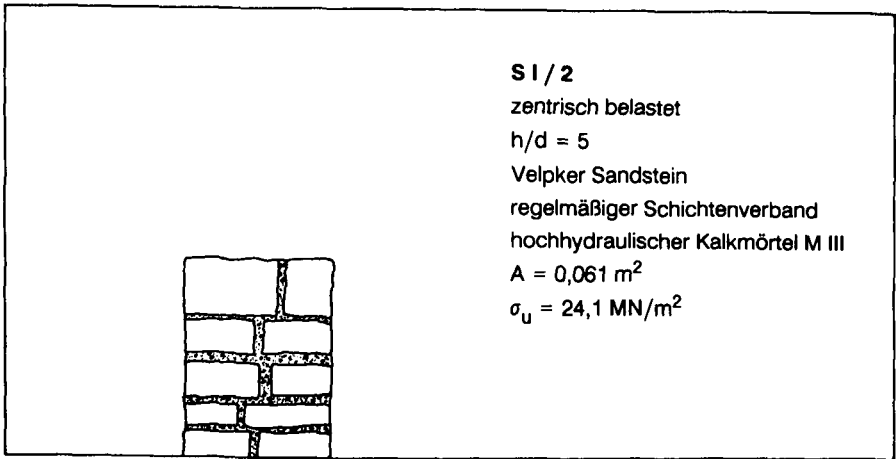


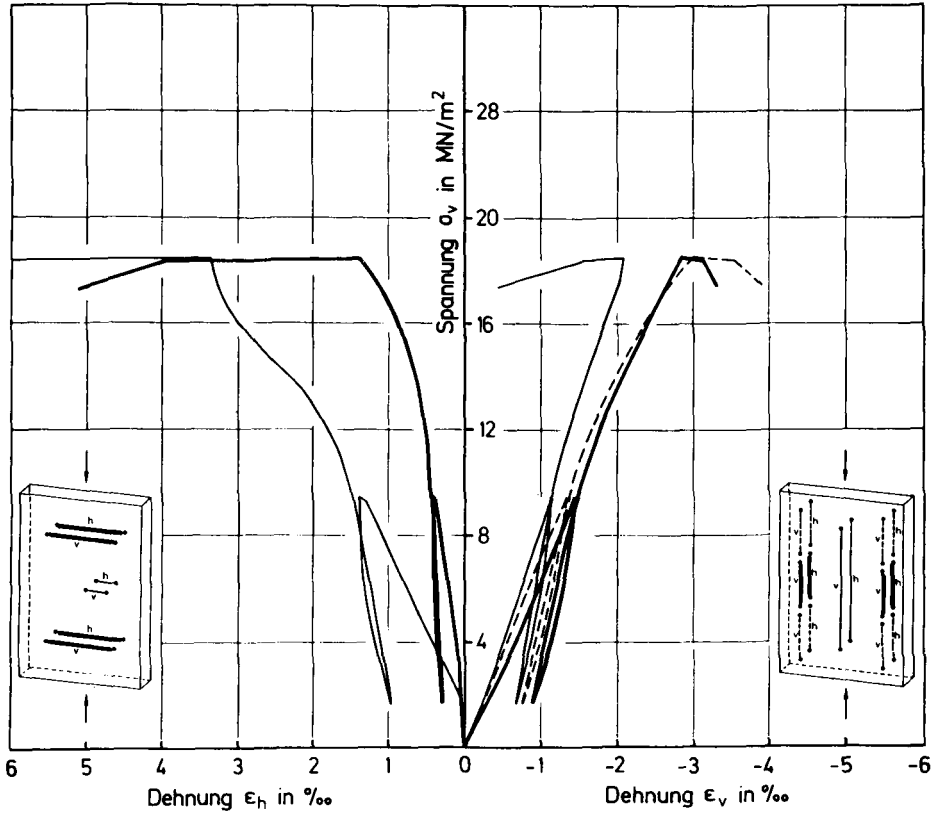
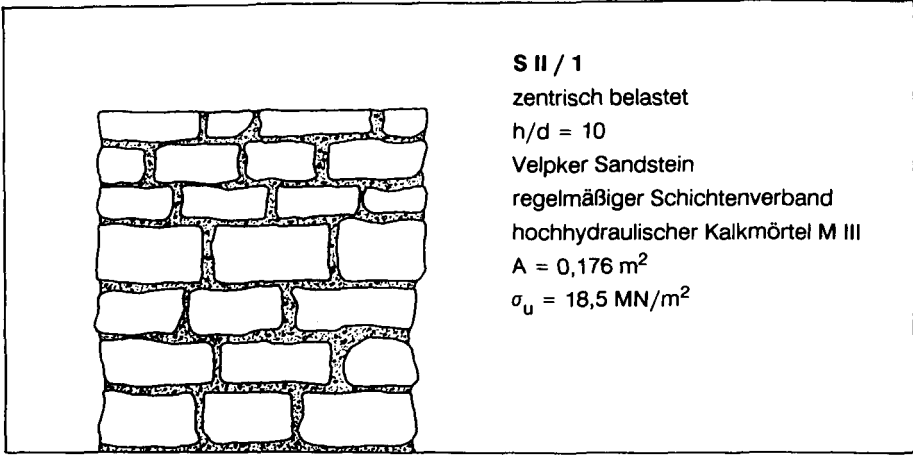


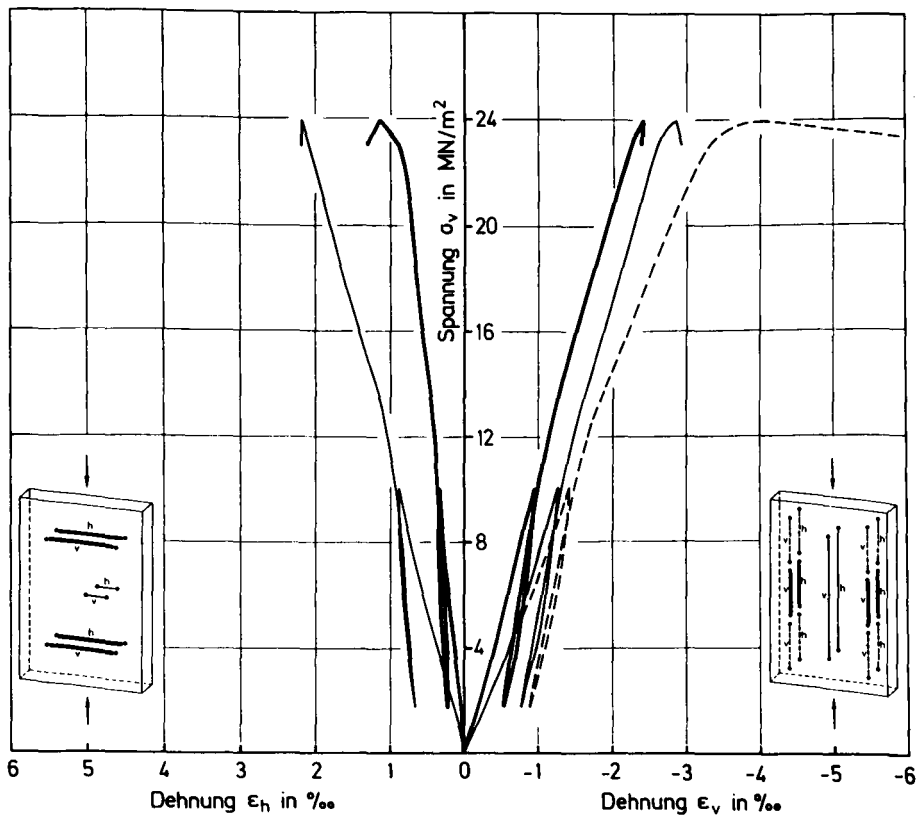
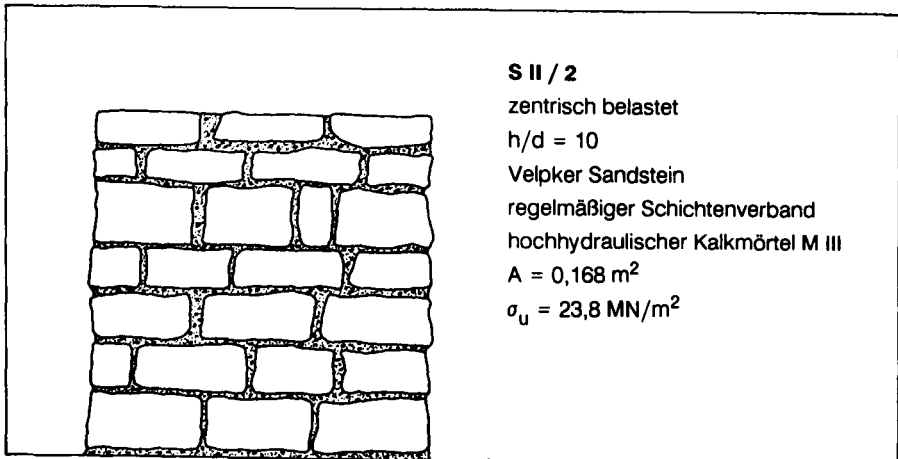


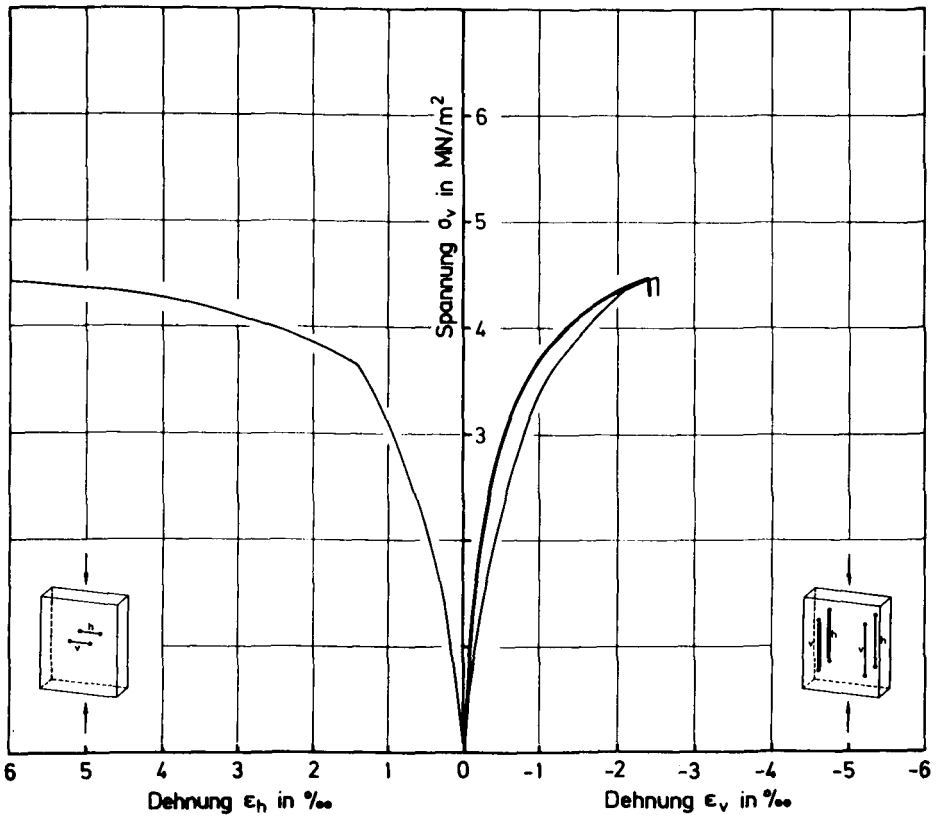
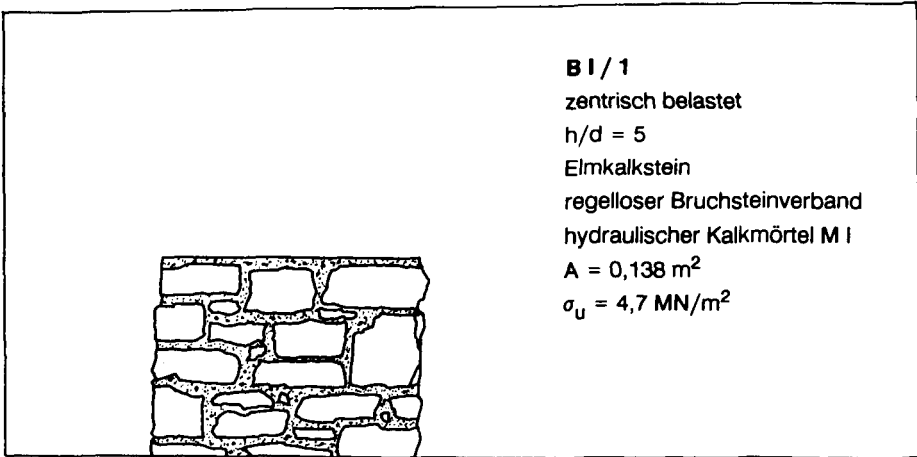


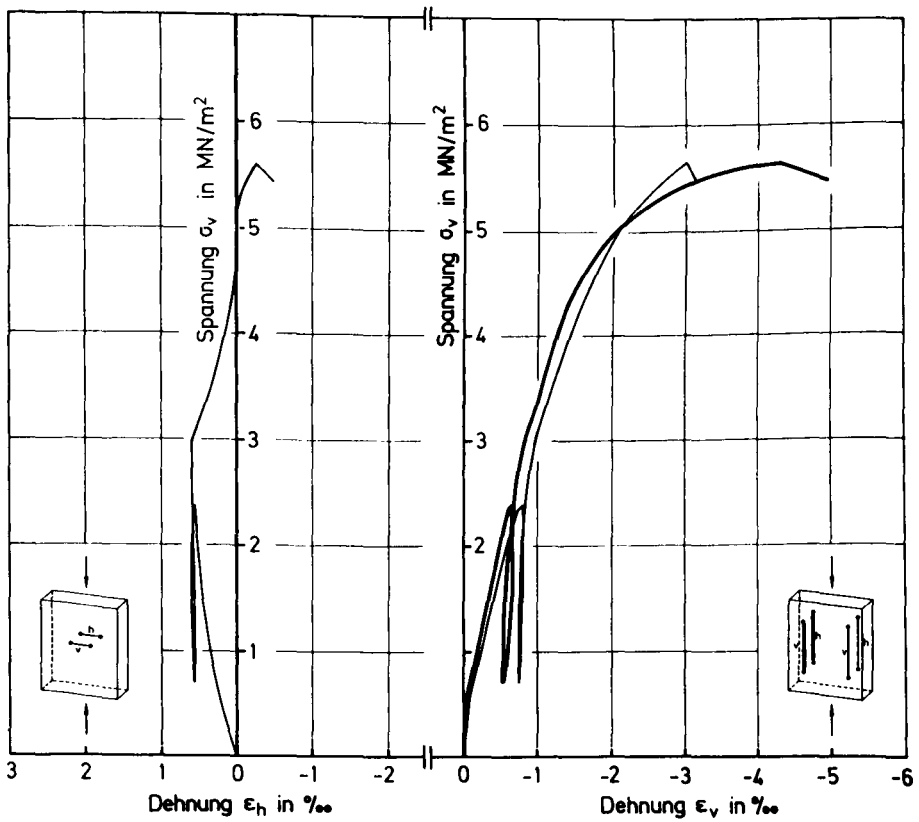
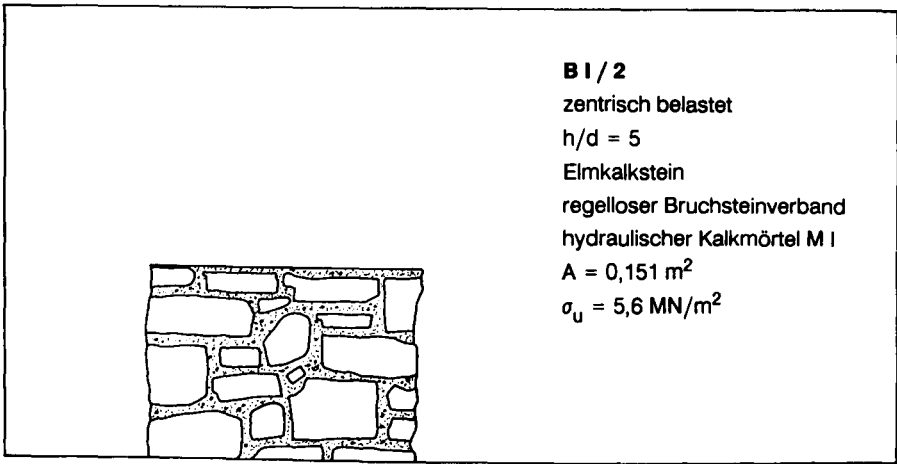


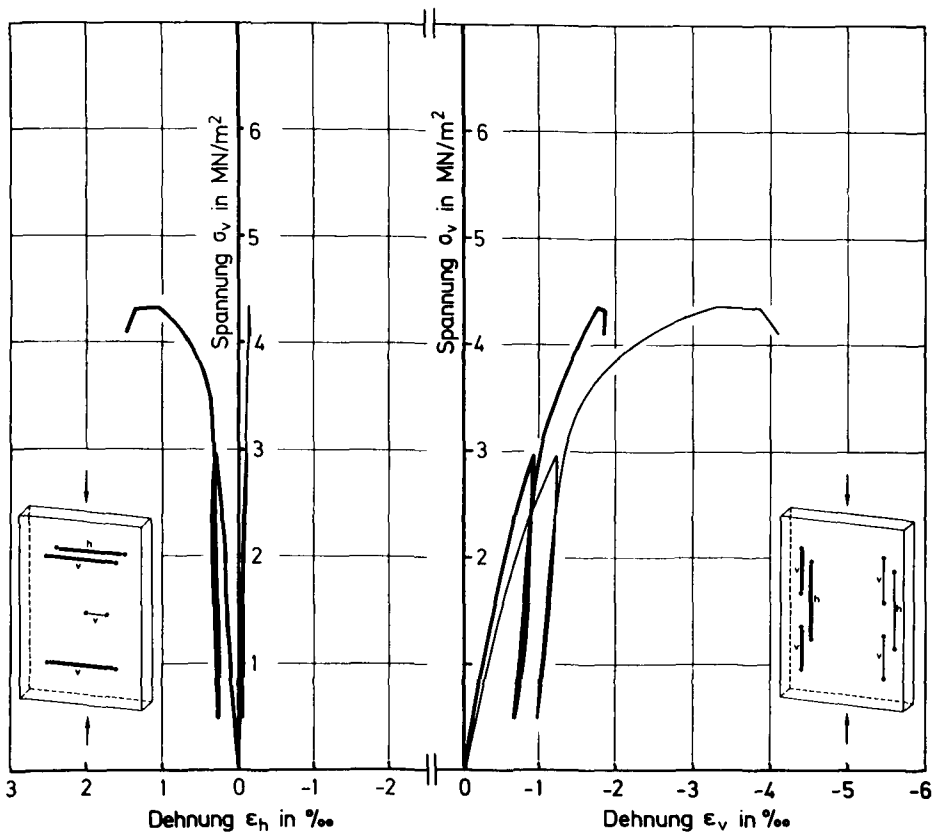
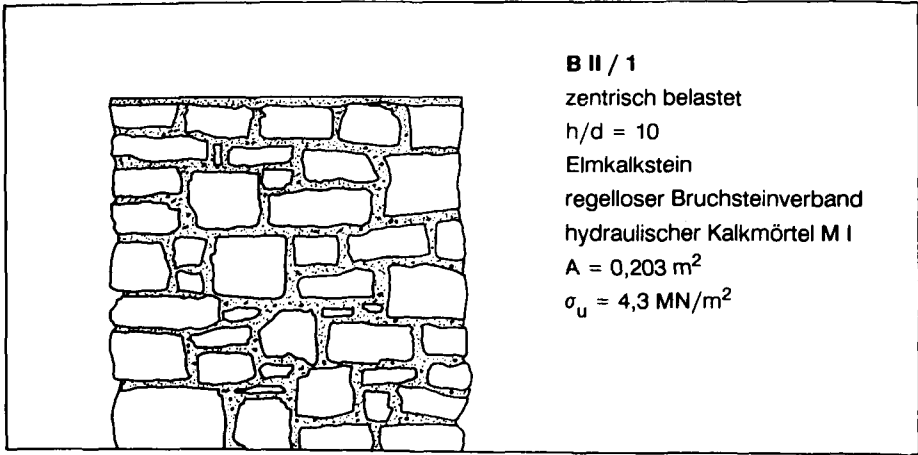


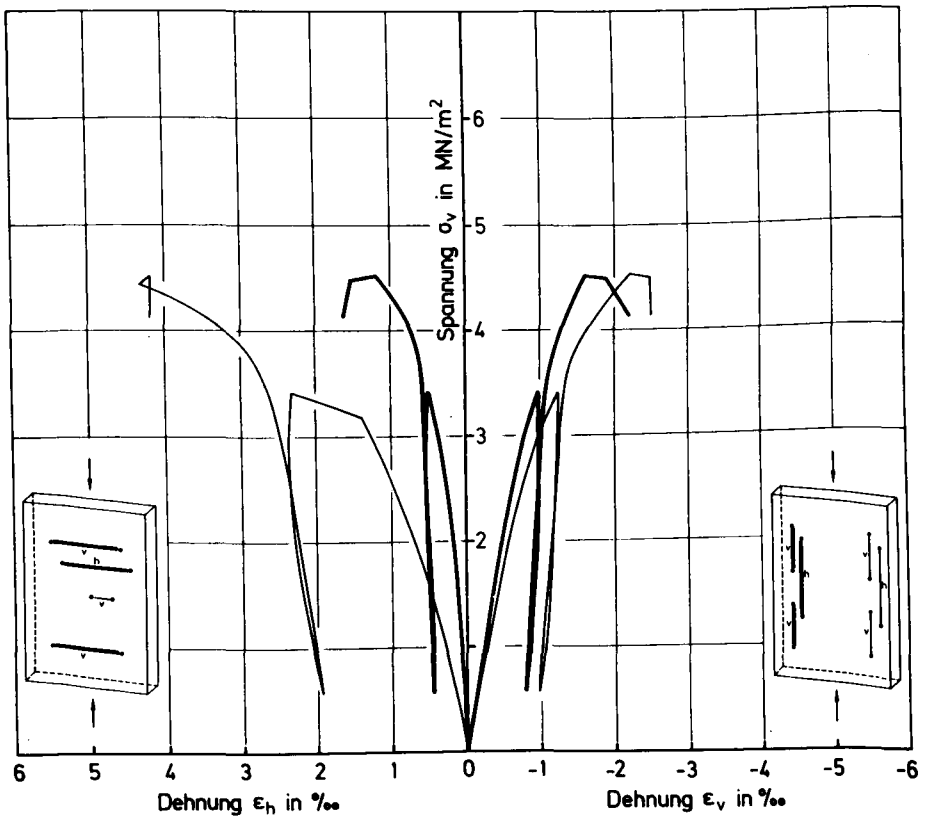
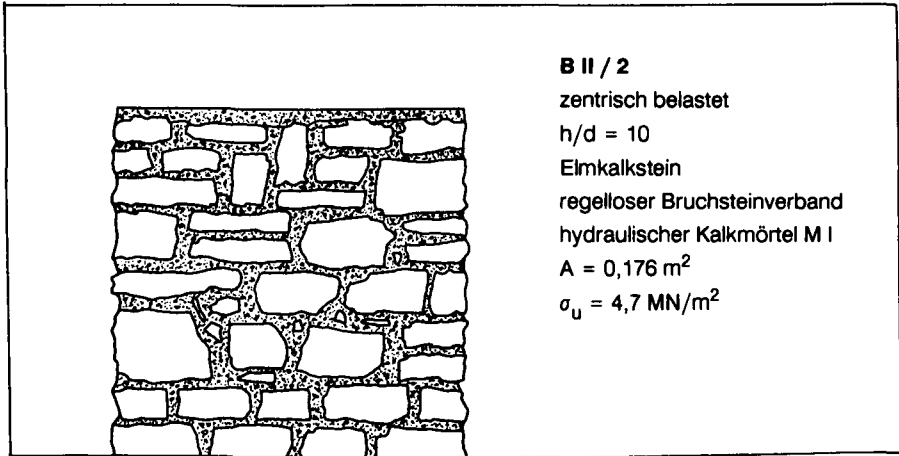


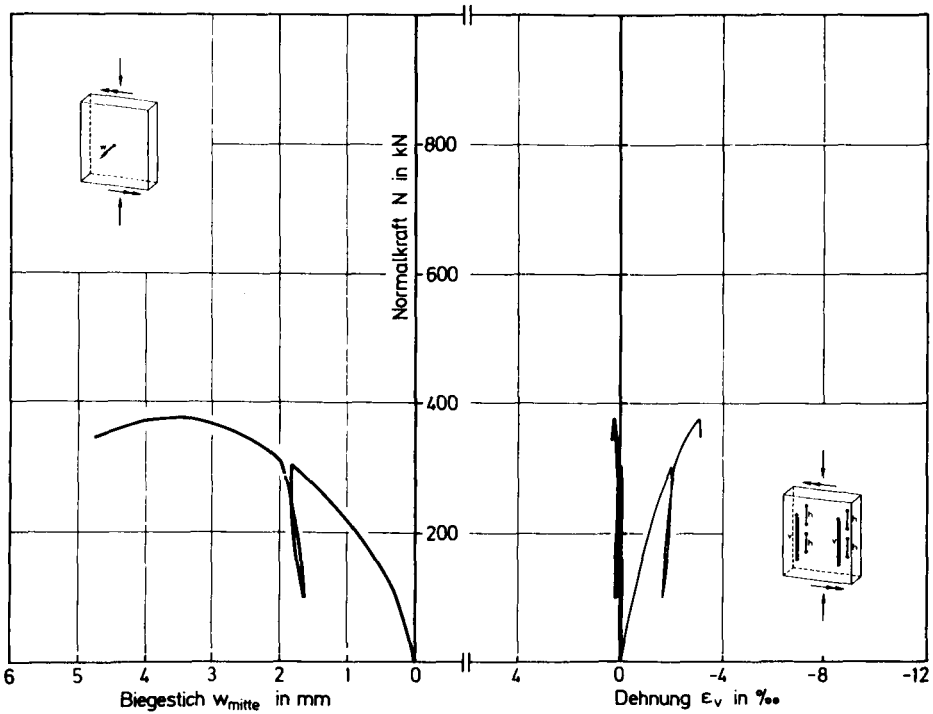
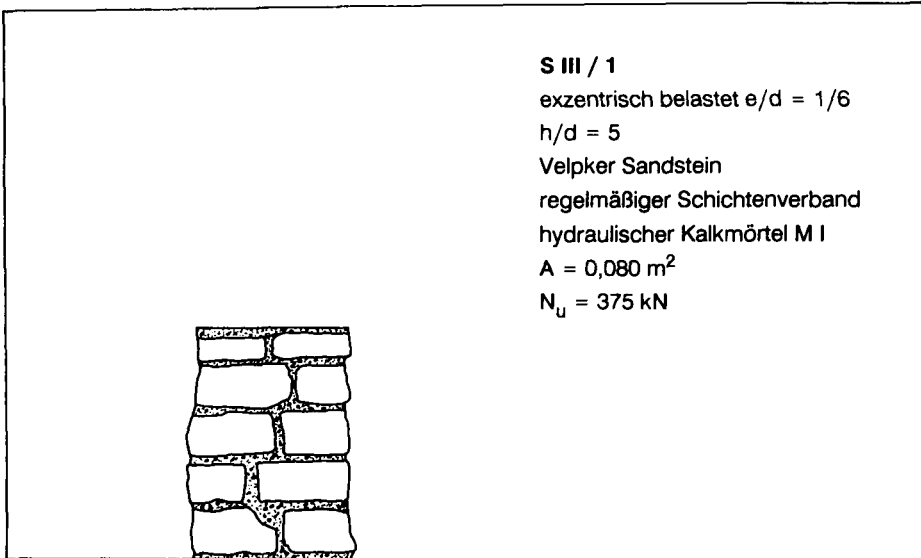


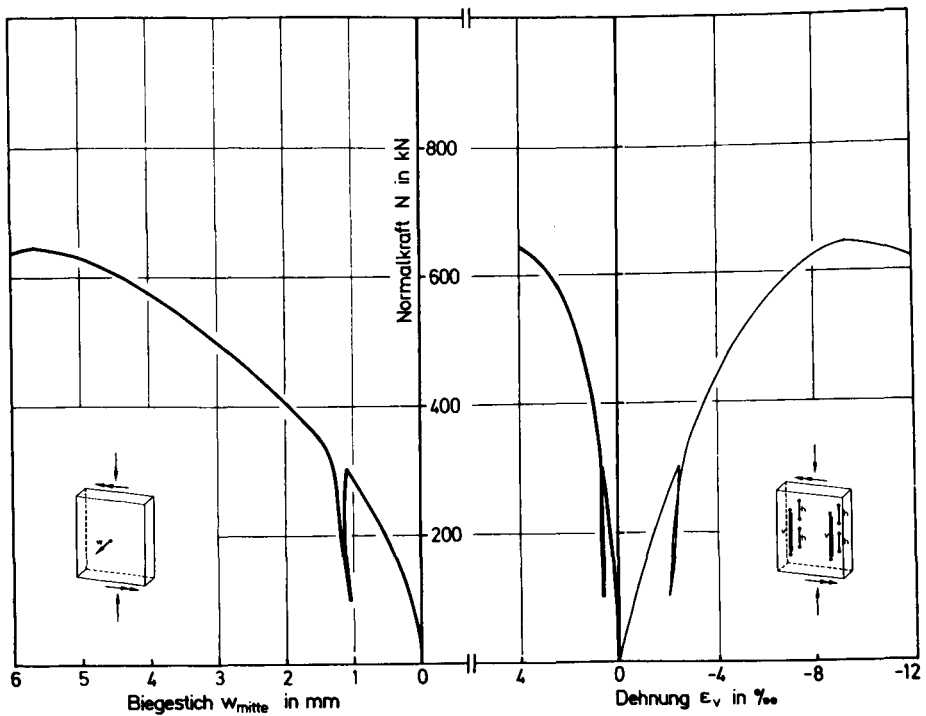
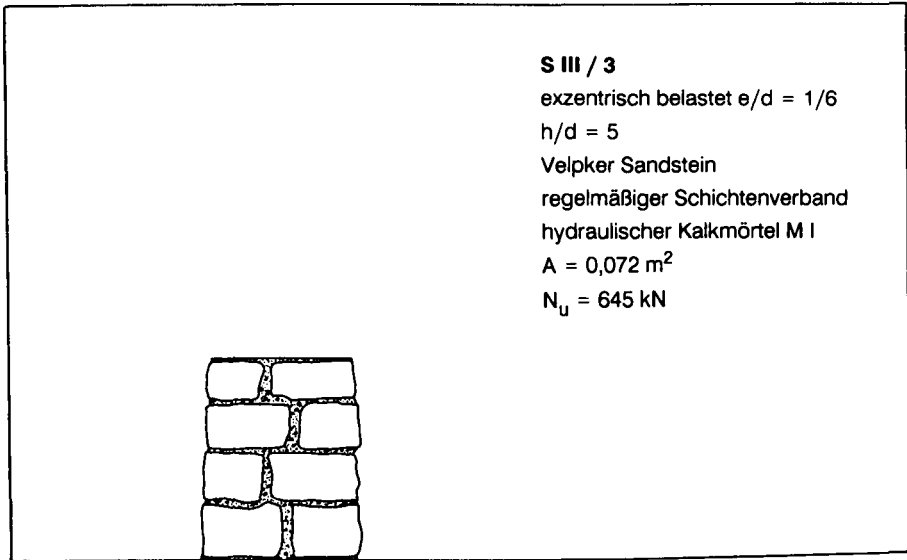


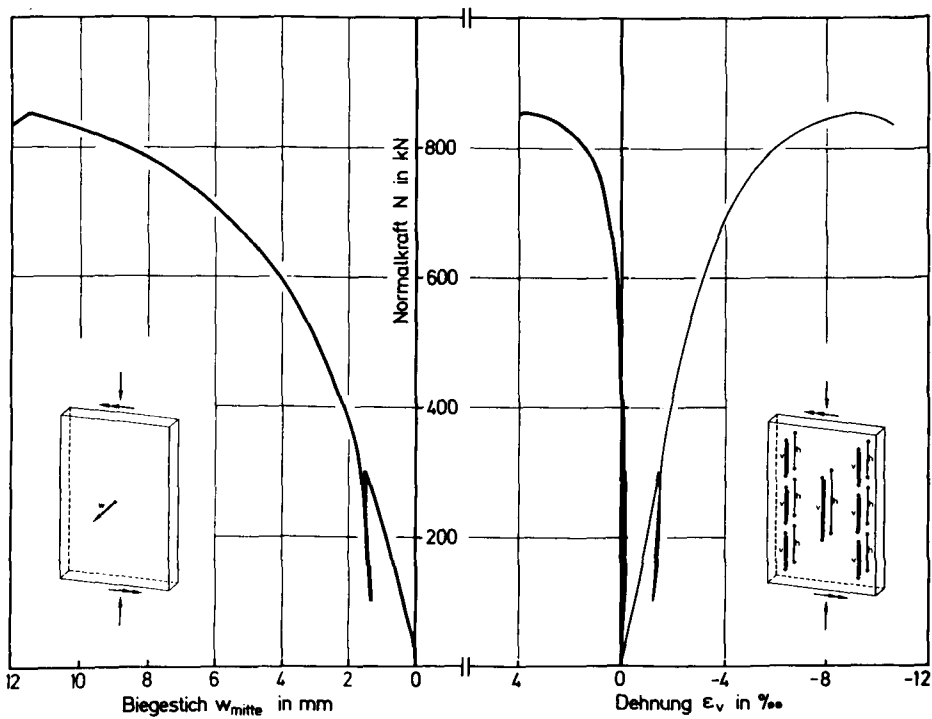
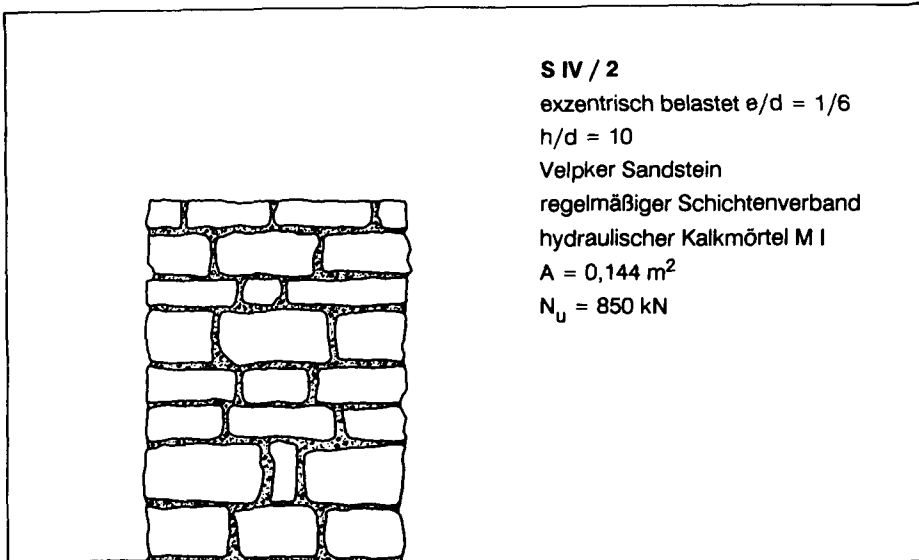


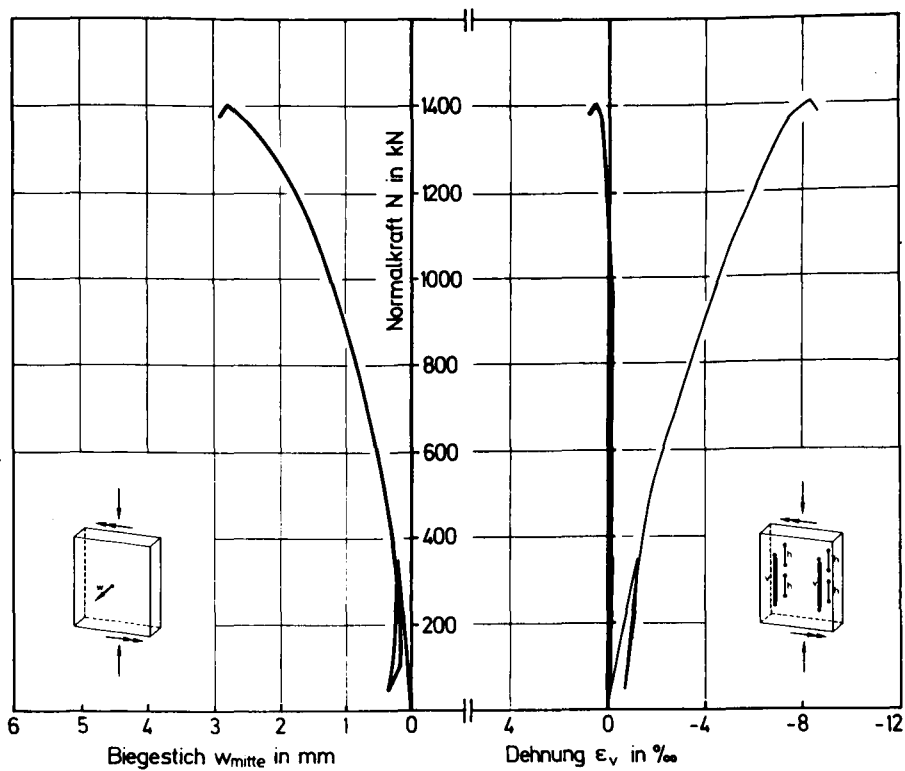
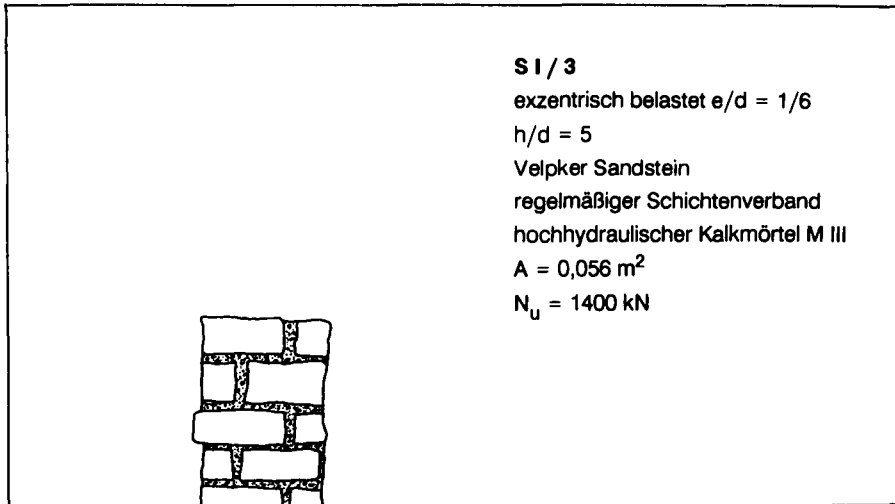


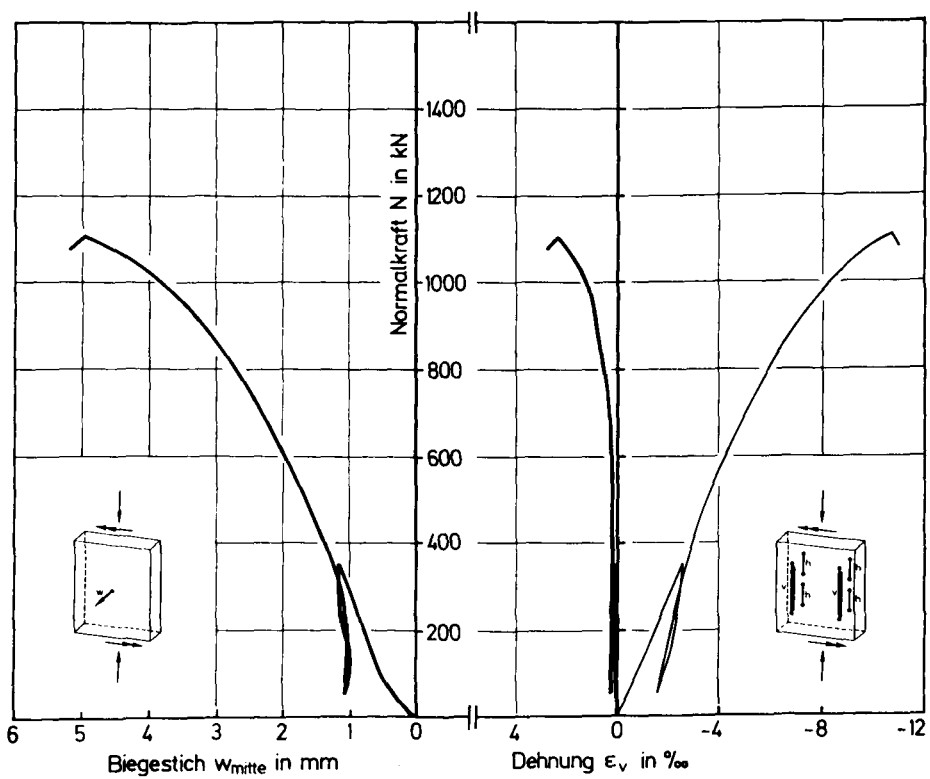
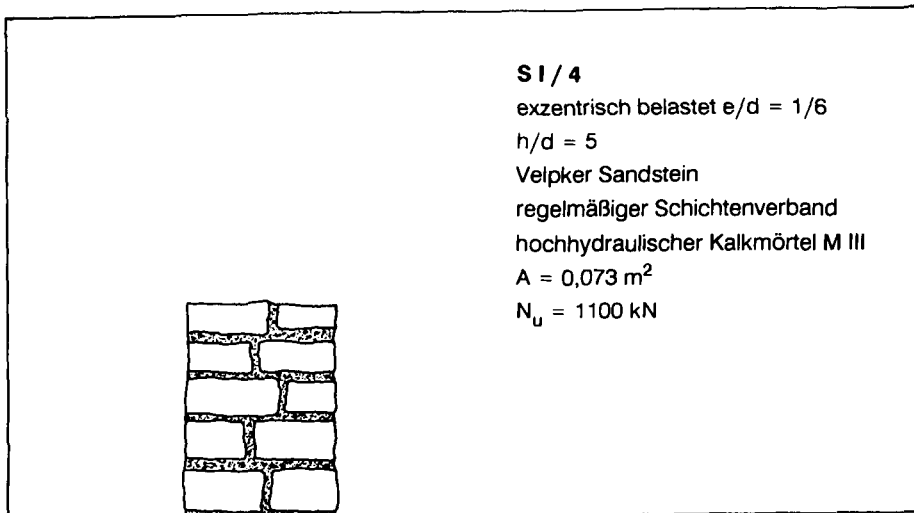


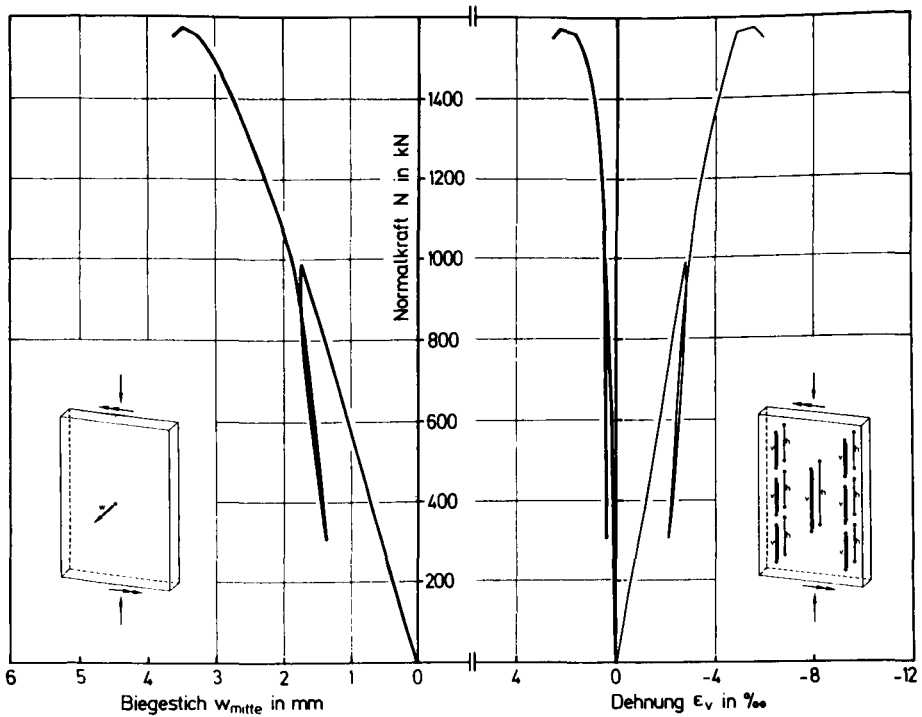
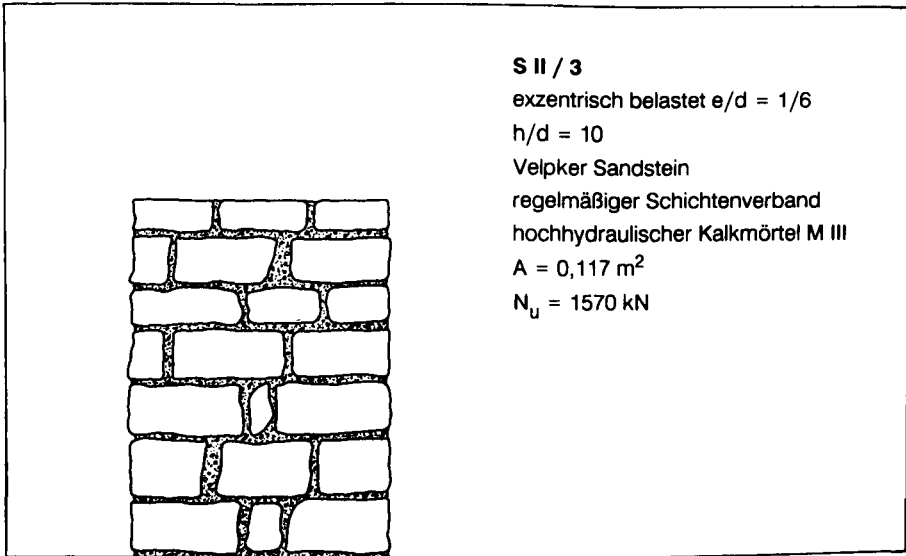


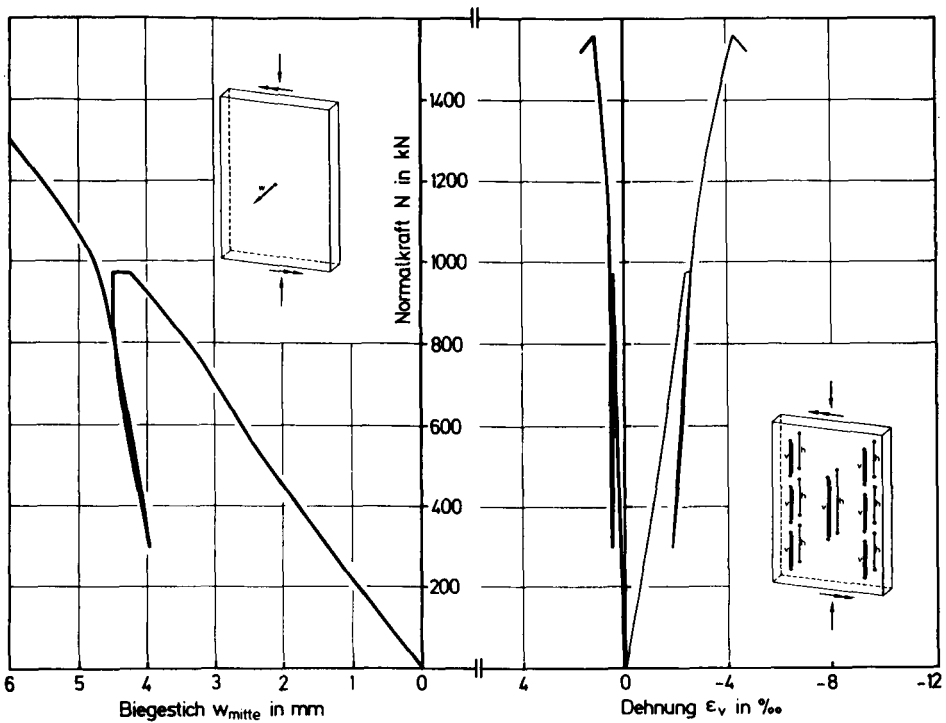
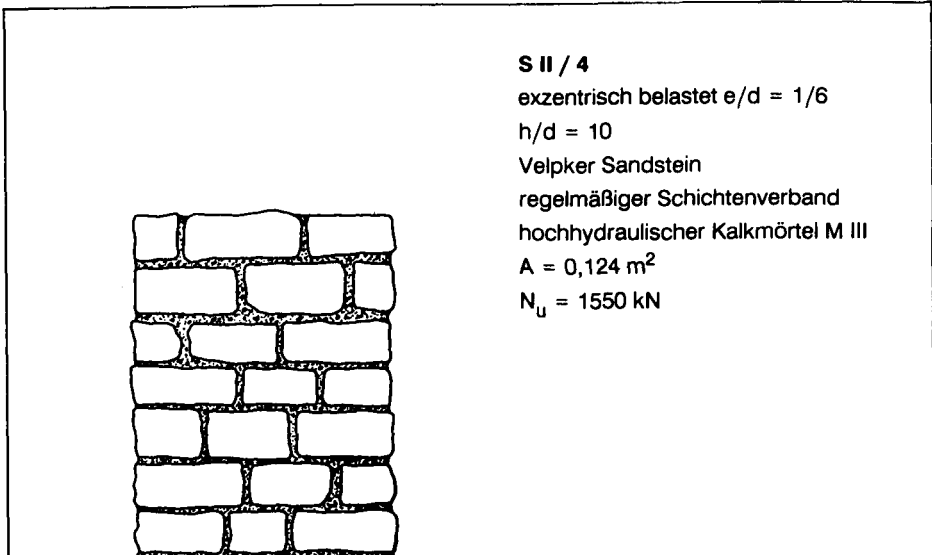


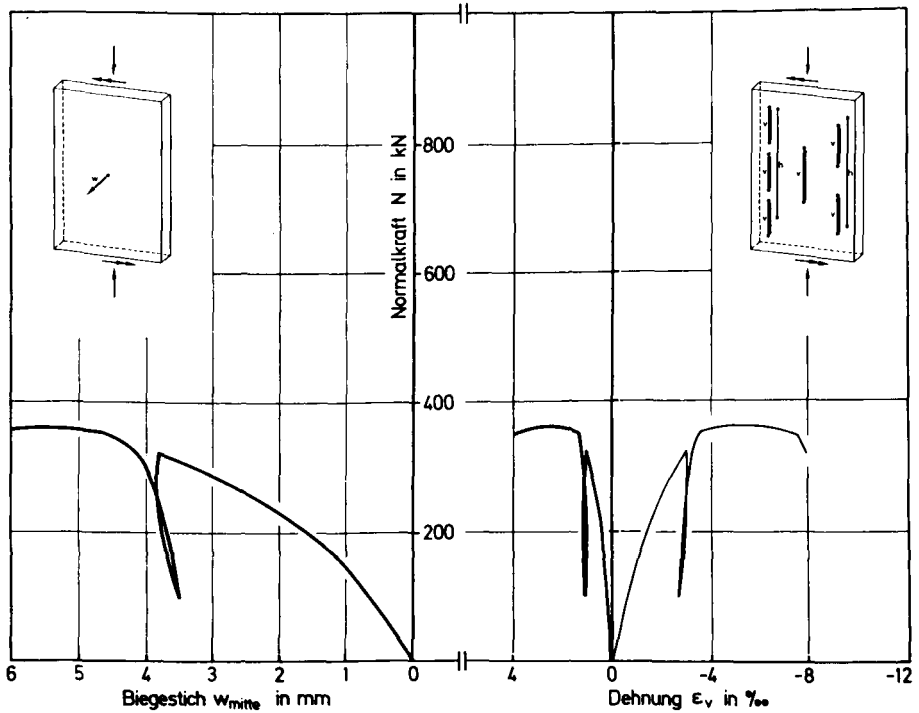
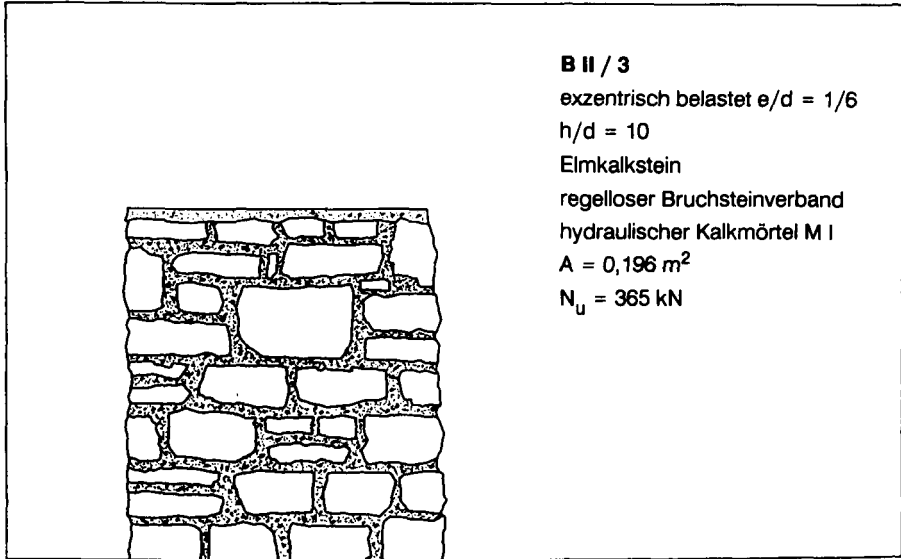


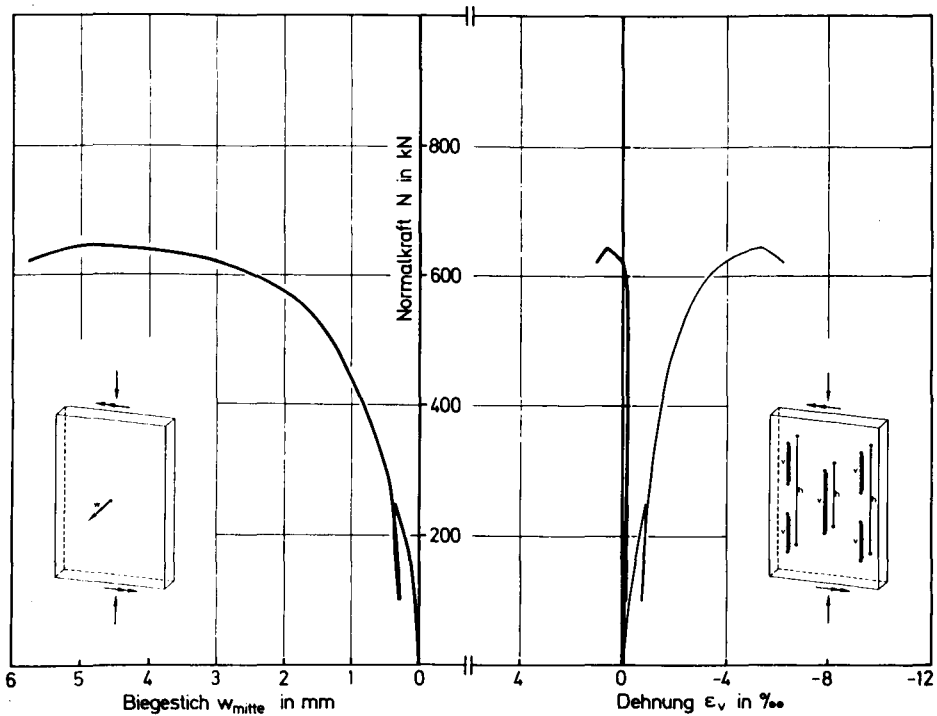
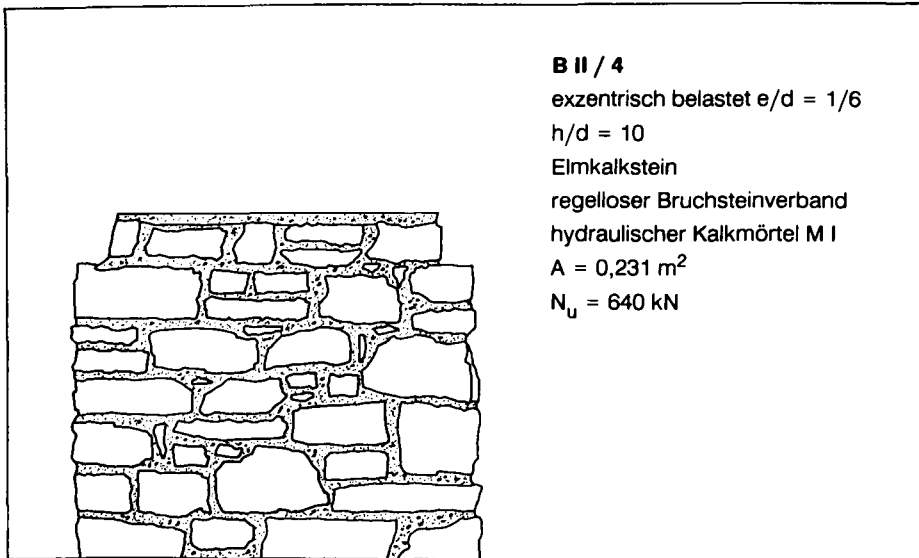












S VI / 1

Velpker Sandstein regelmäßiger Schichtenverband

$N_u = 4995 \text{ kN}$

$h/d_a = 10$

$A_a = 2 \times 0,173 \text{ m}^2$

hydraul. Kalkmörtel M I

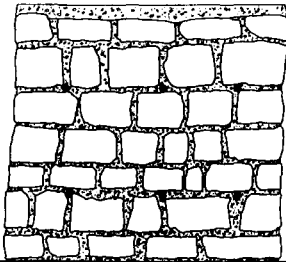
Injektionsmörtel TUBAG

$V_{inj}/V_i = 14,0 \%$

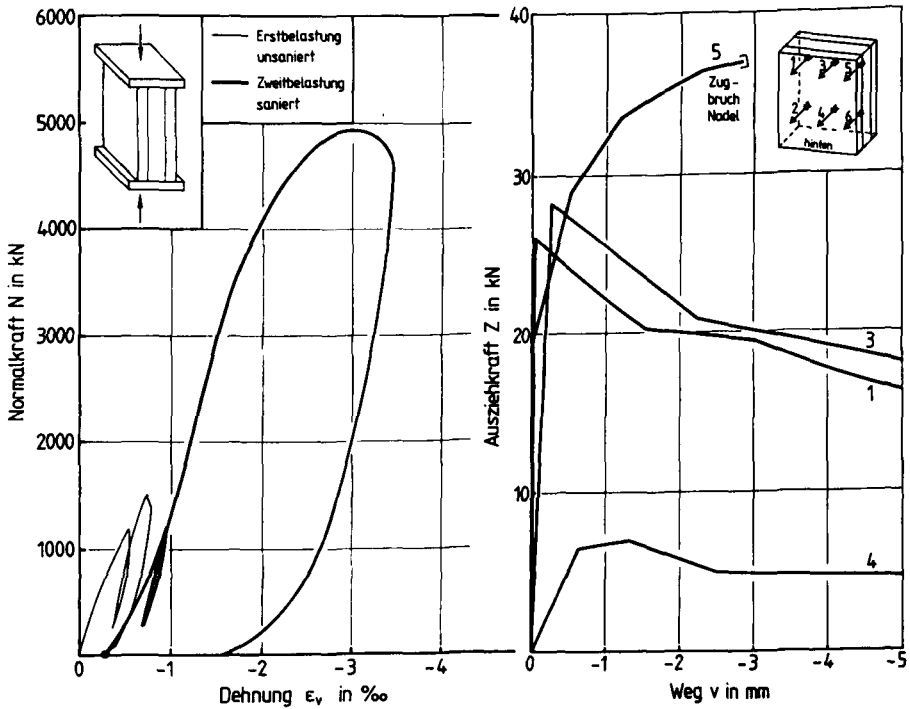
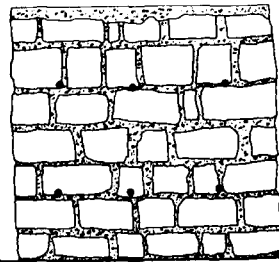
$A_i = 0,386 \text{ m}^2$

Gewindestäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$

vorne



hinten

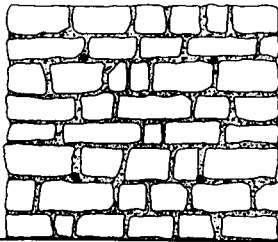


S VI / 2

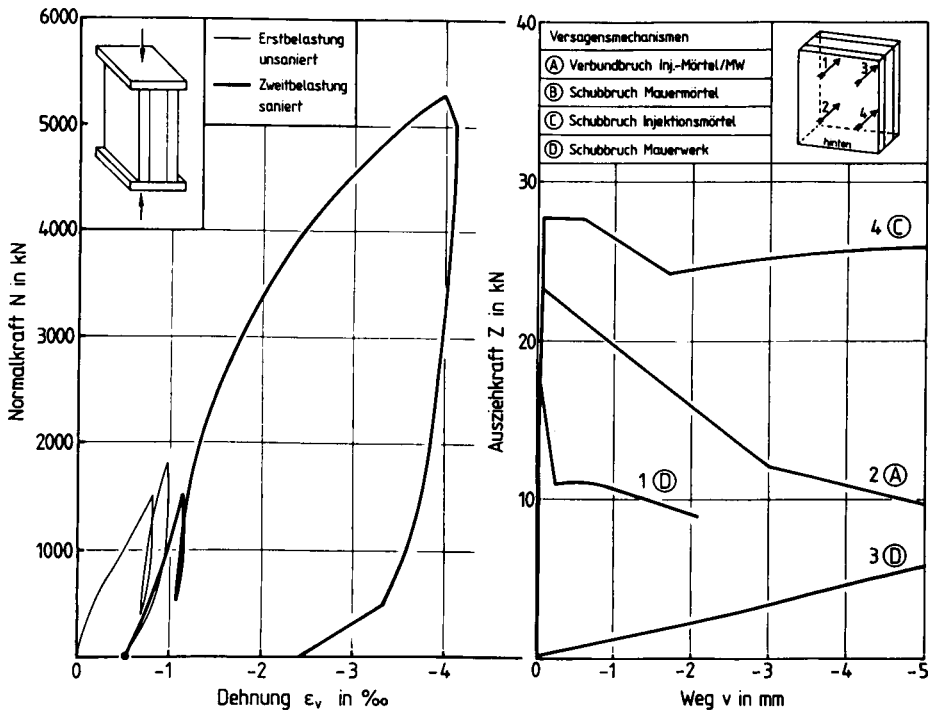
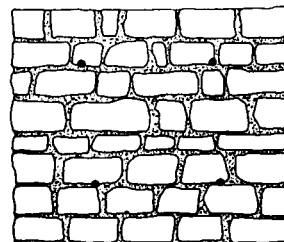
Velpker Sandstein regelmäßiger Schichtenverband hydraul. Kalkmörtel M I
 $h/d_a = 10$ $A_a = 2 \times 0,200 \text{ m}^2$ $A_i = 0,345 \text{ m}^2$
 Injektionsmörtel TUBAG $V_{inj}/V_i = 8,1 \%$ Gewindestäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$

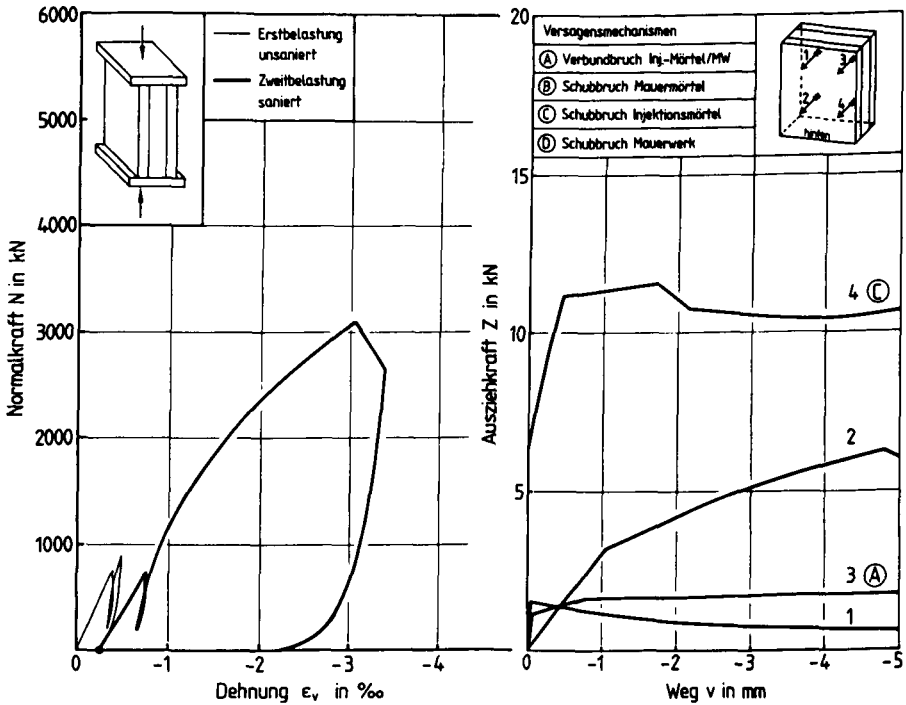
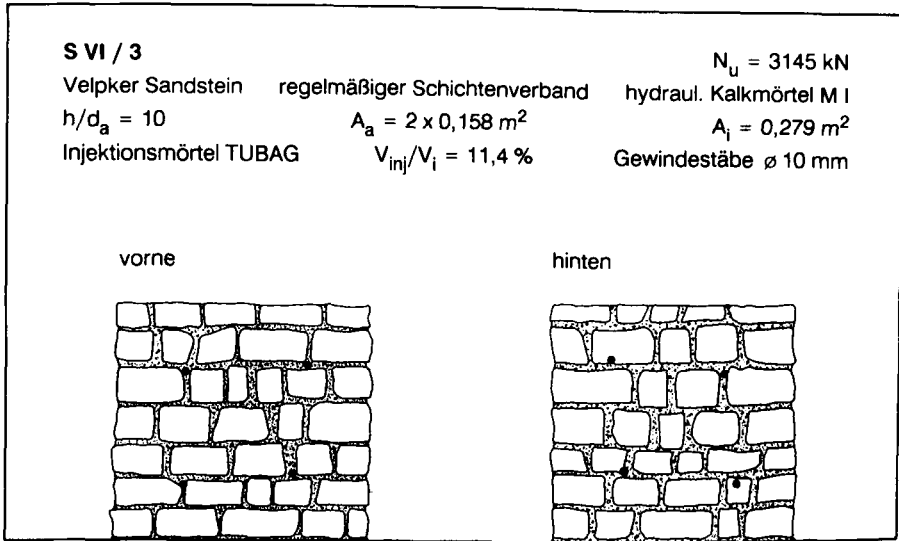
$N_u = 5040 \text{ kN}$

vorne



hinten





SVI / 4

Velpker Sandstein

regelmäßiger Schichtenverband

$N_U = 3180 \text{ kN}$

$h/d_a = 10$

$A_a = 2 \times 0,170 \text{ m}^2$

hydraul. Kalkmörtel M I

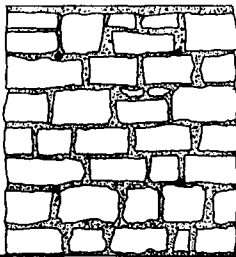
Injektionsmörtel TUBAG

$V_{inj}/V_i = 5,9 \%$

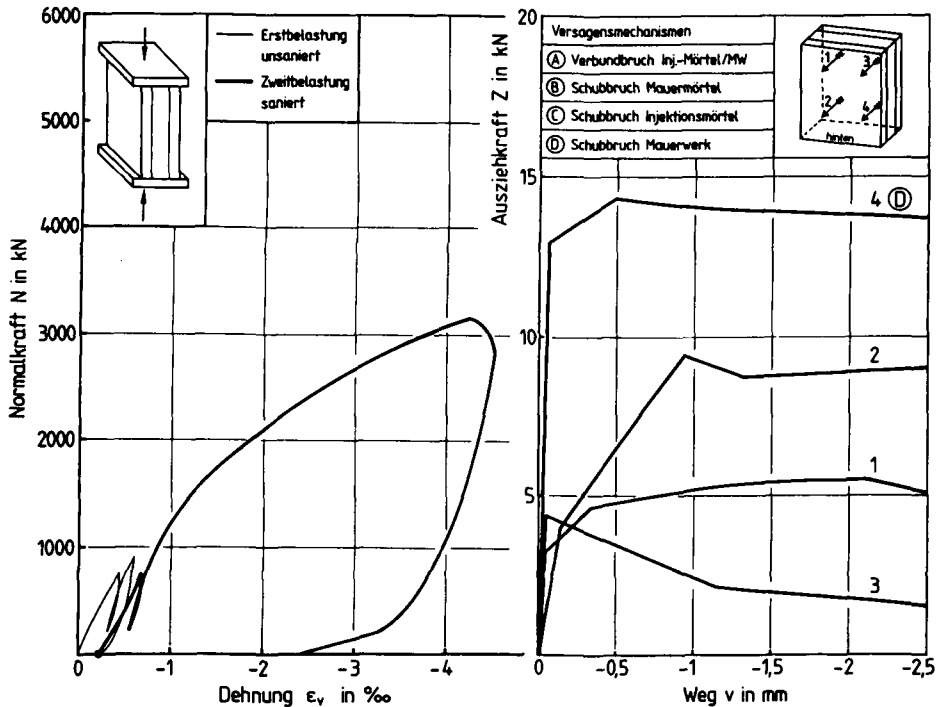
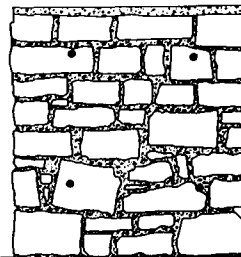
$A_i = 0,200 \text{ m}^2$

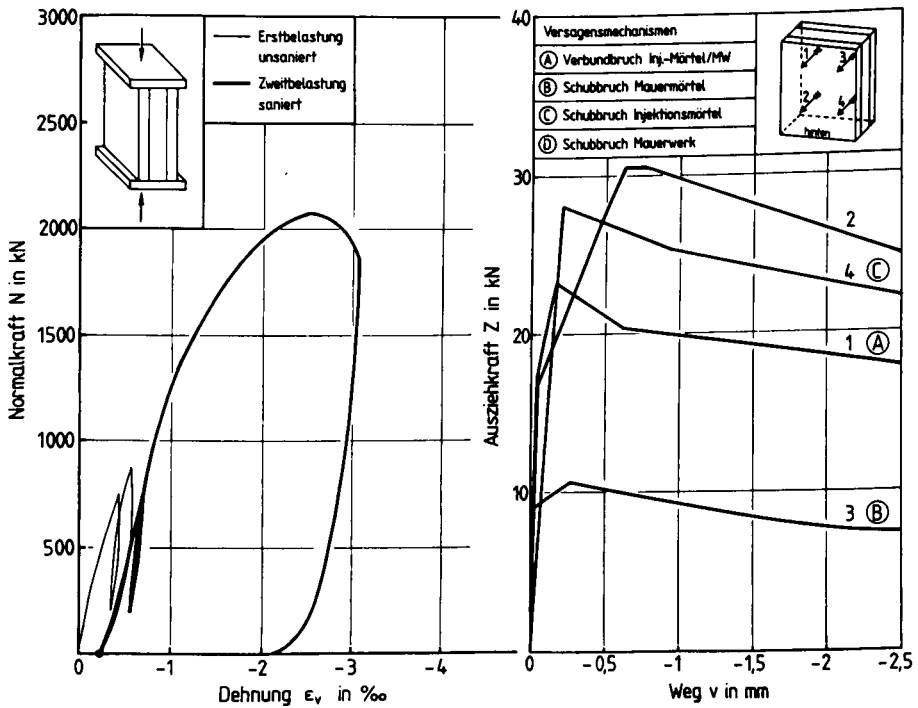
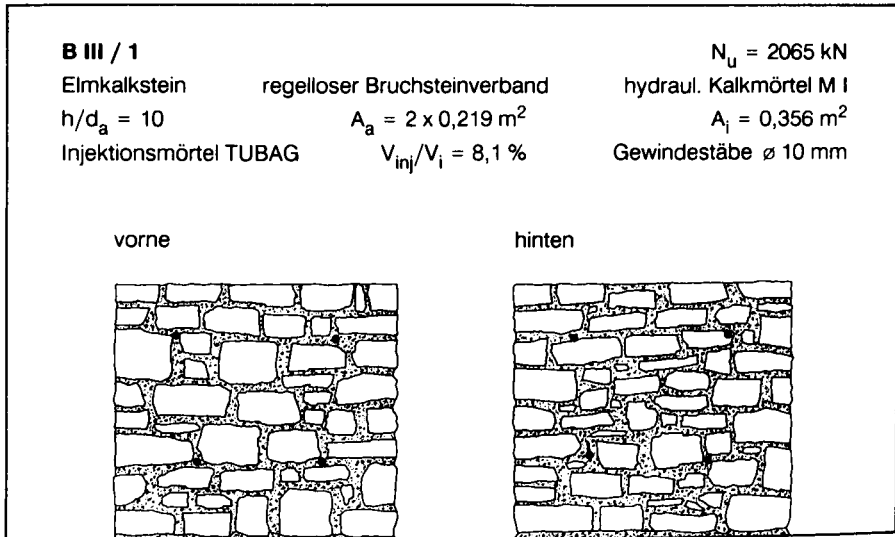
Gewindestäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$

vorne



hinten





B III / 2

Elmkalkstein

regelloser Bruchsteinverband

$N_U = 2300 \text{ kN}$

$h/d_a = 10$

$A_a = 2 \times 0,200 \text{ m}^2$

hydraul. Kalkmörtel M I

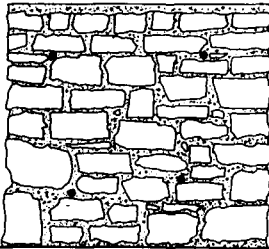
$A_i = 0,350 \text{ m}^2$

Injektionsmörtel TUBAG

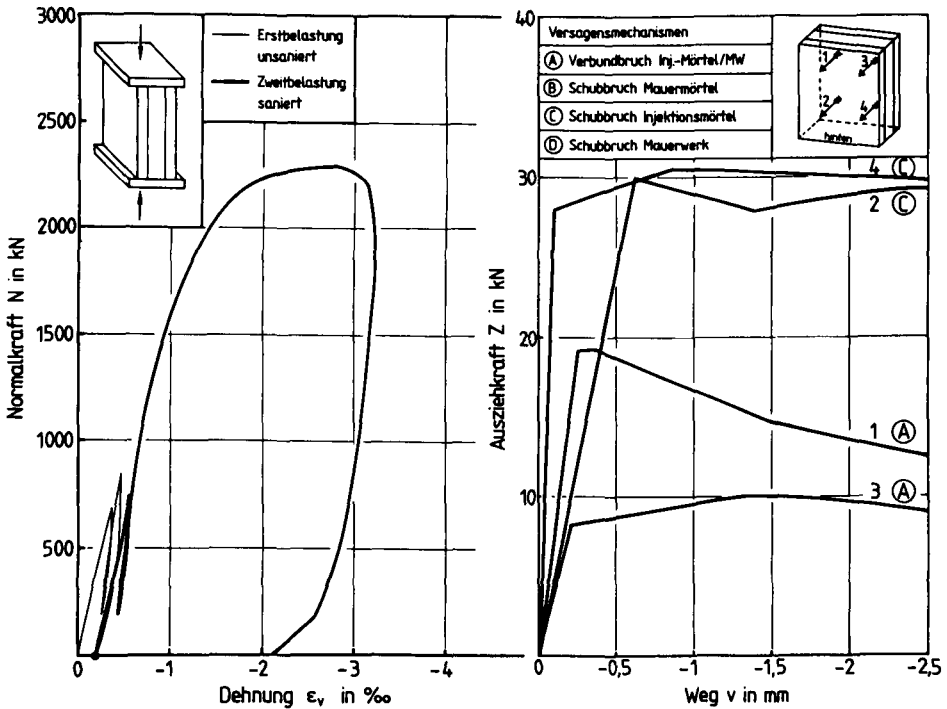
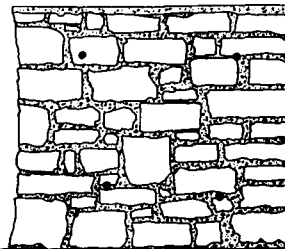
$V_{inj}/V_i = 9,8 \%$

Gewindestäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$

vorne



hinten



B III / 3

Elmkalkstein

regelloser Bruchsteinverband

$N_u = 1940 \text{ kN}$

$h/d_a = 10$

$A_a = 2 \times 0,179 \text{ m}^2$

hydraul. Kalkmörtel M I

$A_i = 0,318 \text{ m}^2$

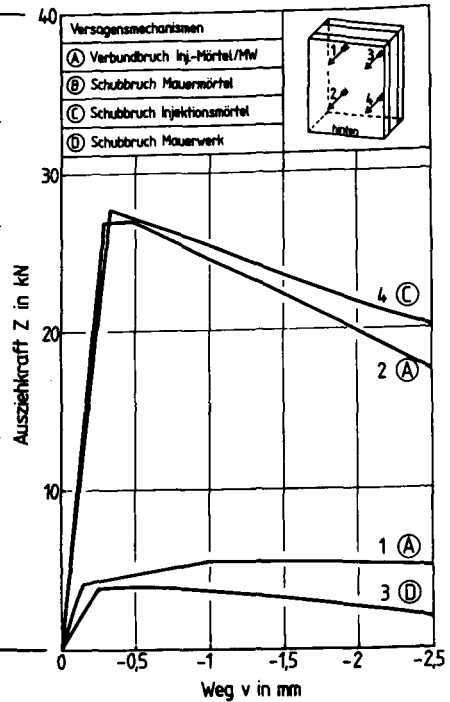
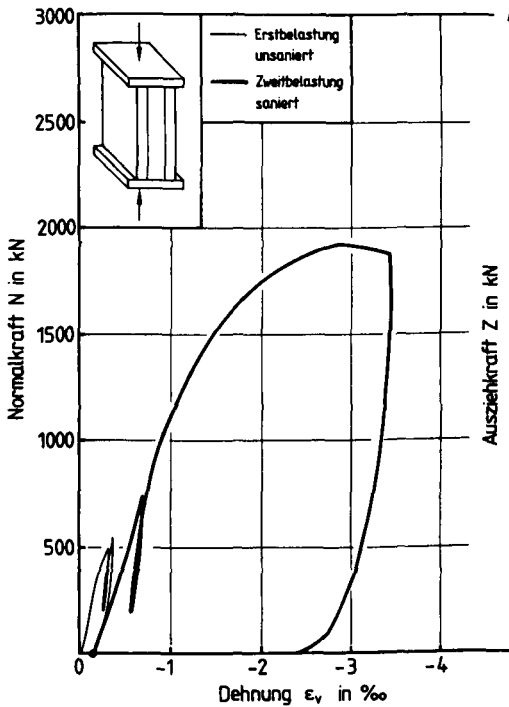
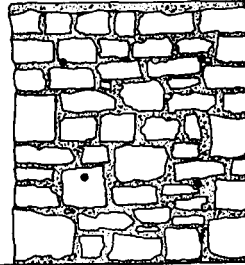
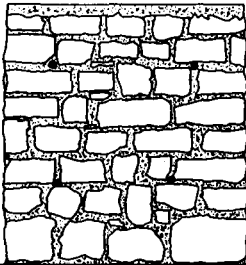
Injektionsmörtel TUBAG

$V_{inj}/V_i = 6,1 \%$

Gewindestäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$

vorne

hinten

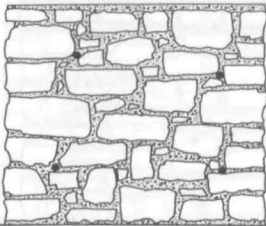


B III / 4

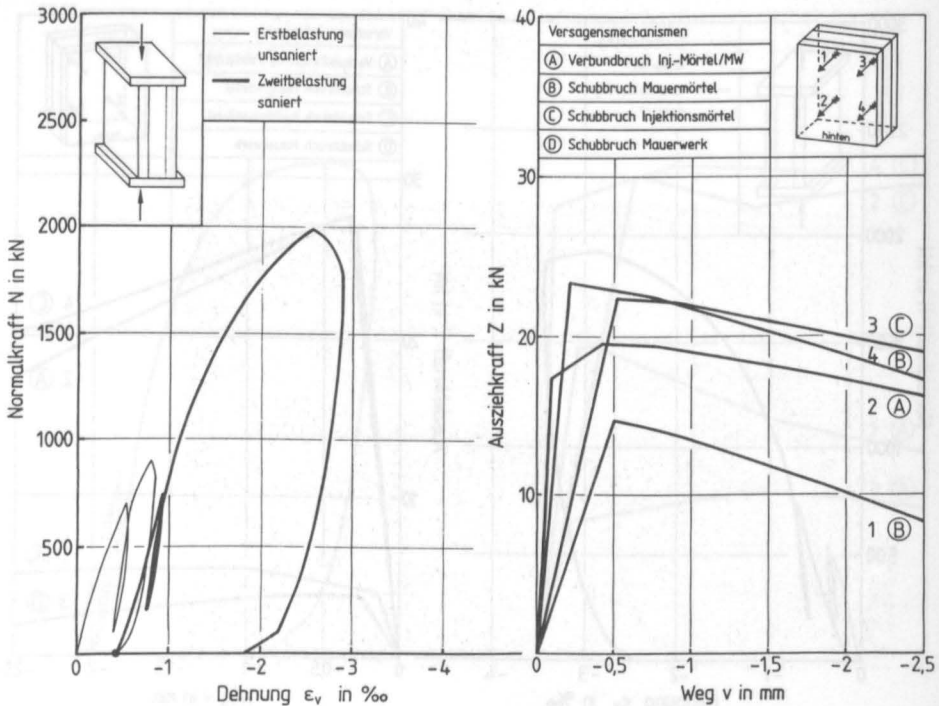
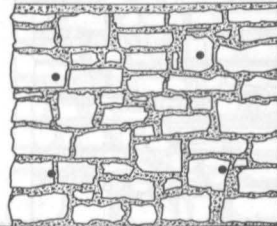
Elmkalkstein regelloser Bruchsteinverband hydraul. Kalkmörtel M I
 $h/d_a = 10$ $A_a = 2 \times 0,191 \text{ m}^2$ $A_i = 0,328 \text{ m}^2$
 Injektionsmörtel TUBAG $V_{inj}/V_i = 5,1 \%$ Gewindestäbe $\varnothing 10 \text{ mm}$

$N_u = 2000 \text{ kN}$

vorne



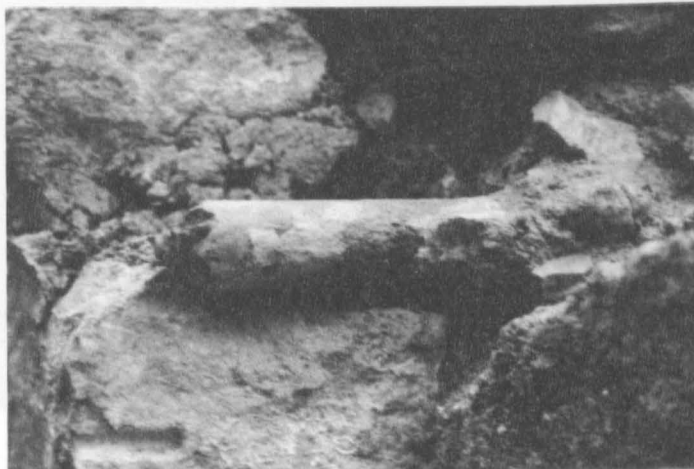
hinten



Versagensmechanismus A: Verbundbruch Injektionsgut - Mauerwerk



Prüfkörper
B III/3



Nadel 1

Versagensmechanismus B: Schubbruch in der Mörtelfuge



Prüfkörper
B III/1

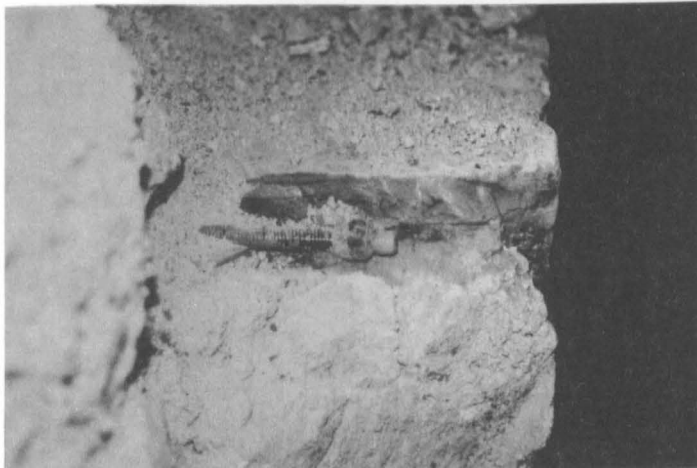


Nadel 3

Versagensmechanismus C: Schubbruch im Injektionsgut

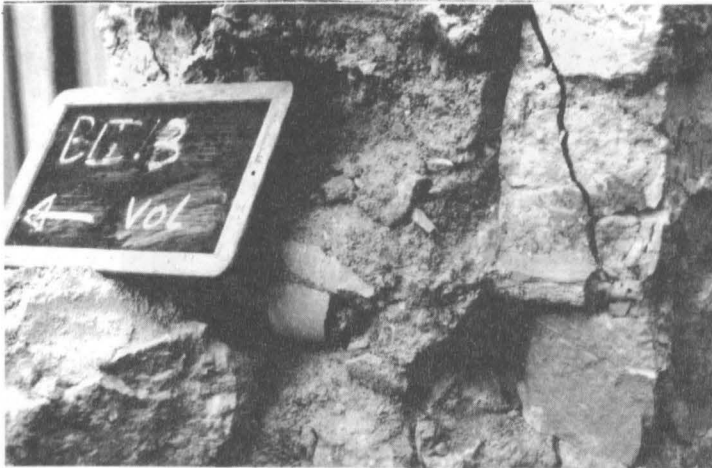


Prüfkörper
S VI/3

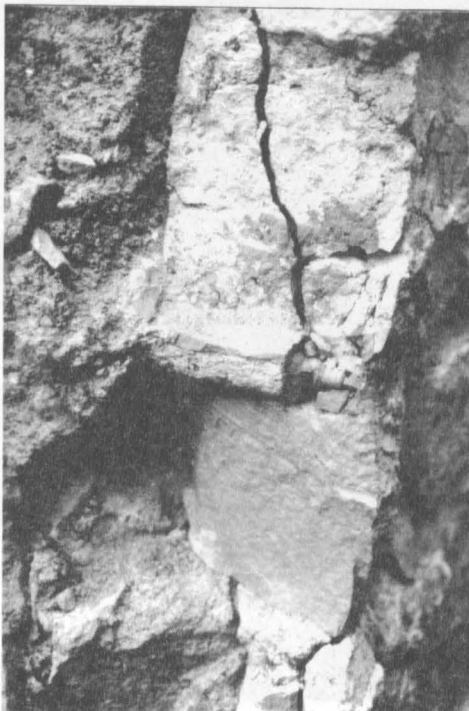


Nadel 4

Versagensmechanismus D: Schubbruch im Mauerwerk



Prüfkörper
B III/3



Nadel 3

VERZEICHNIS DER KISSEN IN DER SCHRITTWEISE DER
IBMB ERSCHINENEN HEFTE (ISSN 0173-6796)

Wirkungsmechanismus Spaltinjektion



Prüfkörper
S VI/3



Nadel 3

VERZEICHNIS DER BISHER IN DER SCHRIFTENREIHE DES IBMB ERSCHIENENEN HEFTE (ISSN 0178-5796)

In der Schriftenreihe "Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig - ISSN 0178-5796 (Heft 1 bis 16 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig", Heft 17 bis 39 als "Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig") sind bisher die nachfolgend aufgeführten Hefte erschienen.

Sie können bezogen werden von:

Institut für Baustoffe, Massivbau
und Brandschutz der Technischen
Universität Braunschweig / Bibliothek
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:
Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 25,-.

Vergriffene Hefte (s. u.) können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Vergriffene Hefte:

1 - 4, 7 - 16, 19, 23, 27, 28, 30, 32 - 35, 42,
45, 55, 56

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis ölgiger Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspanverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekübeln und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametriges, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und Reißbildung von Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-011-5

Heft 74:

Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-015-8

Heft 75:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN 1045, DIN 4227, Juni 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-022-0

Heft 76:

Budelmann, H.: Zum Einfluß erhöhter Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichen Feuchtegehalten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-016-6

Heft 77:

Großmann, F.: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normbeton unter Zugbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-023-9

Heft 78:

Rohling, A.: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-024-7

Heft 79:

Henning, W.: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-025-5

Heft 80:

Richter, E.: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-026-3

Heft 81:

Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschuß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zwei-zelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 15.-16. November 1990 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-063-8

Heft 90:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.; Voß, K.-U.: Vorspannung im Hochbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-064-6

Heft 91:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachtagung Spannbeton im Hoch- und Industriebau, Kurzreferate, 1991, ISBN 3-89288-065-4

Heft 92:

Heins, T.: Simulationsmodell zur Sicherheitstechnischen Beurteilung der Rauchausbreitung in ausgedehnten Räumen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1991; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, ISBN 3-89288-066-2

Heft 93:

Hagen, E.: Zur Prognose des Gefährdungspotentials von Raumbränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1992; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1991, ISBN 3-89288-072-7

Heft 94:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Instandsetzung und Ertüchtigung von Massivbauten", 14.-15. November 1991 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-068-9

Heft 95:

Qualitätssicherung im Bauwesen, VMPA-Tagung 1992, 25.-26.06.1992, Tagungsbericht, ISBN 3-89288-071-9

Heft 96:

Weiterbildungsseminar "Brandschutz im Industriebau", 30.09.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-070-0

Heft 97:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Neue Technologien im Bauwesen", 12.-13.11.1992 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-073-5

Heft 98:

Gunkler, E.: Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch bewehrte Ergänzungsschichten. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-074-3

Heft 99:

Dorn, Th.: Zur Berechnung des Tragverhaltens brandbeanspruchter Tragwerke in Verbundbauweise unter besonderer Berücksichtigung der Träger-Stützen-Anschlüsse. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1992, ISBN 3-89288-075-1

Heft 100:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

Heft 101:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Vergleichende Untersuchungen an unbewehrten und stahlfaserbewehrten Industriefußböden. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-077-8

Heft 102:

Falkner, H.; Teutsch, M.: Comparative studies of plain and steel fiber reinforced concrete industrial ground slabs. Forschungsbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-078-6

Heft 103:

Braunschweiger Brandschutz-Tage 1993: Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis. 06.-07.10.1993, Kurzreferate, ISBN 3-89288-079-4

Heft 104:

Thienel, K.-C.: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1993

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-080-8

Heft 105:

Falkner, H.; Teutsch, M. [Hrsg.]: Braunschweiger Bauseminar 1993 "Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton", 11.-12.11.1993 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-081-6

Heft 106:

Neuentwicklungen im baulichen Brandschutz. Dr. Meyer-Ottens 60 Jahre; Fachseminar 18.03.1994 in Braunschweig, ISBN 3-89288-085-9

Heft 107:

Bunte, D.: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-086-7

Heft 108:

Holzenkämpfer, P.: Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-087-5

Heft 109:

Forschungsarbeiten 1990 - 1994. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-088-3

Heft 110:

Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung der Schubtragfähigkeit und der Wasserundurchlässigkeit von Arbeitsfugen unter Verwendung von Stremaform-Abschalelementen.

Falkner, H.; Teutsch, M.; Claußen, T.: Schubtragfähigkeit des Vergußbetons zwischen Köcher-, Block oder Hülsenfundamenten und Stützenfuß bei unterschiedlich profilierten Betonoberflächen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994, ISBN 3-89288-089-1

Heft 111:

Voß, K.-U.: Zum Trag- und Verformungsverhalten bei Schwellbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1994

Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1993, ISBN 3-89288-090-5

Heft 112:
Weiterbildungsseminar Brandschutz bei Sonderbauten: 05./06.10.1994 in Braunschweig; Kurzreferate, 1994, ISBN 3-89288-092-1

Heft 113:
Aus der Forschung in die Praxis: 10./11.11.1994; Braunschweiger Bauseminar 1994, ISBN 3-89288-091-3

Heft 114:
Warnecke, P.: Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-094-8

Heft 115:
Braunschweiger Brandschutz-Tage 1995: 6. Fachseminar Brandschutz - Forschung und Praxis: 04.-05.10.1995, Kurzreferate, ISBN 3-89288-093-X

Heft 116:
Huang, Z.: Grenzbeanspruchung gebetteter Stahlfaserbetonplatten, 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-095-6

Heft 117:
Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-096-4

Heft 118:
Kubat, B.: Durchstanzverhalten von vorgespannten, punktförmig gestützten Platten aus Stahlfaserbeton (wirklichkeitsnahe Tragwirkung und Ingenieurmodell), 1995
Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1995, ISBN 3-89288-097-2

Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267 · 38114 Braunschweig