

2717-9820

INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ

AMTLICHE MATERIALPRÜFANSTALT FÜR DAS BAUWESEN

IBMB

TU BRAUNSCHWEIG

**Zur nachträglichen Erhöhung der
Biegetragfähigkeit von
Mauerwerkswänden durch bewehrte
Ergänzungsschichten**

von Erhard Gunkler

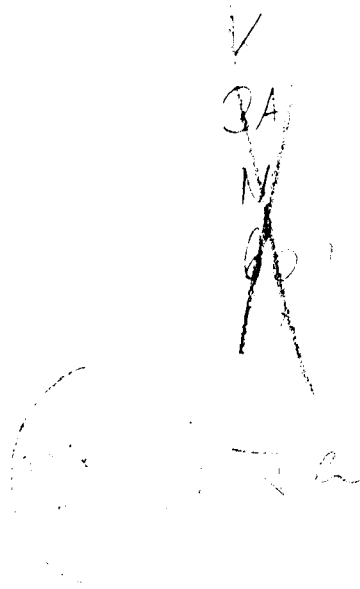
Heft 98 · BRAUNSCHWEIG · 1993

ISBN 3-89288-074-3

ISSN 0178-5796

z.F.

V
BA
N
K
1

A handwritten signature, possibly 'H. Falkner', is written in dark ink. To the left of the signature is a faint circular stamp or seal, which is mostly illegible due to fading.

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

Eingereicht am: 24.04.1992
Mündliche Prüfung am: 06.11.1992
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. H. Falkner
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. C. Zelger

Vorbemerkung

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Arbeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Die Idee zur Untersuchung des Tragverhaltens bewehrter Ergänzungsschichten auf biegebeanspruchten Mauerwerkswänden entstand bei der Bearbeitung von Forschungsvorhaben über bauliche Maßnahmen zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden vorhandener Gebäude. Die Forschungsvorhaben wurden unter der Leitung von Herrn Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina durchgeführt, von dem wichtige Impulse für die Entstehung dieser Arbeit ausgingen. Hierfür danke ich Herrn Prof. Kordina ebenso herzlich wie für die Unterstützung dieser Arbeit und die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Nach der Emeritierung von Herrn Prof. Kordina hat Herr Prof. Dr.-Ing. H. Falkner diese Arbeit mit betreut. Hierfür und für Anregungen zur Umsetzung der Forschungsergebnisse in die Baupraxis danke ich ihm ebenso herzlich wie für die Berichterstattung. Bei Herrn Prof. Dr.-Ing. C. Zelger danke ich mich für die Mitberichterstattung sowie für wertvolle Anregungen.

Einen besonderen Dank möchte ich Herrn Dr.-Ing. J. Steinert für dessen vorbildliche Betreuung während meiner Institutszeit aussprechen, dessen stete Diskussionsbereitschaft einen wesentlichen Anteil an der Entstehung dieser Arbeit hatte.

Ausdrücklich bedanke ich mich bei den Mitarbeitern des Instituts für die stets sorgfältige handwerkliche Ausführung der hergestellten Prüfkörper und für die zuverlässige Bearbeitung meßtechnischer Belege der experimentellen Untersuchungen; stellvertretend für alle Beteiligten nenne ich Herrn Markmann.

Braunschweig, im März 1993

Erhard Gunkler

INHALTSVERZEICHNIS

Blatt

1.0 Einleitung	1
1.1 Bautechnische Aufgaben und Tragwirkung gemauerter Wände	1
1.2 Zielsetzung und Überblick zur vorliegenden Arbeit	2
2.0 Bisheriger Kenntnisstand über die Verstärkung von Mauerwerk	3
2.1 Flächenhafte Verstärkung mit Spritzbeton oder Putzschichten	3
2.2 Verstärkung durch Einzelbewehrungselemente	13
2.2.1 Laschen aus Baustahl oder Faserverbundwerkstoffen	13
2.2.2 Schlaufe Bewehrung	14
2.2.3 Spannglieder	14
2.2.4 Pfeilervorlagen	15
2.3 Bewertung der Verstärkungsmaßnahmen im Hinblick auf die Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden	16
3.0 Materialeigenschaften und Werkstoffgesetze von Mauerwerk und Ergänzungsbaustoffen	19
3.1 Spannungsfunktionen der Werkstoffgesetze	19
3.2 Mauerwerk	21
3.3 PCC-Spritzmörtel	26
3.4 PCC-Stahlfaserspritzmörtel	29
3.5 Betonstahl	34
3.6 Bewehrungsmatten und Gittergewebe aus Faserverbundwerkstoffen	34
4.0 Verbundeigenschaften und Verbundverhalten der Ergänzungsbaustoffe auf Mauerwerk ..37	
4.1 Verbundfestigkeit von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk	37
4.2 Relativverschiebungen von PCC-Spritzmörtelschichten auf biegebeanspruchtem Mauerwerk	40
4.3 Eigenspannungen aus behindertem Schwinden der Ergänzungsschicht	41
4.4 Mitwirkung des PCC-Spritzmörtels betonstahlbewehrter Ergänzungsschichten auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening)	46
5.0 Experimentelle Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit unverstärkter und flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände	56
5.1 Versuchsprogramm, Versuchsdurchführung und Beschreibung der verwendeten Baustoffe	56
5.2 Prüfergebnisse	56
5.3 Rißverhalten der Prüfwände	58
5.4 Durchbiegungen, Krümmungen und Dehnungen	59
5.5 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände	62

6.0	<u>Theoretische Grundlagen zum Trag- und Verformungsverhalten unverstärkter und flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände</u>	63
6.1	Biegetragfähigkeit unverstärkter Mauerwerkswände	63
6.1.1	Einachsig lastabtragende Mauerwerkswände	63
6.1.2	Kreuzweise lastabtragende Mauerwerkswände	68
6.2	Schubtragfähigkeit unverstärkter Mauerwerkswände	75
6.3	Biegetragfähigkeit verstärkter Mauerwerkswände	78
6.3.1	Tragmodell	78
6.3.2	Bruchschnittgrößen	81
6.3.3	Berücksichtigung schwindbedingter Eigenspannungen	86
6.3.4	Einleitung von Wandaufasten	91
6.3.5	Horizontale Traglasten einachsig lastabtragender Wände	92
6.3.6	Horizontale Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände	94
6.4	Schubtragfähigkeit flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände	99
6.4.1	Wände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und endverankerter Biegebewehrung	100
6.4.2	Wände mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten	103
6.4.3	Wände ohne zusätzliche Anschlußkonstruktionen	105
7.0	<u>Verifikation des Rechenmodells und Parameterstudie zur Tragfähigkeitssteigerung von Wänden durch flächenhafte Verstärkung</u>	109
7.1	Verifikation des Rechenmodells	109
7.1.1	Interaktion zwischen Biegemoment und Normalkraft	109
7.1.2	Traglasten und Verformungen	111
7.2	Parameterstudie zur Tragfähigkeitssteigerung von Wänden durch flächenhafte Verstärkung	116
7.2.1	Bruchschnittgrößen	117
7.2.2	Horizontale Traglasten einachsig lastabtragender Wände	122
7.2.3	Horizontale Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände	130
7.3	Einfluß stoßartiger Horizontalbeanspruchung infolge Explosion	137
8.0	<u>Anwendung der Untersuchungsergebnisse in der Konstruktionspraxis</u>	144
8.1	Prüfmethode zur Bestimmung der Druckfestigkeit vorhandenen Mauerwerks	144
8.2	Näherungsverfahren zur Bemessung flächenhaft verstärkter Wände	150
8.3	Bauliche Durchbildung	158
8.4	Qualitätssicherung (QS) und Überprüfbarkeit des Sanierungserfolges	161
9.0	<u>Zusammenfassung</u>	165

Literaturverzeichnis

Anhang

Tabellen ab Tabelle A 3.1

Bilder ab Bild A 3.1

Formelzeichen**FUSSZEIGER**- Ursache:

sw	Schwinden
t	Zeitdauer oder Zeitpunkt
φ	Kriechen
stat	statische Beanspruchung
dyn	dynamische Beanspruchung

- Art:

L	Luftdruck
D	Druck
K	Knicken
Z	Zug

- Baustoffe:

(bei Kombination mit anderen Indizes: durch Komma trennen)

m δ	Mauermörtel
m δ F	Mauermörtel aus Mauerwerksfugen
mw	Mauerwerk
s	Betonstahl
sp	PCC-Spritzmörtel
spf	PCC-Stahlfaserspritzmörtel
st	Mauerstein

- Richtung, Ort:

h	horizontal
s	zum Scheitelwert gehörig
v	vertikal
l	Stelle l
(o); (u)	oben; unten

- Sonstiges:

i; j	bezeichnen Eigenschaften der Stoffe i; j
R	Rechenwert einer Festigkeit
u	bez. auf den Traglastzustand
(I)	Zustand I
(II)	Zustand II
5; 95	5 %-, bzw. 95 % - Fraktile

KOPFZEIGER

I	Theorie I. Ordnung
II	Theorie II. Ordnung
(R)	berechnet
(R1)	1. Rechnung
(R2)	2. Rechnung
(V)	Versuchswert
(I); (II)	Fall I; Fall II

HAUPTZEICHEN- Geometrische Größen:

A_0	Gesamtquerschnittsfläche des Verbundquerschnittes
A_1	ideeller Querschnitt
A_{mw}	Mauerwerksquerschnitt
A_{s1}	Querschnitt der Druckbewehrung
A_{s2}	Querschnitt der Zugbewehrung
a_s	auf eine Längeneinheit bezogener Stahlquerschnitt
a	Abstand der Biegedruckkraft vom gedrückten Rand
l_0	Wandlänge
b_0	Breite des Tragquerschnittes
b_k	Breite des Luftkissens
d_0	Gesamtdicke des Querschnittes
d_{mw}	Dicke der Mauerwerksschicht
d_s	Dicke des Bewehrungsstabes
d_{sp}	Dicke der Ergänzungsschicht aus PCC-Spritzmörtelschicht
d_{spf}	Dicke der Ergänzungsschicht aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel
e	= M/N , Ausmitte der Längskraft N
e_z	Lastausmitte bezogen auf den ideellen Schwerpunkt des Verbundquerschnittes
e_s	Systemlinierversatz
h	Nutzhöhe des Querschnittes
h_0	Wandhöhe

h_K	Knicklänge der Wand
$l_{\bar{u}}$	Übergreifungslänge
\bar{u}	Überbindemaß von Mauersteinen im Mauerwerk
v	Versatzmaß der M/z-Linie
x_s	Abstand des Systemlinienversatzes von der Auflagerlinie
ε	= $l_{\bar{u}}/h_0$, Seitenverhältnis der Wand
λ	= a/h , Schubclankheit der Wand
$\bar{\lambda}$	= h_K/d , Schlankheit der Wand
$\bar{\chi}$	Verhältnis von dyn. zu stat. Traglast
μ_0	= A_s/A_0 , geometrischer Bewehrungsgrad
μ_1	= $A_{s1}/(b_0 \cdot h)$, geometrischer Bewehrungsgrad (Druckbew.)
μ_{01}	= $A_{s1}/(b_0 \cdot d_0)$ geometrischer Bewehrungsgrad (Druckbew.)
μ_2	= $A_{s2}/(b_0 \cdot h)$ geometrischer Bewehrungsgrad (Zugbew.)
μ_{02}	= $A_{s2}/(b_0 \cdot d_0)$ geometrischer Bewehrungsgrad (Zugbew.)
μ_{m2}	= $A_{s2}/(b_0 \cdot d_{mw})$ geometrischer Bewehrungsgrad (Zugbewehrung)
ω	= $\beta_S/\beta_{R,mw}$ mechanischer Bewehrungsgrad
$\omega_1; \omega_{01}$	mechanischer Bewehrungsgrad (Druckbewehrung)
$\omega_{m2}; \omega_2; \omega_{02}$	mechanischer Bewehrungsgrad (Zugbewehrung)

- Kennwerte für Werkstoffe:

E_0	Ursprungsmodul
n	Verhältnis der Elastizitätsmodull verschiedener Baustoffe
R_e	Streckgrenze von Betonstahl
R_m	Zugfestigkeit von Betonstahl
β_{BZ}	Blegezugfestigkeit
β_D	Druckfestigkeit

β_{HS}	Haftscherfestigkeit der Ergänzungsschicht auf Mauerwerk
β_{HZ}	Haftzugfestigkeit der Ergänzungsschicht auf Mauerwerk
β_Z	Zugfestigkeit
β_K	Kohäsion

- Lastgrößen, Kräfte:

D_{mw}	Biegedruckkraft in der Mauerwerkschicht
D_{sp}	Biegedruckkraft in der Ergänzungsschicht
F_{sR}	rechnerische Restzugkraft am Wandauflager
P_a	Abtriebskraft
p_L	Luftdruck
p_h	Horizontaldruck
q_V	Wandauflast pro Längeneinheit
T	Schubkraft

- Schnittgrößen, Spannungen:

M_F^I	Feldmoment nach Theorie I. Ordnung
ΔM^{II}	Zusatzmoment nach Theorie II. Ordnung
M^{II}	Biegemoment nach Theorie II. Ordnung
M_F^{II}	Feldmoment unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung
n, m	normierte Schnittgrößen
$m_y; m_x$	Biegemomente pro Längeneinheit, die in x- oder y-Richtung Zugspannungen hervorrufen. Mit ' werden Einspannmomente bezeichnet.
$m_y'; m_x'$	
σ_{HZ}	Haftzugspannung
σ_{s1}, σ_{s2}	Stahlspannungen
σ_x	Normalspannungen
σ_I	Hauptzugspannungen
σ_{II}	Hauptdruckspannungen
τ_{HS}	Haftscherspannung

τ_v	Haftverbundspannung	Formelzeichen für das Bemessungsverfahren flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände	
τ_o	Rechenwert der Schubspannungen		
τ_u	Bruchschubspannung		
τ_{st}	Schubspannung im Mauerstein		
μ	Reibungsbeiwert		
- Weggrößen:		G_k	charakteristische Werte ständiger Einwirkungen
u, v, w	Verschiebungen	$Q_{k,1}$	Leitwert veränderlicher Einwirkungen
ε	= Δ/l bezogene Längenänderung, Verzerrung (+) Dehnung, (-) Stauchung	$Q_{k,l}$	Begleitwert veränderlicher Einwirkungen
φ	Kriechzahl	A_d	Nennwert außergewöhnlicher Einwirkungen
k	Krümmung	γ_G	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
ρ	Relaxationsbeiwert	γ_{GA}	wie γ_G ; jedoch für Bemessungen bei außergewöhnlichen Einwirkungen
- Maßeinheiten:		γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen
1 N	(Newton) Einheit der Kraft, 1 N = 1 kg/ms ² 1 MN = 10 ³ kN = 10 ⁶ N	$\psi_1; \psi_2$	Kombinationsbeiwerte: Grundwert und Werte für häufige bzw. quasi ständige Einwirkungen
1 bar	Druck: 1 bar = 100 kN/m ²	$\gamma_{mm}; \gamma_{mk}; \gamma_{mv}$	Teilsicherheitsbeiwerte von Mauerwerk
1 N/mm ²	Spannung: 1 N/mm ² = 1 MN/m ² = 10 ³ kN/m ²	γ_{ms}	Teilsicherheitsbeiwert von Betonstahl
- Sonstiges:		$\gamma_{msp}; \gamma_{mspt}$	Teilsicherheitsbeiwerte von PCC-Spritzmörtel
n_1, n_2	Exponenten einer Druckspannungsfunktion, die den Verlauf des "anstiegenden" bzw. "abfallenden" Astes bestimmen	$\gamma_{mf}; \gamma_{mft}$	Teilsicherheitsbeiwerte von PCC-Stahlfaserspritzmörtel
m_1, m_2	Exponenten einer Zugspannungsfunktion, die den Verlauf des "anstiegenden" bzw. "abfallenden" Astes bestimmen	f_k	charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk
Δ	Differenz zwischen zwei Größen	f_{xk}	charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk
- Abkürzungen:		f_{vk}	charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk
cal	rechnerisch	f_{spk}	charakteristische Druckfestigkeit von PCC-Spritzmörtel
exp	im Versuch ermittelt	f_{sptk}	charakteristische Zugfestigkeit von PCC-Spritzmörtel
red	reduziert	f_{fk}	charakteristische Druckfestigkeit von PCC-Stahlfaserspritzmörtel
rLF	relative Luftfeuchte	f_{ftk}	charakteristische Zugfestigkeit von PCC-Stahlfaserspritzmörtel (Zustand II)

Hier nicht enthaltene Formelzeichen werden im Text erläutert

1.0 Einleitung

1.1 Bautechnische Aufgaben und Tragwirkung gemauerter Wände

Neben bauphysikalischen Anforderungen erfüllen Mauerwerkswände hauptsächlich Aufgaben der Weiterleitung äußerer Lasten. Mauerwerk ist nur in einem geringen Umfang in der Lage, senkrecht oder parallel zu den Lagerfugen wirkende Zugspannungen aufzunehmen. Druckkräfte hingegen können in weitaus höherem Maße übertragen werden. Daher wird Mauerwerk bevorzugt für die Herstellung von Wänden eingesetzt, die planmäßig durch zentrische oder gering exzentrische, rechtwinklig zum Tragquerschnitt wirkende Druckkräfte beansprucht werden.

Das Trag- und Verformungsverhalten gemauerter Wände von Gebäuden ist von der statischen Wirksamkeit des Wand-Decken-Knotens, ihrer Verbindung mit angrenzenden Querwänden und ihrer Beanspruchungsrichtung abhängig. Wände und Decken steifen sich entlang gemeinsamer Bauteilkanten gegenseitig aus. Sie wirken je nach Belastungsrichtung als Platten- oder Scheibentragwerke.

Im folgenden wird davon ausgegangen, daß Mauerwerkswände neben einer vertikalen Auflast q_v einen senkrecht zur Mauerwerksoberfläche gerichteten erhöhten Horizontaldruck p_h aufnehmen sollen, wie er durch Wind, Grundwasser, Erddruck oder Explosion hervorgerufen werden kann. Bei gleichzeitiger Einwirkung lotrechter Wandauflasten und senkrecht zur Ebene gerichteter Horizontallasten werden Wände auf Biegung mit Achsdruck beansprucht. Angrenzende Decken und Querwände dienen als horizontale Halterungen, deren Abstände die Systemabmessungen der Mauerwerkswände bestimmen (Bild 1.1).

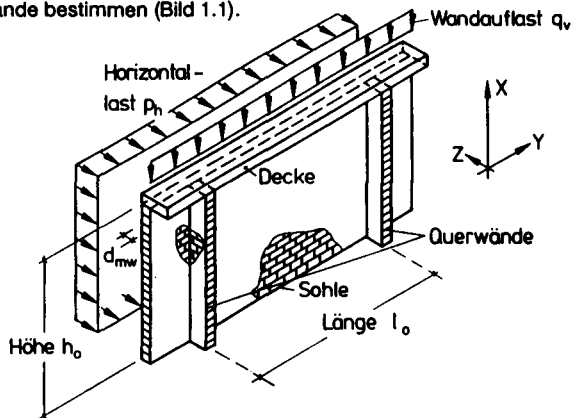


Bild 1.1: Kombinierte Beanspruchung von Mauerwerkswänden durch vertikale Auflasten und Horizontaldruck

Die Art des Lastabtrages senkrecht zur Ebene belasteter Wände ist vom Seitenverhältnis $\epsilon = l_0/h_0$ von Wandlänge l_0 zu Wandhöhe h_0 sowie von den Stützbedingungen der Wandenden abhängig. Mauerwerkswände mit einem Seitenverhältnis $\epsilon \leq 2$, die durch Decken und Querwände kontinuierlich gestützt sind, leiten senkrecht zur Wandebene wirkende Horizontallasten in Richtung ihrer Wandlänge und -höhe ab und werden daher als kreuzweise lastab-

tragend bezeichnet. Mauerwerkswände mit $\epsilon > 2$ und solche, an deren seitlichen Rändern keine Querwände vorhanden sind, wirken als einachsig lastabtragende Wände.

1.2 Zielsetzung und Überblick zur vorliegenden Arbeit

Die Biegetragfähigkeit vorhandenen Mauerwerks ist von der Höhe gleichzeitig wirkender Wandaufasten abhängig. Bei Nutzungsänderungen von Gebäuden oder als Folge von Umbauarbeiten kann sich die Höhe der Wandaufasten verringern oder sich die Biegebeanspruchung bei unveränderter Höhe der Wandaufasten erhöhen, so daß die Biegetragfähigkeit der Mauerwerkswände überschritten wird. Dann ist es erforderlich, ihre Tragfähigkeit durch Verstärkung nachträglich zu erhöhen.

Ziel dieser Arbeit ist die Entwicklung konstruktiver Verstärkungsmaßnahmen, die eine deutliche Steigerung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden unter Berücksichtigung der Trageigenschaften des gegebenen Mauerwerksquerschnittes und der vorhandenen Aufasten bewirken.

Auf der Grundlage einer Literatursauswertung wird eine Bewertung von Verstärkungsmaßnahmen für Mauerwerkswände und eine Vorauswahl erfolgversprechender Verstärkungsmethoden durchgeführt. Flächenhafte Querschnittsergänzungen werden als besonders wirksam beurteilt. Sie können durch Anbringung gespritzter Ergänzungsschichten aus kunststoffmodifizierten Mörteln ausgeführt werden. Daher werden neben den Werkstoffeigenschaften von Mauerwerk und PCC-Spritzmörtel auch die Verbundeigenschaften von PCC-Mörtel auf Mauerwerk beschrieben. Ergänzungsschichten können betonstahlbewehrt, stahlfaserbewehrt oder mit Gittergewebe oder Bewehrungsmatten aus Faserverbundwerkstoffen bewehrt ausgeführt werden. Das Werkstoffverhalten dieser Bewehrungsmaterialien wird daher ebenfalls behandelt.

Auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen werden Unterschiede im Trag- und Verformungsverhalten verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände aufgezeigt, ihre Biegetragfähigkeit bei einachsigem bzw. kreuzweisem Lastabtrag analysiert und Rechenmodelle, die die Mitwirkung von Spritzmörtelbeschichtungen auf Zug zwischen den Rissen ("tension-stiffening") sowie Eigenspannungen aus behindertem Schwinden des Spritzmörtels berücksichtigen, anhand von Versuchsergebnissen verifiziert. Erläuterungen zum Schubtragverhalten schließen sich an. Die durch flächenhafte Verstärkung erreichbaren Traglaststeigerungen werden durch die Ergebnisse von Traglastberechnungen quantifiziert.

Anschließend wird die Umsetzung der Untersuchungsergebnisse in die Konstruktionspraxis erörtert. Um beurteilen zu können, ob eine Verstärkung notwendig ist oder welche Wirksamkeit verschiedene Verstärkungsmethoden besitzen, muß die Druckfestigkeit des zu verstärkenden Mauerwerks bekannt sein. Diese kann mit Hilfe einer ebenfalls anzugebenden materialprüftechnischen Untersuchungsmethode bestimmt werden. Es wird ein auf der Bruchlinientheorie basierendes Näherungsverfahren zur Bemessung biegebeanspruchter, flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände angegeben, welches das Prinzip geteilter Sicherheitsbeiwerte für Bauteilbelastungen und Baustofffestigkeiten berücksichtigt. Abschließend werden Fragen der Qualitätssicherung von Spritzmörtelbeschichtungen diskutiert und ein Verfahren zur Überprüfung des Verstärkungserfolges vorgestellt.

2.0 Bisheriger Kenntnisstand über die Verstärkung von Mauerwerk

In der Literatur werden überwiegend Ertüchtigungsmaßnahmen von Mauerwerk beschrieben, die der Substanzerhaltung geschädigten, zumeist historischen Mauerwerks dienen, die Gewährleistung spezifischer, lastunabhängiger Eigenschaften gemauerter Bauwerke (z. B. Wasserdichtigkeit von Behältern oder Rohrleitungen) ermöglichen oder die eine Wiederherstellung oder Erhöhung bestimmter mechanischer Eigenschaften von Bauteilen zum Ziele haben. Angaben über die Verstärkung von Mauerwerkswänden zur Erhöhung ihrer Biegetragfähigkeit sind nur in geringem Umfang vorhanden. Die Literatur wurde daher u.a. daraufhin untersucht, ob Erfahrungen über Verstärkungsmethoden von Mauerwerk, die nicht eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit zum Ziele haben, für die hier zu erörternden Fragen verwertet werden können. Veröffentlichungen über die Verstärkung biegebeanspruchter, nicht aus Mauerwerk bestehender Massivbauteile wurden ebenfalls berücksichtigt.

2.1 Flächenhafte Verstärkung mit Spritzbeton oder Putzschichten

Spritzbeton ist geeignet, um Mauerwerk zu verstärken. Die ersten Mauerwerksinstandsetzungen mit Spritzbeton wurden in den USA, wo das Spritzbetonverfahren 1907 von C.A. Arkeley entwickelt wurde, schon vor dem Ersten Weltkrieg zur Querschnittsergänzung und Abdichtung von Wasserbecken, Wassertürmen und Kanalisationsleitungen durchgeführt [121;122]. Bild 2.1 zeigt einen Längsschnitt durch eine mit Spritzbeton verstärkte Mauerwerkswand.

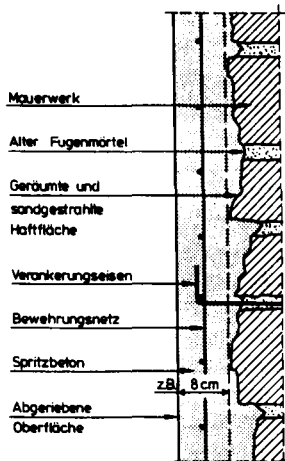


Bild 2.1:
Instandsetzung von Mauerwerk mit
Spritzbeton

Die Dauerhaftigkeit von Instandsetzungsmaßnahmen mit Spritzbeton wird in der Fachliteratur von der Einhaltung der folgenden Maßnahmen abhängig gemacht [7;90;95;122]. Vor Aufbringen des Spritzbetons ist der Untergrund von allen den Haftverbund beeinträchtigenden Bestandteilen zu befreien. Schadhafte Stellen des Untergrundes sind mindestens bis einen Zentimeter tief in Bereiche ungestörter Gefügestruktur hinein zu entfernen. Anschließendes Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen bewirkt ein Aufrauen des Untergrundes, dessen spezifische Oberfläche

hierdurch erheblich vergrößert wird. Während des Spritzens kann der Zementleim somit in feinste Öffnungen und Vertiefungen des Untergrundes eindringen, was nach dem Erhärten eine innige Verzahnung zwischen Mauerwerk und Spritzbeton ermöglicht. Durch gründliches Vornässen des Untergrundes wird neben der Entfernung staubförmiger Verunreinigungen eine Wassersättigung der Poren erreicht. Dadurch wird vermieden, daß trockenes, saugfähiges Mauerwerk dem frischen Spritzbeton das Wasser für dessen vollständige Hydratation entzieht. Offene Fugen und schadhafte Risse im Mauerwerk sind kraftschlüssig zu verpressen. Um Spritzschatten zu vermeiden, ist die Bewehrung durch Dübeln, Nageln oder Verschrauben so mit dem Untergrund zu verbinden, daß ein Rückfedern der Bewehrung während des Auftreffens des Spritzbetons auf der Mauerwerksoberfläche verhindert wird. Der Spritzbeton ist lagenweise in auf das Spritzverfahren und die Frischbetoneigenschaften abgestimmten Schichtdicken aufzutragen. Dabei ist auf eine vollständige Umhüllung der Bewehrung mit Spritzbeton zu achten. Eine sorgfältige Nachbehandlung des aufgetragenen Spritzbetons ist unerläßlich. Dünne Spritzbetonschalen besitzen im Vergleich zu ihrer verhältnismäßig geringen Masse eine große Oberfläche. Bei unzureichender Nachbehandlung treten hohe Schwindspannungen auf, die örtlich begrenzte Ablösungen des Spritzbetons vom Untergrund verursachen können. Der frisch aufgebrauchte Spritzbeton ist daher vor frühzeitigem Austrocknen zu schützen. Er darf nicht durch Schwingungen, Stöße oder Auflasten beansprucht werden, bevor er eine ausreichende Festigkeit besitzt.

Teichert berichtet über in der Schweiz durchgeführte Sanierungen schadhafter Wasserbauten aus Mauerwerk mit Spritzbeton [121]. Wegen seiner im Vergleich zu Ortbeton höheren Dichte wird Spritzbeton u.a. für die Instandsetzung von Stau- und Belebungsbecken von Kläranlagen verwendet. Aufgrund der Herstellung der Spritzbetonschalen in 2 cm bis 3 cm dicken Einzelschichten, die u.U. in zeitlichen Abständen von bis zu 24 Stunden aufgetragen werden, besitzt Spritzbeton eine geschlossenere Porenstruktur als in einem Arbeitsgang eingebrachter Ortbeton. Die Einzelschichten von Spritzbetonschalen schwinden zeitversetzt. Jede neu aufgebrauchte Einzelschicht überdeckt die Schwindrisse der vorhergehenden; Trennrisse in der Ergänzungsschicht werden so verhindert.

Bei der Sanierung alter Eisenbahntunnel wird Spritzbeton häufig eingesetzt. Alte Eisenbahntunnel besitzen meist Ausbauten aus Naturstein- oder Ziegelmauerwerk. Aufgrund aufgetretener Schäden infolge Pflanzenbewuchses, Kluftwassers oder Erschütterungen werden schadhafte Stellen gemauerter Tunnelausbauten mit Spritzbeton - überwiegend im Trockenspritzverfahren - saniert [63]. Die Spritzbetonauskleidung ist mindestens 70 mm dick und enthält meistens eine Bewehrung aus Betonstahlmatten, die durch Stahldübel mit dem Restmauerwerk verbunden wird. Wenn alte Eisenbahntunnel hinsichtlich ihres Lichtraumprofils nicht den heute gültigen Betriebsanforderungen genügen, wird eine Erweiterung des Tunnelquerschnittes erforderlich. Bei dickwandigen Mauerwerksausbauten von mehr als 50 cm Dicke wird versucht, einen Teil des alten Ausbaus zu erhalten. Das Mauerwerk wird dann bis auf eine Restdicke abgestemmt und mit einer 10 cm bis 20 cm dicken stahlfaser- oder betonstahlbewehrten Spritzbetonschicht versehen [60]. Derartige zweischalige Tunnelausbauten werden überwiegend auf Druck beansprucht. Außerdem muß der Haftverbund zwischen Mauerwerk und Spritzbeton Beanspruchungen aus Eigengewicht der Spritzbetonschale und aus Sogkräften infolge Zugvorbeifahrt widerstehen [32].

Bei der Instandsetzung historischer Bauwerke aus Naturstein oder Ziegelmauerwerk wird eine geschlossene Spritzbetonschicht - ggf. mit Betonstahlgewebematten bewehrt - aufgebracht,

wenn steinsichtiges Verfugen des Mauerwerks bei stark verwitterten oder geschwächten Mauerwerksteilen nicht den gewünschten Sanierungserfolg ermöglicht [89;91;92;93;95]. Das Spritzbetonverfahren hat sich hier bewährt, weil das einzubauende Material durch dünne, flexible Schläuche auch in schwer zugängliche Bereiche von Bauwerken befördert werden kann. Die Wahl des Bindemittels für den Spritzbeton ist auf im Kernmörtel des historischen Mauerwerks vorhandene, gipshaltige Bestandteile abzustimmen. Andernfalls besteht die Gefahr des Ettringit-treibens, was zu beträchtlichen Störungen des Haftverbundes zwischen Mauerwerk und Spritzbeton führen kann. Bild 2.2 zeigt die Verstärkung der Turmostwand der Stiftskirche Herrenberg mit einer bewehrten Spritzbetonschale [9]. Die aus Natursteinmauerwerk bestehende Wand wird durch Gewölbe- und Arkadenschub auf Biegung beansprucht. Durch Anbringung einer Spritzbetonschale konnte die Schiefstellung der Wand von bis zu 40 cm ausgeglichen werden. Zur Aufnahme der Biegebeanspruchung wurde eine Zugbewehrung angebracht. Es entstand ein Verbundquerschnitt aus betonstahlbewehrtem Spritzbeton und Mauerwerk, dessen Schichten durch Haftverbund und durch zusätzliche Vernagelung schubfest miteinander verbunden sind.

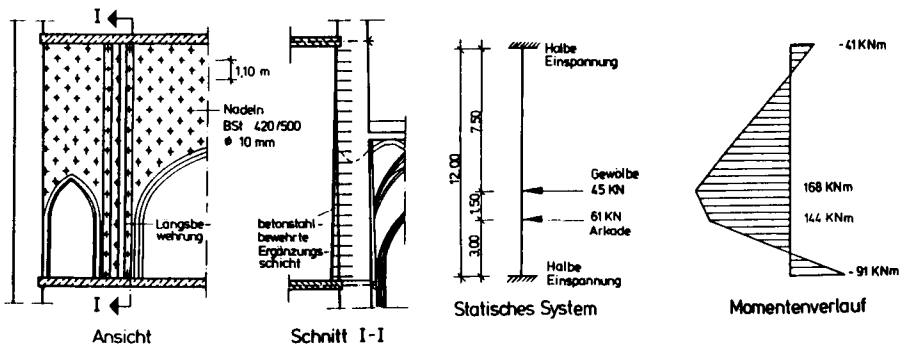
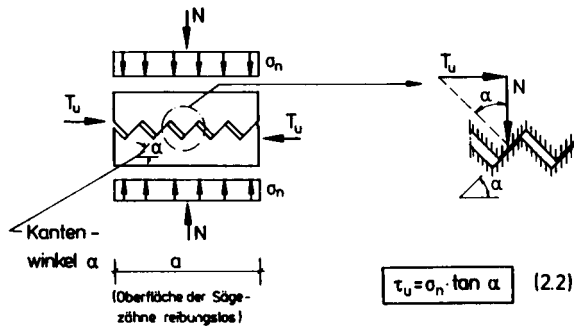


Bild 2.2: Verstärkung der biegebeanspruchten Turmostwand der Stiftskirche Herrenberg durch eine betonstahlbewehrte Spritzbetonschicht [9]

Die den Haftverbund zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund kennzeichnende Adhäsion kann als Summe mechanischer Verzahnungseffekte, physikalischer Wirkungen und chemischer Reaktionen beschrieben werden, die einander überlagern und sich gegenseitig beeinflussen [97]. Die mechanische Adhäsion wird von der Oberflächenbeschaffenheit des Untergrundes bestimmt. Infolge kapillarer Kräfte dringt das noch flüssige Bindemittel des aufgetragenen Frischmörtels in oberflächennahe Bereiche des Untergrundes ein und verankert sich dort nach seiner Erhärtung durch mechanische Verzahnung. Die Höhe in der Verbundfuge aufnehmbare Schubspannungen τ_u wird durch die Mikroverzahnung c und durch den Schubwiderstandsanteil infolge der Klemmwirkung von Auflastspannungen σ_n und die Verbundfuge kreuzender Bewehrung oder Verbundmittel (Bild 2.3) bestimmt [126]. Es ist

$$\tau_u = c + (\mu_0 \cdot \beta_s + \sigma_n) \cdot \tan \alpha \quad (2.1)$$

Klemmwirkung durch Auflastspannung



Klemmwirkung durch Bewehrung

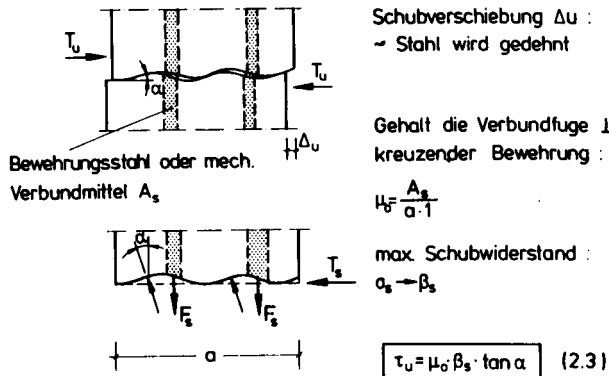


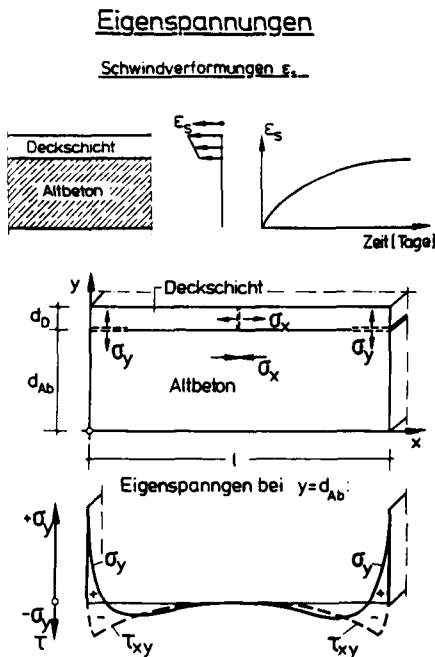
Bild 2.3: Sägezahnmodell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund [126]

Vergleichbare mechanische Vorgänge sind auch in der Verbundfuge flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände zu erwarten. Ob die Klemmwirkung die Verbundfuge kreuzender Verbundmittel bei vergleichsweise dünnen Ergänzungsschichten von ca. 5 cm wirksam wird, ist wenig wahrscheinlich, weil eine Verbundlänge zur Kraftübertragung erforderlich ist.

Dübel übertragen bis zum Auftreten kleinster Verschiebungen keine Schubkräfte in der Verbundfuge [90;94]. Erst nach größeren Relativverschiebungen zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund und somit nach beginnender Ablösung des Spritzbetons vom Untergrund wird die Tragfähigkeit von Dübeln aktiviert. Danach können je nach Anzahl und Größe der Verbundmittel weitere Belastungen bis zum Erreichen des Bruches bei gleichzeitigem Auftreten größerer Verformungen aufgenommen werden. Ohne Verdübelung der Verbundfuge tritt der Bruch schlagartig nach Auftreten vergleichsweise geringer Relativverschiebungen ein. Verbundmittel erhöhen somit in erster Linie die Duktilität, nicht aber den Haftverbund zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund.

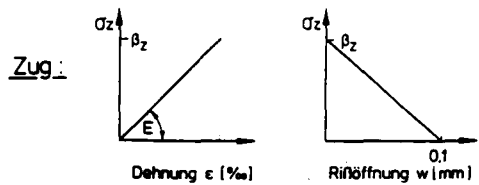
Haftbrücken wirken sich nicht immer günstig auf den Haftverbund zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund aus [50]. Dies trifft besonders bei stark wassersaugenden Untergrundmaterialien wie Mauerwerk zu, da eine Haftbrücke als Trennschicht wirkt, wenn ihr das zur Hydratation notwendige Wasser entzogen wird. Haftbrücke und Spritzmörtel sind daher stets "frisch in frisch" aufzutragen.

In Bauteilen mit flächigen Ergänzungsschichten entstehen Eigenspannungen infolge behinderten Schwindens der Ergänzungsmaterialien. Hilsdorf beschreibt den Verlauf der Eigenspannungen in der Kontaktfläche zwischen Ergänzungsschicht und Untergrund am Beispiel dickschichtiger Reparaturmörtel auf Altbeton [35]. Bild 2.4 zeigt die Wirkung schwindbedingter Eigenspannungen und deren Verlauf entlang der Grenzlinie zwischen Altbeton und Deckschicht.



Werkstoffgesetze

Druck : $\sigma = E \cdot \epsilon$ (2.4)



Kriechen :
$$E'(t, \tau_0) = \frac{E(t)}{1 + \varphi(t, \tau_0) \cdot \varphi(t, \tau_0)}$$
 (2.5)

- E = Elastizitätsmodul
- E' = Wirksamer E-Modul
- $\varphi(t, \tau_0)$ = Kriechzahl in Abhängigkeit von Belastungsdauer t und Belastungsalter τ_0
- $\rho(t, \tau_0)$ = Relaxationskennwert

Bild 2.4: Eigenspannungen aus behindertem Schwinden von zementgebundenen Deckschichten auf Altbeton [35]

Als Folge des Schwindens treten Zugspannungen σ_x in der Ergänzungsschicht auf, die mit Druckspannungen im Altbeton im Gleichgewicht stehen. Gleichzeitig hat die Ergänzungsschicht das Bestreben, sich im Bereich der freien Ränder aufzuwölben, wodurch in der Kontaktfläche zwischen Untergrund und Ergänzungsschicht Schubspannungen τ_{xy} und senkrecht dazu σ_y -Spannungen entstehen, die an den freien Rändern ihr Maximum erreichen. Infolge der σ_y -Spannungen kann sich die Ergänzungsschicht vom Untergrund lösen. Erreichen die Zugspannungen σ_x die Zugfestigkeit des Beschichtungsmaterials, bildet sich ein Riß aus. Es können

hier jedoch noch Zugspannungen übertragen werden, deren Größe mit zunehmender Rißöffnung abnimmt [35]. Es kommt daher nicht zu einem reißverschlusartigen Ablösen größerer Bereiche der Ergänzungsschichten, sondern zur Ausbildung "geschwächter Zonen" über eine Länge von einigen Zentimetern an den freien Rändern der Ergänzungsschicht (Bild 2.5).

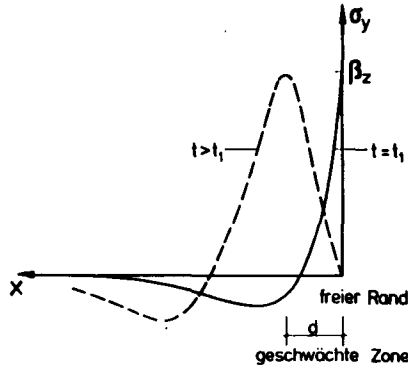


Bild 2.5: Geschwächte Zone im Randbereich der Ergänzungsschicht [35]

Von den Anforderungen an die Eigenschaften von Reparaturwerkstoffen für Deckschichten von Stahlbetonbauteilen [35;36] können folgende auf flächenhaft verstärktes Mauerwerk übertragen werden: Die Dicke der Ergänzungsschichten muß mehr als 1 cm betragen. Es ist Spritzmörtel mit einer geringeren Schwinddehnung ϵ_s als 0,8 ‰ zu verwenden. Die Haftzugfestigkeit β_{HZ} des Beschichtungsmaterials sollte größer als die Zugfestigkeit der Mauersteine sein.

In den USA und in der ehemaligen UDSSR wurden Untersuchungen zur Verstärkung von Mauerwerkswänden durch bewehrte Spritzbetonschichten mit dem Ziel durchgeführt, die Tragfähigkeit erdbebenbeanspruchten Mauerwerks wiederherzustellen oder zu erhöhen. Seismische Beanspruchungen von Mauerwerkswänden verursachen horizontale, in Wandebene wirkende Schubkräfte mit zyklischer Zeitfolge und wechselndem Richtungssinn. Hierbei entstehen sich kreuzende Diagonalrisse im Mauerwerk, die bei geringen Wandauflasten einen treppentartigen Rißverlauf längs der Stoß- und Lagerfugen zeigen (Fugenversagen). Bei hohen Auflasten entstehen glatte, sich kreuzende Diagonalrisse, die auch durch die Mauersteine verlaufen (Steinversagen).

L.F. Kahn berichtet über experimentelle Untersuchungen an 1,0 m x 1,0 m großen, ein- und zwei-steindicken Versuchskörpern aus Vollziegel-Mauerwerk, die einseitig mit 4 cm oder 9 cm dicken betonstahlbewehrten Spritzbetonschichten verstärkt worden waren [39]. Sämtliche Prüfkörper wurden in Richtung ihrer Diagonalen statisch bis zum Bruch belastet. Durch die Spritzbetonverstärkung konnte die Rißlast um das Vierfache, die Bruchlast um das Siebenfache gesteigert werden. Im Gegensatz zu unverstärkten Mauerwerkskörpern, die entlang ihrer Lagerfugen abscheren, wurden bei verstärkten Prüfkörpern stets durch die Mauersteine verlaufende Diagonalrisse festgestellt. Dies wird als Hinweis für den guten Verbund zwischen Spritzbetonschale und Mauerwerk bewertet [39]. Nach der Prüfung waren stellenweise Ablösungen des Spritzbetons von der Mauerwerksoberfläche beobachtet worden, selten jedoch an mit einer Haftbrücke versehenen

Prüfkörpern.

Dshabarov und Kosharinov [13;14;77] sowie Klotschko/Dshabarov [45] untersuchten Prüfkörper aus Ziegelmauerwerk, die einseitig oder beidseitig mit 4 cm dicken Ergänzungsschichten aus Spritzbeton (Druckfestigkeit: $\beta_w = 20 \text{ N/mm}^2$) verstärkt worden waren. Einige Mauerwerkskörper waren vor ihrer Verstärkung durch eine in Prüfkörperebene wirkende, bis zum Auftreten erster Diagonalrisse gesteigerte Horizontallast vorgeschädigt worden. Die Bewehrung der Ergänzungsschicht bestand aus Betonstahlmatten oder in Richtung der Prüfkörperdiagonalen angeordneten Stabstählen, die durch in die Mörtelfugen eingeschlagene Stahlklammern auf dem Mauerwerk befestigt worden waren (Bild 2.6).

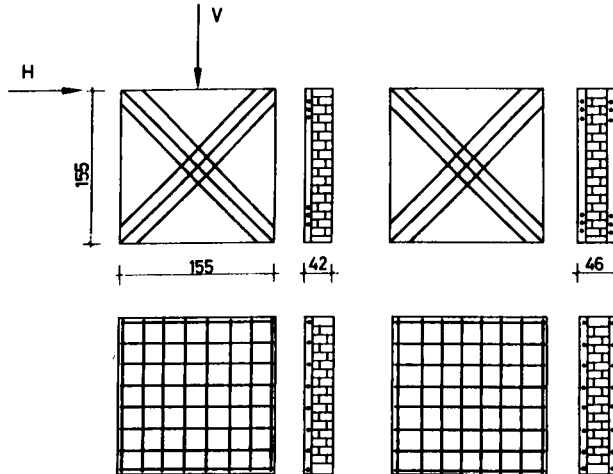


Bild 2.6: Verstärkung von Mauerwerkskörpern mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten aus Spritzbeton [13]

Die verstärkten Prüfkörper wurden mit einer während des Versuchs konstant gehaltenen Vertikallast und einer in Mauerwerksebene gerichteten Horizontalkraft statisch bis zum Bruch belastet. Zu Vergleichszwecken wurden ebenfalls unverstärkte Mauerwerkskörper geprüft. Die verstärkten Prüfkörper mit vorgeschädigtem Mauerwerk unterschieden sich durch ihr Riß- und Verformungsverhalten von denen aus intaktem Mauerwerk. Die Rißlast nicht vorgeschädigter Mauerwerkskörper war etwa doppelt so hoch wie die von Prüfkörpern mit vorgeschädigter Mauerwerksschicht. Hinsichtlich ihres Verformungsverhaltens verhielten sich Mauerwerk und Ergänzungsschichten bis zum Auftreten zusätzlicher, parallel zum Altriß verlaufender neuer Risse völlig gleichartig. Durch einseitige Verstärkung der Mauerwerkskörper wurde eine Traglaststeigerung von 250 %, durch beidseitige Verstärkung von 530 % erreicht.

In [15] berichtet Dshabarov über die Verstärkung von Mauerwerk mit betonstahlbewehrten, 25 mm bis 30 mm dicken Putzschichten aus Kalkzementmörtel (Druckfestigkeit: $\beta_w = 10 \text{ N/mm}^2$). Wie in [13;14;45] wurden Prüfkörper aus Ziegelmauerwerk zunächst bis zum Auftreten diagonalen Risse vorbelastet und nach ihrer Entlastung saniert. Die Bewehrung wurde in gleicher Weise angeordnet wie in [13;14;45]. 28 Tage nach ihrer Verstärkung wurden die Ver-

suchskörper erneut in ihrer Ebene horizontal und vertikal belastet. Nach Auftreten erster Risse konnte die Horizontalbeanspruchung im Mittel noch um das 2-fache gesteigert werden. Die Bewehrung wurde bis zu ihrer Fließgrenze beansprucht. Kurz vor Erreichen der Bruchlast platzten die Putzschichten teilweise von der Mauerwerksoberfläche ab. In manchen Fällen wurden einzelne Bewehrungsstäbe aus der Putzschicht herausgerissen. An Prüfkörpern mit diagonal angeordneten Bewehrungsstäben traten ca. 40 % höhere Bruchlasten auf als an Prüfkörpern mit Bewehrungsnetzen.

Die Untersuchungsergebnisse von [13] und [15] können aufgrund gleicher Prüfkörperabmessungen sowie gleicher Belastungsart und -methodik miteinander verglichen werden. Es wurde daher geprüft, ob mit handwerklich einfach herstellbaren Putzschichten die gleichen Traglaststeigerungen erreicht werden können wie mit Spritzbetonbeschichtungen. An Prüfkörpern mit Putzbeschichtungen wurden im Mittel geringere Traglaststeigerungen gemessen, was auf unterschiedliche Bewehrungsgehalte der Prüfkörper zurückzuführen war. Aufgrund der geringeren Zugfestigkeit des Putzmörtels waren die Riבלasten von Mauerwerkskörpern mit Putzbeschichtungen kleiner als die von Prüfkörpern mit Spritzbetonbeschichtungen. Bewehrte Putzschichten erscheinen daher weniger dauerhaft als Spritzbetonbeschichtungen. Auch die Verbundeigenschaften von Betonstahl in Kalkzementputz sind schlechter als in Spritzbeton. Im Gegensatz zu [15] wurde bei betonstahlbewehrten Spritzbetonbeschichtungen kein Herausreißen der Bewehrung beobachtet. Da Verbundbrüche in jedem Fall zu vermeiden sind, scheidet die Verwendung von Kalkzementputzen für bewehrte Ergänzungsschichten biegebeanspruchter Mauerwerkswände aus.

Reichenbach/Mayrhofer berichten über Untersuchungen zur Erhöhung der Biegezugfestigkeit und Duktilität von Mauerwerk durch bewehrte Putzschichten aus Kalk-Zement- oder Zementmörtel [83]. Es wurden Biegezugkörper nach ISO/TC 179/SC 3/N12 bzw. BS 5628 [139] verwendet. Als Bewehrung der Putzschichten kamen kunststoffbeschichteter oder verzinkter Maschendraht und Glasfasermatten zum Einsatz. Bei Beanspruchung in Richtung der Lagerfugen wurden an Prüfkörpern mit maschendrahtbewehrten Putzschichten um 10 % bis 40 % höhere Biegezugfestigkeiten gemessen als an unverstärkten Vergleichskörpern. Bei Verwendung mit Glasfasermatten bewehrter Putzschichten betrug die Tragfähigkeitssteigerung ca. 70 %; bei senkrechter Lagerfugenbeanspruchung sogar 900 %. Der Bruch trat durch Zerreißen der Bewehrungsgitter ein. Durch zweilagige Anordnung der Bewehrungsnetze wurde die Biegezugfestigkeit der verstärkten Mauerwerkskörper im Vergleich zu der verputzter Prüfkörpern ohne Bewehrung nicht erhöht. Aufgrund des geringen Bewehrungsgrades μ war das Bruchmoment M_U bewehrter Prüfkörper genauso groß wie das Riבלmoment M_R verputzter, unbewehrter Vergleichskörper (Bild 2.7).

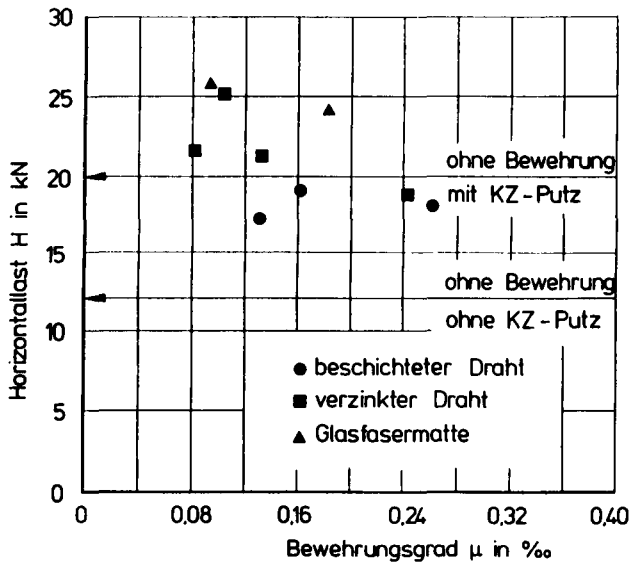


Bild 2.7: Einfluß des Bewehrungsgrades μ auf die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkskörpern mit bewehrten Putzschichten bei paralleler Lagerfugenbeanspruchung [83]

Zur Verstärkung von Mauerwerk durch bewehrte Ergänzungsschichten muß das Bruchmoment M_U daher größer sein als das Rißmoment M_R . Hierfür ist nach [83] eine Bewehrungsmenge erforderlich, die den Mindestbewehrungsgrad

$$\mu_{\min} = 0,19 \cdot \frac{B_{BZ, Putz}}{B_{S, Bew}} \cdot 100 \% \quad (2.6)$$

übersteigt (Bild 2.8).

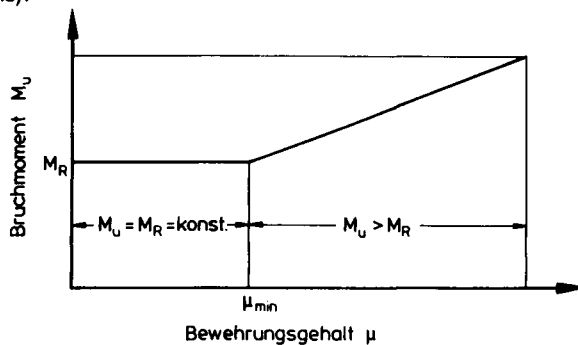
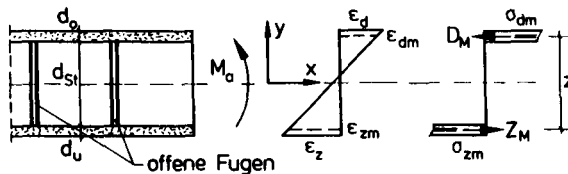


Bild 2.8: Einfluß des Bewehrungsgehaltes μ auf das Bruchmoment durch bewehrte Putzschichten verstärkter Mauerwerkskörper [83]

In [26] wird über theoretische und experimentelle Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit mit Glasfasermörtel verputzter Mauerwerksbalken berichtet. Betrachtet man die Putzschicht als Querschnittsergänzung, so können aus diesen Untersuchungen Rückschlüsse für die Verstärkung von Mauerwerkswänden durch flächige Ergänzungsschichten gezogen werden. Zur Untersuchung des Kontakteinflusses der Mauersteine auf die Biegetragfähigkeit waren Mauersteine trocken im Verband ohne Kontakt verlegt und anschließend beidseitig eine 1,5 cm dicke Glasfaserbewehrte Putzmörtelschicht (Fasergehalt 1,5 Vol.-%, Faserlänge 12 mm) aufgebracht worden. In einigen Fällen wurde die obere Hälfte der Lagerfugen vergipst (kontrollierter Kontakt). Die 1,0 m langen Mauerwerksbalken wurden in ihren Drittelpunkten durch Einzellasten belastet. Die Verbundfestigkeit zwischen der Putzschicht und den Mauersteinen sowie die Zugfestigkeit des Glasfasermörtels war ausschlaggebend für die Biegetragfähigkeit der Versuchskörper. An Balken aus oberflächenrauhem Bimsbetonsteinen traten stets Biegebrüche auf, während Versuchskörper aus vergleichsweise glattem Kalksandstein-Mauerwerk immer durch Schubbruch versagten. Dabei lösten sich die Putzschichten von den Kalksandsteinen ab. An Balken aus Bimsvollsteinen wurden 36 % höhere Traglasten gemessen als an Versuchskörpern aus Kalksandsteinen. Die Bruchdehnungen des Glasfasermörtels betragen bis zu 0,72 ‰. Die Abhängigkeit der Bruchlast von der Kontaktart wurde an Prüfkörpern aus Bimsbetonsteinen nachgewiesen. An Prüfkörpern ohne Steinkontakt wurden größere Bruchmomente gemessen als an Prüfkörpern mit Kontakt der Mauersteine. Aufgrund der Beteiligung der Mauersteine an der Aufnahme der Biegedruckkraft ist der Hebelarm der inneren Kräfte z bei Balken mit Steinkontakt kleiner als bei den ohne Steinkontakt. Das innere Bruchmoment nimmt bei gleich großer Zugkraft in der Glasfasermörtelschicht somit ab. Bild 2.9 zeigt den inneren Spannungs- und Dehnungszustand der Tragquerschnitte im Bruchzustand.

Balken ohne Kontakt



Balken mit Kontakt

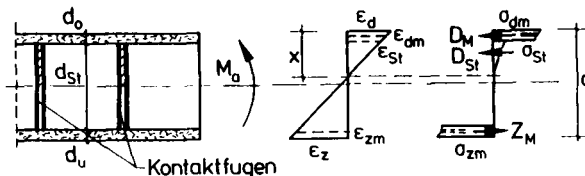


Bild 2.9: Innerer Spannungs- und Dehnungszustand von verputzten Mauerwerksbalken mit und ohne Kontakt der Mauersteine [26]

Bei vorhandenen Mauerwerkswänden ist der Kontaktschluß der Mauersteine durch den Lagerfugenmörtel stets gegeben. In Abschnitt 7.2 wird daher geprüft, ob durch beidseitig aufgebraachte Spritzmörtelschichten wesentlich höhere Traglasten erreicht werden können als durch einseitige Verstärkung. Durch die in [26] beschriebenen Untersuchungen wird bestätigt, daß die Oberfläche glatter Mauerwerkswände stets durch Sandstrahlen o. ä. aufzurauen ist, um hierdurch einen ausreichenden Haftverbund zwischen Ergänzungsschicht und Mauerwerk zu gewährleisten.

In [55] wird über experimentelle Untersuchungen vorgeschädigter Stahlsteindecken berichtet, zu deren Verstärkung an der Deckenunterseite betonstahlbewehrte oder stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten aus micro-silica-modifiziertem oder kunststoffmodifiziertem Spritzmörtel angeordnet worden waren. Bei Stahlsteindecken und Mauerwerk hängt der Verstärkungserfolg gleichermaßen von der Verbundfestigkeit des Spritzmörtels auf Steinmaterial ab. Daher lassen die Untersuchungsergebnisse verstärkter Stahlsteindecken [55] Rückschlüsse auf die Wirksamkeit flächenhafter Querschnittsergänzungen aus Spritzmörtel auf Mauerwerk zu. Die Biegetragfähigkeit von Stahlsteindecken konnte im Mittel um 300 % gesteigert werden. Trotz des hohen Bewehrungsgehaltes der Ergänzungsschichten ($a_s = 8,84 \text{ cm}^2/\text{m}$) und Beanspruchung der neuen Bewehrung bis zur Fließgrenze wurden keine Ablösungen der Spritzmörtelschicht vom Untergrund und keine nennenswerten Relativverschiebungen zwischen Spritzmörtel und alten Querschnittsschichten festgestellt. An Stahlsteindecken mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten wurden Traglaststeigerungen von 40 % gemessen. Prüfkörper, deren neue Bewehrung nicht bis hinter die Auflagervorderkante geführt wurde, versagten frühzeitig durch Schubbruch, bevor ihre erhöhte Biegetragfähigkeit ausgenutzt werden konnte.

2.2 Verstärkung durch Einzelbewehrungselemente

2.2.1 Laschen aus Baustahl oder Faserverbundwerkstoffen

Geklebte Stahllaschen werden häufig zur Verstärkung von Stahlbeton- oder Spannbetonbauteilen eingesetzt. Sie bieten den Vorteil, daß Tragfähigkeitssteigerungen ohne nennenswerte Vergrößerung des Bauteilquerschnittes und -eigengewichts nach verhältnismäßig kurzer Bauzeit erreicht werden können. Als Verbundmittel werden Reaktionsklebstoffe auf Epoxidharzbasis verwendet. Baupraktische Erfahrungen über das Kleben von Stahllaschen auf Mauerwerk existieren bisher nicht. Bei Untersuchungen zur Sanierung geschädigter Stahlsteindecken wurden Stahllaschen als zusätzliche Zugbewehrung unter die Deckenelemente geklebt [55]. Es wurden Traglaststeigerungen von 50 % gemessen und dabei keine Ablösungen der Stahllaschen von den Prüfkörpern festgestellt. Deckenziegel von Stahlsteindecken und Mauerziegel haben eine vergleichbare Oberflächenbeschaffenheit und Festigkeit. Daher sind gleich gute Verbundeigenschaften geklebter Stahllaschen auf Wänden aus Ziegelmauerwerk zu erwarten, wie sie an Stahlsteindecken festgestellt wurden. In [53] wird aufgrund theoretischer Untersuchungen gezeigt, daß die Biegetragfähigkeit 2,25 m hoher, 26 cm dicker Mauerwerkswände mit 100 kN/m Auflast durch geklebte Stahllaschen um 120 % erhöht werden kann. Der Nachweis der Feuerwiderstandsdauer durch geklebte Stahllaschen verstärkter Mauerwerkswände ist unter der Voraussetzung zu führen, daß die Laschen bei einer Wandoberflächentemperatur über 50 °C nicht mehr tragfähig sind. Die Verwendung von Laschen empfiehlt sich nur dann, wenn solche Wandober-

flächentemperaturen entweder nicht auftreten oder die Laschen im Brandfall durch Zusatzmaßnahmen hinreichend gegen Erwärmung geschützt sind. Ein ausreichender Korrosionsschutz ist sicherzustellen.

Für Laschen aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) sind keine Korrosionsschutzmaßnahmen erforderlich. Die Verstärkungswirkung geklebter Stahl- oder GFK-Laschen auf Mauerwerkswänden wird von ihren Werkstoffeigenschaften bei Zugbeanspruchung bestimmt. Das Last-Verformungsverhalten zugbeanspruchter glasfaserverstärkter Kunststoffe ist im Gegensatz zu Baustahl durch eine lineare Spannungszunahme bis zum Bruch gekennzeichnet. Der Elastizitätsmodul glasfaserverstärkter Kunststoffe beträgt nur ca. 25 % des E-Moduls von Baustahl (HLV-Spannglieder aus Polystal: $E = 51.000 \text{ N/mm}^2$) [87]. In DIN 7735 wird der E-Modul glasfaserverstärkter Kunststoffe zwischen 27.000 N/mm^2 und 35.000 N/mm^2 angegeben [146]. Bei Begrenzung der Laschendehnung auf 2 mm/m im rechnerischen Bruchzustand [157] beträgt die anrechenbare Zugfestigkeit von GFK-Laschen nur ca. 30 % der von Baustahl der Güte St 37-2. Zur Erzielung der gleichen Verstärkungswirkung muß der Bewehrungsgehalt durch GFK-Laschen verstärkter Bauteile höher sein als bei Verwendung von Stahllaschen. In [53] wird am Beispiel einer 2,25 m hohen, 26 cm dicken Mauerwerkswand mit 100 kN/m Wandauflast nachgewiesen, daß der hierfür erforderliche Laschenquerschnitt etwa viermal so groß sein muß wie bei Verwendung von Stahllaschen.

2.2.2 Schlaife Bewehrung

Sanchez berichtet über Untersuchungen an Mauerwerkswänden, die nachträglich durch Betonstahlstähle in Bohrlöchern verstärkt worden waren [96]. Ziel dieser Verstärkungsmaßnahme war die Erhöhung der Erdbebensicherheit historischer Gebäude aus Mauerwerk. Von Geschoßdecken oder Fensterbrüstungen ausgehend wurden vertikale Kernbohrungen durchgeführt und in die Bohrlöcher ein Bewehrungsstab, Durchmesser 28 mm, angeordnet. Die Bohrlöcher wurden anschließend mit einem Vergußmörtel auf Zement- oder Epoxidharzbasis vergossen. Durch diese Verstärkungsmaßnahme konnte die aufnehmbare Horizontallast um das Zwei- bis Fünffache gesteigert werden. Zur Verstärkung senkrecht zur Ebene belasteter Mauerwerkswände kann dieses Verfahren nur in Ausnahmefällen angewendet werden, da hierbei die Biegebewehrung möglichst nah an den Außenrand der Biegeseite anzuordnen ist. Dies ist im Hinblick auf die Herstellung richtungstreuer Kernbohrungen nur sehr schwierig durchführbar, wenn zur schalungsfreien Vermörtelung der Bohrlöcher eine geschlossene Bohrlochwandung gefordert wird.

2.2.3 Spannglieder

Durch Anspannen von Spanngliedern in Mauerwerkswänden besteht die Möglichkeit, die Höhe der Wandnormalkraft zur Erzielung der gewünschten Biegetragfähigkeit auf das erforderliche Maß festzulegen. Die traglaststeigernde Wirkung schlaffer Bewehrung wird durch Verformungen aktiviert, die von Ribildung begleitet wird. Dieser Nachteil wird durch Dehnungen des Spannstahls während des Anspannens verhindert. Zudem erfordert Vorspannung - Endverankerung der Spannglieder vorausgesetzt - bis zur Größe der Vorspannkraft keine Verbundkräfte zwischen

Spannglied und Mauerwerk. Vorspannung ermöglicht daher im Gebrauchszustand eine Verbesserung des Tragverhaltens von Mauerwerkswänden bei gleichzeitiger Erhöhung der Biegetragfähigkeit [27].

In Großbritannien wird vorgespanntes Mauerwerk zur Erstellung von Stützmauern oder hohen Giebelwänden eingesetzt. Zur Unterbringung der Spannglieder werden Mauersteine mit großen Lochkanälen verwendet oder der Wandquerschnitt durch Herstellung von Kammern entsprechend zweckmäßig ausgebildet. Bemessungsvorschriften enthält BS 56 28 [140]. Bemessungsregeln und werkstoffspezifische Voraussetzungen für die Anwendung vorgespannten Mauerwerks werden in [8] erläutert. Danach sollen nur hochfeste Mauersteine (Rohdichte $\geq 1,2 \text{ kg/dm}^3$; Druckfestigkeitsklasse ≥ 36) und Mauermörtel verwendet werden, die hinsichtlich ihrer Festigkeit mit Mörteln der Mörtelgruppen III oder IIIa, DIN 1053 Teil 1 vergleichbar sind. Auch ein nachträglicher Einbau von Spanngliedern, z. B. zur Instandsetzung geschädigter Gebäude aus Mauerwerk, ist möglich [33]. Sie werden in Spannkanälen (ϕ 80 mm...160 mm) angeordnet, die durch Kern- oder Vollbohrungen hergestellt werden. Es werden überwiegend stabförmige Spannstähe (ϕ 15 mm...36 mm, St. 885/1080 bis 1325/1470) mit beidseitig durchgängig aufgewalzten Gewinderippen verwendet. Das Anspannen der Spannglieder erfolgt im Regelfall mit hydraulischen Pressen. Als Folge der konzentrierten Einleitung von Vorspannkraften entstehen Spaltzugkräfte im Mauerwerk [33], deren Aufnahme durch zusätzliche schlaaffe Bewehrung (Vernadelung) sicher zu stellen ist.

Der nachträgliche Einbau von Spanngliedern zur Verstärkung von Mauerwerkswänden ist wegen erforderlicher Bohrarbeiten zur Herstellung der Spannkanäle, geeigneter Ausbildung der Spanngliedverankerungen und kraftschlüssiger Verbindung mit angrenzenden Bauteilen mit einem erheblichen Arbeitsaufwand verbunden. Grundlegende Fachkenntnisse über das Tragverhalten vorgespannten Mauerwerks liegen in ausreichendem Umfang vor. Dennoch ist die Anwendung der Vorspanntechnik zur Verstärkung von Mauerwerkswänden in Deutschland auf Ausnahmefälle beschränkt.

2.2.4 Pfeilervorlagen

Nachträglich errichtete Pfeilervorlagen aus Profilstahl, Stahlbeton oder Mauerwerk dienen der zusätzlichen Abstützung von Wänden, um so einen kreuzweisen Lastabtrag zwischen den Pfeilervorlagen zu erreichen. Sie sind dann sinnvoll einsetzbar, wenn das Längen/Höhen-Verhältnis der Mauerwerkswände im unverstärkten Zustand größer als 2 ist [53]. In [53;54] werden Konstruktionsvorschläge für Pfeilervorlagen aus Stahlprofilen oder Stahlbeton vorgestellt und ihr Tragverhalten diskutiert. "Unendlich steife" Pfeilervorlagen bewirken eine starre Lagerung der Mauerwerkswand wie bei aussteifenden Querwänden. Hierzu muß die Biegesteifigkeit einer Pfeilervorlage mindestens dreimal so groß sein wie die eines 1 m breiten Mauerwerksstreifens [53]. Durch Pfeilervorlagen können bei gelenkig gelagerten Wänden mit 50 kN/m bis 200 kN/m Auflast Traglaststeigerungen von 50 % erreicht werden. Bei Wänden mit Kopf- und Fußeinspannungen, die im Regelfall vorhanden sind, beträgt die Traglaststeigerung lediglich 16 % bis 34 %. Sie nimmt mit wachsender Wandauflast ab [54]. Werden Pfeilervorlagen mit geringerer Biegesteifigkeit als der dreifachen des Mauerwerksquerschnittes gewählt, vermindert sich die

Traglaststeigerung auf 10 % bis 23 % [54]. Sie leisten dann nur einen geringen Beitrag zur Traglaststeigerung biegebeanspruchter Mauerwerkswände.

2.3 Bewertung der Verstärkungsmaßnahmen im Hinblick auf die Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden

Eine nachträgliche Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden kann durch Veränderung der Systemtragwirkung zur Erzielung eines kreuzweisen Lastabtrages, Erhöhung der Normalkraft im Wandquerschnitt und durch Erhöhung oder Schaffung einer "Biegezugfestigkeit" erreicht werden. Konstruktive Einzellösungen hierzu wurden beschrieben. Sie sind in Tabelle 2.1 zusammengefaßt und hinsichtlich ihres Verstärkungsprinzips, ihrer Verstärkungswirkung und der Art der Verstärkungselemente gegliedert.

Verstärkungsmaßnahme	Verstärkungsprinzip			Verstärkungsbauenteil		Verstärkungswirkung	
	Veränderung der Systemtragwirkung	Erhöhung der Normalkraft	Schaffung einer Biegezugfestigkeit	Einzelelement	Flächenelement	örtlich	flächenhaft
Pfeilvorlagen	x			x		x	x
Spannglieder/ Spannanker		x		x			x
In Bohrlöchern angeordnete Bewehrungsstäbe			x	x			x
Stahl- bzw. GFK-Laschen			x	x			x
bewehrte Putzschichten (Handeinbau)			x		x		x
Spritzbeschichtungen aus Spritzbeton oder Spritzmörtel (unbewehrt, betonstahlbewehrt oder stahlfaserbewehrt)			x		x		x

Tabelle 2.1: Gliederung konstruktiver Verstärkungsmaßnahmen zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden

Tabelle 2.2 enthält eine Vorauswahl in der Literatur beschriebener Verstärkungsmaßnahmen anhand qualitativer Beurteilungskriterien.

Unter dem Kriterium "Wirksamkeit der Verstärkungsmaßnahmen" wurde die Möglichkeit der Erhöhung in zwei Wandrichtungen höher bewertet als eine Verstärkungsmaßnahme, die eine Erhöhung der Biegetragfähigkeit in nur eine Richtung zuläßt.

In Bezug auf das Kriterium "handwerkliche Durchführbarkeit" war zu beurteilen, ob eine Verstärkungsmaßnahme von durchschnittlich geschulten Fachkräften bei einem vertretbaren Arbeitsaufwand ausgeführt werden kann.

Verstärkungsmaßnahme		Verstärkungswirkung und -wirksamkeit			handwerkliche Durchführbarkeit			mögliche oder notwendige Bauteilanschlüsse					Beeinflussung bei Temperatureinwirkung			GESAMTURTEIL ²⁾		
		ein- achsig	kreuz- weise	Urteil ¹⁾	einfach	auf- wendig	Urteil ¹⁾	möglich		grunds. erforderl.			gering	stark	Urteil ¹⁾	1	2	3
								ja	nein	ja	nein	Urteil ¹⁾						
Pfeilervorlagen	Stahlbeton		x	+++	x		+	x		x		+	x		+++	x		
	Baustahl		x	++	x		++	x		x		+	x		++	x		
	Mauerwerk		x	+	x		+++	(x)		x		-	x		+++	x		
Flächenhafte Wandverstärkungen	Spannglieder/ Spannanker	x		++		x	--	x		x		-	x		+			x
	Bewehrungsstäbe in Bohrlöchern	x		+		x	--	x		x		-	x		+			x
	Stahllaschen	x		+		x	-	x		x		+		x	--			x
	GFK-Laschen	x		+		x	-		x		x		-		x	--		x
	bewehrte Putz- schichten (Handeinbau)		x	+	x		+	x		x		++	x		+			x
	faserbewehrte Spritzbeton- beschichtungen		x	++		x	-		x		x		+	x		+		x
	betonstahlbewehrte Spritzbeton- beschichtungen		x	+++		x	-	x		x		++	x		+		x	
	unbewehrte PCC- Spritzmörtelbe- schichtungen		x	-	x		+++		x		x		+	x		+		x
	faserbewehrte PCC- Spritzmörtelbe- schichtungen		x	++	x		++		x		x		++	x		+		x
	betonstahlbewehrte PCC-Spritzmörtelbe- schichtungen		x	+++	x		++		x		x		++	x		+		x

1) +++ sehr gut
++ gut
+ befriedigend

- ausreichend
-- nicht ausreichend

2) 1 = Anwendung wird positiv beurteilt
2 = Anwendung wird für möglich gehalten
3 = Anwendung wird nicht empfohlen

Tabelle 2.2: Beurteilung von Verstärkungsmaßnahmen zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden

Brandbedingte Temperaturbeanspruchungen können die Wirksamkeit bestimmter Verstärkungsmaßnahmen erheblich beeinträchtigen, was bei der Beurteilung ebenfalls berücksichtigt wurde.

In der Rubrik "mögliche oder notwendig werdende Bauteilanschlüsse" wurde bewertet, ob im Wand-Deckenknoten Anschlußkonstruktionen erforderlich oder zur weiteren Traglaststeigerung möglich sind. Da die Beantwortung dieser Frage von verschiedenen, systembedingten Parametern abhängt, wie z.B. Größe von Wandauflasten und Querkräften aus der Horizontalbeanspruchung, ist eine allgemeingültige Aussage nicht möglich. Daher wurde im Rahmen des Beurteilungsschemas in einigen Fällen eine Mehrfachbeantwortung vorgenommen.

In der letzten Spalte wird eine zusammenfassende Beurteilung der einzelnen Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen. Das Beurteilungsergebnis wird durch Eingruppierung der Ertüchtigungsvorschläge in die Rubriken 1 bis 3 dargestellt. Es kann wie folgt zusammengefaßt werden:

- Als örtliche Verstärkung von Mauerwerkswänden kommen Pfeilervorlagen aus Stahlbeton, Mauerwerk oder aus Stahlprofilen gleichwertig in Betracht. Ihre Bemessung kann mit ingenieurmäßigen Hilfsmitteln erfolgen. Der gegenwärtige Stand des Wissens ist ausreichend, um die Tragfähigkeit von Pfeilervorlagen zutreffend zu beurteilen.
- Als flächenhafte Wandverstärkungen sind stahlfaserbewehrte oder betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten aus herkömmlichem Spritzbeton oder kunststoffmodifizierten Spritzmörteln besonders geeignet. Bei Verarbeitung von Normalbeton im Trockenspritzverfahren entstehen jedoch wesentlich höhere Rückprallimmissionen als bei Verwendung von PCC-Spritzmörteln, die im Naßspritzverfahren aufgetragen werden. PCC-Spritzmörtel werden daher bevorzugt. Durch Verwendung vorgemischter Werk trockenmörtel wird die Beeinflussungsmöglichkeit des Düsenführers auf die Spritzmörtelqualität vorteilhaft minimiert.

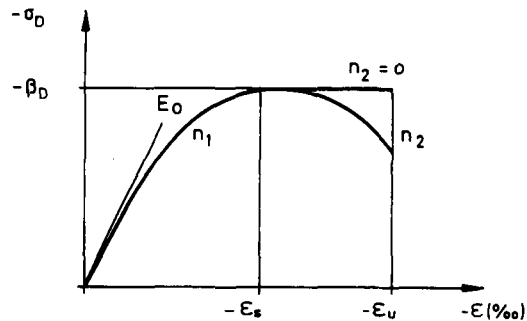
Die Literaturobwertung hat jedoch gezeigt, daß der bisherige Kenntnisstand über die Erhöhung der Tragfähigkeit biegebeanspruchter Mauerwerkswände durch flächenhafte Verstärkung unzureichend ist. Vorhandene Angaben hierzu basieren auf vereinfachten Rechenannahmen, deren Verifizierung durch Ergebnisse experimenteller und genauerer analytischer Untersuchungen noch aussteht. Dies betrifft im besonderen die Beteiligung des Mauerwerks am Tragverhalten des Verbundquerschnittes, das Verbundverhalten von Mauerwerk und Ergänzungsschicht und das Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände.

Im folgenden wird daher die tragfähigkeitssteigernde Wirkung stahlfaserbewehrter oder betonstahlbewehrter Wandbeschichtungen auf die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden untersucht. Das Verbundverhalten gespritzter PCC-Mörtel auf Mauerwerk, das Trag- und Verformungsverhalten und die Schubtragfähigkeit verstärkter Mauerwerkswände stehen im Vordergrund der Betrachtungen.

3.0 Materialeigenschaften und Werkstoffgesetze von Mauerwerk und den Erganzungsbaustoffen

3.1 Spannungs-Dehnungsverhalten der Werkstoffe

Zur mathematischen Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens druckbeanspruchten Mauerwerks, PCC-Spritzmörtels und PCC-Stahlfaserspritzmörtels werden die in Bild 3.1 dargestellten Rechenansätze verwendet.



Spannungs - Dehnungslinie :

Ansteigender Spannungsverlauf :

$$\text{Spannungsfunktion : } \sigma(\delta) = \beta_D [1 - (1 - \delta)^{n_1}] \quad (3.1)$$

$$\text{bezogene Dehnung : } \delta = \frac{\epsilon}{\epsilon_s} \leq 1 \quad (3.2)$$

$$\text{Grad der Parabel : } n_1 = \frac{E_0 \cdot \epsilon_s}{\beta_D} \geq 1,0 \quad (3.3)$$

$n_1 = 1$: Gerade

$n_1 = 2$: quadratische Parabel

$$\text{Tangentenmodul : } E(\delta) = E_0 (1 - \delta)^{n_1 - 1} \quad (3.4)$$

Abfallender Spannungsverlauf :

$$\text{Spannungsfunktion : } \sigma(\delta) = \frac{\beta_D}{1 + n_2 (1 - \delta)^2} \quad (3.5)$$

$$\text{bezogene Dehnung : } \delta = \frac{\epsilon}{\epsilon_s} > 1 \quad (3.6)$$

$$\text{Grad der Hyperbel : } n_2 \geq 0 \text{ (frei wählbar)} \quad (3.7)$$

$n_2 = 0$: konstanter Spannungsverlauf

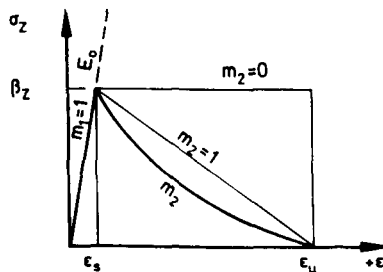
$$\text{Tangentenmodul : } E(\delta) = \frac{2 \beta_D \cdot n_2 \cdot (1 - \delta)}{\epsilon_s [1 + n_2 (1 - \delta)^2]^2} \quad (3.8)$$

Bild 3.1: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen druckbeanspruchten Mauerwerks und PCC-Spritzmörtels mit und ohne Faserzusatz

Die Rechenansätze wurden für die Beschreibung des Spannungs-Dehnungsverhaltens von Beton abgeleitet und erfolgreich eingesetzt [29]. Ihre Anwendbarkeit für druckbeanspruchtes Mauerwerk wurde in [92] nachgewiesen. Die Berücksichtigung abnehmender Spannungen nach Überschreitung des Druckfestigkeitswertes ist für die Berechnung von Bauteilverformungen erforderlich.

Die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (tension-stiffening) wird bei biege- oder zugbeanspruchten Stahlbetonbauteilen durch einen "abfallenden Ast" im Zugbereich der Beton-Arbeitslinie berücksichtigt (s. Abschn. 4.4). Da der tension-stiffening-Effekt auch bei Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten nachweisbar ist, wird die Werkstoffkennlinie für zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtel mit Hilfe der in Bild 3.2 angegebenen mathematischen Funktion beschrieben.

Spannungs - Dehnungslinie :



Ansteigender Spannungsverlauf :

$$\text{Spannungsfunktion : } \sigma(\epsilon) = \beta_z \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_s} \right)^{m_1} \right] \quad (3.9)$$

$$\text{Gültigkeitsgrenzen : } 0 \leq \epsilon \leq \epsilon_s$$

$$\text{Tangentenmodul : } E(\epsilon) = E_0 \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_s} \right)^{m_1-1} \quad (3.10)$$

Abfallender Spannungsverlauf :

$$\text{Spannungsfunktion : } \sigma(\epsilon) = \beta_z \left[1 - \frac{\epsilon - \epsilon_s}{\epsilon_u - \epsilon_s} \right]^{m_2} \quad (3.11)$$

$$\text{Gültigkeitsgrenzen : } \epsilon_s < \epsilon \leq \epsilon_u$$

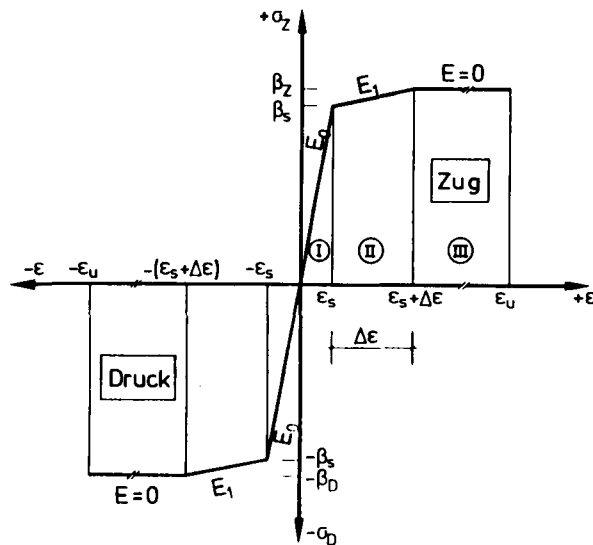
$$\text{Tangentenmodul : } E(\epsilon) = \frac{-\beta_z \cdot m_2 \left[1 - \frac{\epsilon - \epsilon_s}{\epsilon_u - \epsilon_s} \right]^{m_2-1}}{\epsilon_u - \epsilon_s} \quad (3.12)$$

Bild 3.2: Spannungs-Dehnungsbeziehungen zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtels [29]

Die Exponenten m_1 und m_2 bestimmen den Verlauf der Werkstoffkennlinie. Infolge des linearen Spannungsanstieges von zugbeanspruchten PCC-Mörtels ist $m_1 = 1$ zu setzen. Der Zahlenwert von m_2 ist durch Iterationsrechnungen dem im Versuch ermittelten Spannungs-Dehnungsverlauf anzupassen oder - bei Berücksichtigung des "tension-stiffening" - mit Hilfe der Rechenansätze von Abschnitt 4.4 zu bestimmen.

Zur Bewehrung der Ergänzungsschichten von Mauerwerk können Betonstahlgewebematten oder Bewehrungsnetze bzw. Gittergewebe aus Faserverbundwerkstoffen verwendet werden (s. Abschn. 3.5 und 3.6). Ihr Materialverhalten wird durch abschnittsweise lineare Werkstoffkennlinien angenähert (Bild 3.3).

Spannungs - Dehnungslinie :



Spannungsfunktionen :

Bereich I : $\sigma(\epsilon) = \epsilon \cdot E_0 < \beta_s$ $0 \leq \epsilon < \epsilon_s$ (3.13)

Bereich II : $\sigma(\epsilon) = \beta_s + (\epsilon - \epsilon_s) E_1 \leq \beta_z$ $\epsilon_s < \epsilon < \epsilon_s + \Delta\epsilon$ (3.14)

Bereich III : $\sigma(\epsilon) = \beta_z$ $\epsilon_s + \Delta\epsilon < \epsilon < \epsilon_u$ (3.15)

Im Druck - und Zugbereich wird gleiches Werkstoffverhalten angenommen

Bild 3.3: Werkstoffkennlinie für Betonstahl und Bewehrungselemente aus Faserverbundwerkstoffen

3.2 Mauerwerk

Mauerwerk ist ein Baustoff mit orthogonal anisotropem Werkstoffverhalten, dessen Eigenschaften u. a. von den ebenfalls anisotropen Festigkeitseigenschaften der Mauersteine abhängig sind. Für die Verstärkung von Mauerwerkswänden ist die Druck- und Zugfestigkeit der Mauersteine, die Festigkeit des Mauermörtels, die Druckfestigkeit und das Verformungsverhalten des Mauerwerks senkrecht und parallel zu den Lagerfugen sowie die Haftscherfestigkeit der Mörtelfugen von Bedeutung. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht und parallel zu den Lagerfugen bestimmt

die Tragfähigkeit der Biegedruckzone von Mauerwerkswänden in Richtung ihrer Höhe und Länge. Die Haftscherfestigkeit der Mörtelfugen sowie die Zugfestigkeit der Mauersteine ist maßgebend für die Schubtragfähigkeit von Mauerwerk.

Die Wände vorhandener, mehrere Jahrzehnte alter Gebäude aus Mauerwerk bestehen überwiegend aus Kalksandstein- oder Vollziegelmauerwerk [53;69]. Die folgenden Angaben über Steinfestigkeiten werden daher auf diese Steinarten beschränkt. Für die Druckfestigkeit von Mauersteinen gilt unabhängig von Steinart und -sorte:

$$\beta_{D,st(3)} < \beta_{D,st(2)} < \beta_{D,st(1)} \quad (3.16)$$

Es bedeutet:

- (1) Beanspruchung in Richtung der Steinhöhe
- (2) Beanspruchung in Richtung der Steinbreite
- (3) Beanspruchung in Richtung der Steinlänge
- (3.2) Beanspruchung der Läufer- oder Bindersteine im Verband hergestellten Mauerwerks parallel zur Lagerfuge

Bei Bezeichnungen ohne Zusatz ist stets eine Beanspruchung in Richtung der Steinhöhe bzw. senkrecht zu den Lagerfugen gemeint.

$\beta_{D,st}$ von Kalksandvollsteinen liegt zwischen 21 N/mm² und 60 N/mm² [110]. Der Verhältniswert $\beta_{D,st(3)}/\beta_{D,st(1)}$ beträgt 0,67...1,18, $\beta_{D,st(2)}/\beta_{D,st(1)}$ variiert zwischen 0,83 und 1,17 N/mm² und $\beta_{D,st(2)}/\beta_{D,st(3)}$ zwischen 0,91 und 1,24 N/mm². Je nach Herstellungsart beträgt die Druckfestigkeit $\beta_{D,st(1)}$ alter Mauerziegel 2,7 N/mm² bis 90 N/mm² [48]. In eigenen Untersuchungen bis zu 100 Jahre alter Mauerziegel wurden im Mittel Steindruckfestigkeiten von $\beta_{D,st(1)} = 25$ N/mm² mit Variationskoeffizienten bis zu 36 % festgestellt [52].

Die Zugfestigkeit $\beta_{Z,st(3)}$ alter Mauerziegel liegt zwischen 1 N/mm² und 5 N/mm² [48]. Eigene Zugfestigkeitsprüfungen an alten Mauerziegeln ergaben Zugfestigkeiten von $\beta_{Z,st(3)} = 1,30$ N/mm² bzw. $\beta_{Z,st(2)} = 1,19$ N/mm² [52]. Die Steinzugfestigkeit $\beta_{Z,st(3)}$ wird häufig auf die Steindruckfestigkeit bezogen. Der Verhältniswert $\beta_{Z,st(3)}/\beta_{D,st(1)}$ beträgt im Mittel bei neuen Vollziegeln 0,04, bei KS-Steinen 0,06 [108]. Die Zugfestigkeit $\beta_{Z,st(2)}$ von KS-Steinen mit Griffloch ist bei Prüfung in Richtung der Steinbreite ca. 50 % geringer als $\beta_{Z,st(3)}$ [28]. Der Festigkeitsunterschied ist auf Kerbspannungen zurückzuführen, die sich mit den Zugspannungen überlagern. Der Verhältniswert $\beta_{Z,st(3)}/\beta_{D,st(1)}$ alter Mauerziegel beträgt ca. 0,05 und ist daher mit dem neuer Mauerziegel vergleichbar.

Zur Herstellung von tragendem Mauerwerk werden Luftkalkmörtel, Mörtel mit hydraulischem Kalk, Kalkzementmörtel und Zementmörtel verwendet. Als Zuschlagstoff werden mineralische Sande der Korngruppe 0/2 mm verwendet. Die Druckfestigkeiten von Mauerwerkswänden vorhandener Mauerwerkswände liegen je nach Mischungsverhältnis und Bindemittelart zwischen $\beta_{D,mö} = 3$ N/mm² und 29 N/mm² [48]. Hinsichtlich ihrer stofflichen Zusammensetzung und Druckfestigkeit sind alte Mauerwerkswände mit heute nach DIN 1053 Teil 1, Tabelle B1 und B2 herzustellenden vergleichbar. Dies bestätigen eigene chemische Untersuchungen ca. 60 Jahre alter Mauerwerkswände. Hierbei wurde ein auf die Zuschlagmenge bezogener Bindemittelgehalt (nach Raumteilen) von 1:3 bis 1:5,5 fest-

gestellt [52]. Als Bindemittel wurde überwiegend hydraulischer oder hochhydraulischer Kalk verwendet.

Empirische Formelansätze ermöglichen eine Abschätzung der Mauerwerksdruckfestigkeit aus der Druckfestigkeit der Mauersteine $\beta_{D,st}$ und des Mauer Mörtels $\beta_{D,mö}$ [6;44;61]. Der am häufigsten verwendete Ansatz von Mann [61] lautet:

$$\beta_{D,mw} = a \cdot \overset{b}{\beta_{D,st}} \cdot \overset{c}{\beta_{D,mö}} \quad \text{mit } a = 0,83; \quad b = 0,66; \quad c = 0,18 \quad (\text{Dim.: } N/mm^2) \quad (3.17)$$

Weitere, für unterschiedliche Stein- und Mörtelarten geltende Faktoren a, b und c sind [61] zu entnehmen. Der erhaltene Schätzwert gibt die Normdruckfestigkeit nach DIN 18 554 Teil 1 an [145]. Gl.(3.17) liegt eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen mit Hilfe von Potenzfunktionen zugrunde [61]. Durch diese Formel wird der Bruchmechanismus von Mauerwerk indirekt erfaßt, der für das Verständnis des Bruchverhaltens biegebeanspruchter unverstärkter und verstärkter Mauerwerkswände in ihrer Biegedruckzone wesentlich ist.

Grundlegende Untersuchungen über das Bruchverhalten druckbeanspruchten Mauerwerks wurden von Hilsdorf [37;88], Khoo/Hendry [41] und Probst [78] durchgeführt. Bei vertikaler Druckbelastung kommt es zur Stauchung des Mauerwerk in Krafrichtung und zu einer Querdehnung senkrecht dazu. Der Mauer Mörtel ist im allgemeinen querdehnfähiger als die Mauersteine. Die ungehinderte Mörtelverformung wird durch den Haftverbund zwischen Mauerstein und Mauer Mörtel beeinträchtigt. Es entstehen innere Zwängungskräfte, die zu einer Dehnung der Mauersteine führen. Der Lagerfugenmörtel wird hierbei in einen dreiaxialen Druckspannungszustand versetzt (Bild 3.4).

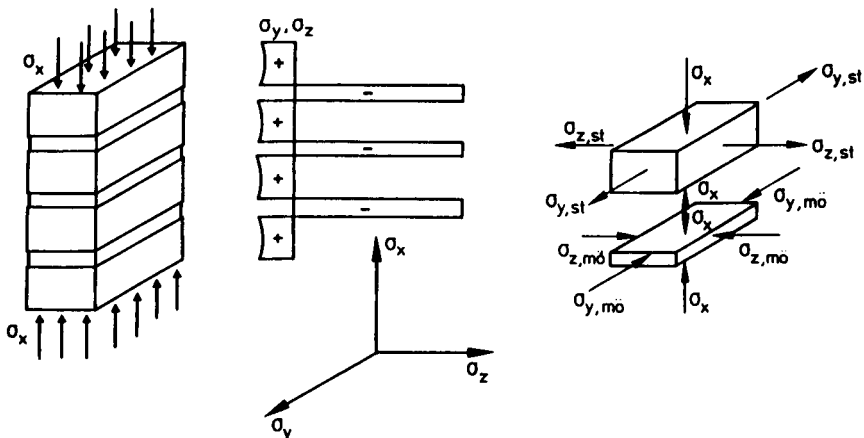


Bild 3.4: Spannungsverteilung von Mauersteinen und Mauer Mörtel eines druckbeanspruchten Mauerwerksprisma

Im Vergleich zu seiner einachsigen Beanspruchbarkeit kann der Mörtel in diesem Einbauzustand ein Vielfaches an Last übertragen. Dies setzt voraus, daß die Steine die Querdehnung des Mörtels deutlich behindern, was für altes Mauerwerk wohl immer zutrifft, nicht jedoch, wenn z. B. niederfeste Steine mit Lochkanälen mit hochfestem Mörtel verarbeitet werden. Da die Steinzugfestigkeit nur etwa 2 % bis 8 % der Steindruckfestigkeit beträgt, wird der Bruch durch Aufreißen der Mauersteine bzw. des Mauerwerkskörpers in einzelne Säulen eingeleitet, die bei weiterer Laststeigerung einzeln ausknicken.

In Abschnitt 3.1 wurden Spannungsfunktionen für das Werkstoffgesetz von druckbeanspruchtem Mauerwerk angegeben. Die Bilder A 3.9 und A 3.10 zeigen typische, gemessene Spannungs-Dehnungs-Linien zentrisch bzw. exzentrisch druckbeanspruchter Mauerwerkskörper. Bild 3.5 zeigt die verwendeten Werkstoffgesetze für Mauerwerk. Bei der rechnerischen Überprüfung gemessener Traglasten oder Verformungen wurde das Werkstoffgesetz an den Verlauf gemessener Spannungs-Dehnungs-Linien (SDL) angepaßt.

Nachrechnung gemessener Größen	Bemessung und Parameterstudien
n_1 : $-\epsilon_{s,mw}$: $\beta_{D,mw}$: $E_{o,mw}$: } aus gemessener } SDL zu ent - } nehmen	$n_1 = 2,0 ; n_2 = 0$ $\epsilon_{s,mw} = -2,0 \text{ ‰}$ $\epsilon_{u,mw} = -3,5 \text{ ‰}$ $\beta_{R,mw} = 0,85 \dots 0,7 \beta_M$

Bild 3.5: Werkstoffgesetze druckbeanspruchten Mauerwerks

Der Ursprungsmodul $E_{o,mw}$ kann durch $E_{o,mw} = 1,1 E_{D,mw}$ aus dem nach DIN 18 554 [149] zu bestimmenden Sekantenmodul $E_{D,mw}$ berechnet werden. Für Bemessungen oder Traglastrechnungen bei Parameterstudien (s. Abschn. 7.2) wurde das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN 1053 Teil 3 bzw. nach EC6 verwendet [144;138]. Der Rechenwert der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{R,mw}$ ist proportional zur Nennfestigkeit von Mauerwerk β_M (5 %-Fraktile der Grundgesamtheit von $\beta_{D,mw}$) und einem Faktor α , der zwischen 0,85 und 0,7 variiert. Durch α wird die im Vergleich zur Kurzzeitfestigkeit geringere Dauerstandfestigkeit von Mauerwerk, die geringe Festigkeit gemauerter Wände der Schlankheit 10 gegenüber der Festigkeit von Normprüfkörpern und die höhere Festigkeit eines Bauteils der theoretischen Schlankheit Null gegenüber der an Normprüfkörpern ermittelten Mauerwerksfestigkeit berücksichtigt.

Für kreuzweise lastabtragende Wände ist neben der Druckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen $\beta_{D,mw}(1)$ auch die Festigkeit parallel zu den Lagerfugen $\beta_{D,mw}(3,2)$ zu bestimmen. $\beta_{D,mw}(3,2)$

ist proportional zu $\beta_{D,mw}(1)$ und einem von der Mauersteinsorte abhängigen Faktor $\alpha = 0,5...0,74$ (Tabelle 3.1).

Mauerwerk aus	Ziegel	bindemittelgebundene Steine
	erf $\beta_{D,st}(3,2)/\beta_{D,st}(1)$	
ungelochten Vollsteinen $\beta_{D,mw}(3,2) = 0,75 \beta_{D,mw}(1)$	0,35	0,60 bis 0,70
gelochten Vollsteinen, Lochsteinen, Hohlblocksteinen $\beta_{D,mw}(3,2) = 0,50 \beta_{D,mw}(1)$	0,10	0,30 bis 0,40

Tabelle 3.1: Beziehung zwischen $\beta_{D,mw}(3,2)$ und $\beta_{D,mw}(1)$ [24]

Hinsichtlich der Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,mw}$ von Mauerwerk wird der Vollständigkeit halber auf die in der Literatur [22;139; 142;143] angegebenen Werte verwiesen. Sie werden hier nicht benötigt.

An den Enden senkrecht zur Ebene belasteter Mauerwerkswände treten in den Lagerfugen erhebliche Schubspannungen auf. Für die Schubtragfähigkeit der Wände ist u.a. die Haftscherfestigkeit der Lagerfugen maßgebend. Sie ist von der Höhe der Normalspannung σ_x in der Lagerfuge, der Steinart und der Festigkeit des Mauermörtels abhängig und kann mit Hilfe der Coulomb'schen Reibungsgleichung

$$\tau_u = \beta_K + \mu \cdot \sigma_x \tag{3.18}$$

berechnet werden [38]. Je nach Steinart und -festigkeit variiert der Kohäsionswert β_K zwischen $0,2 \text{ N/mm}^2$ und $1,4 \text{ N/mm}^2$. Der Haftreibungsbeiwert μ liegt zwischen 0,5 und 0,8. Tabelle 3.2 enthält eine Zusammenstellung mittlerer gemessener Haftreibungsbeiwerte μ und Kohäsionsspannungen β_K .

	KS-Mauerwerk				Ziegelmauerwerk			
	Mörtelgruppe				Mörtelgruppe			
	I	II	IIa	III	I	II	IIa	III
Kohäsionsspannung β_K [N/mm ²]	-	-	0,2	0,5	-	0,36	0,6	1,0
Reibungskoeffizient μ			0,66				0,66	

Tabelle 3.2: Gemessene Kohäsionsspannungen β_K und Haftreibungsbeiwerte μ [72; 38]

β_K und μ sind von den in DIN 1053 Teil 2, Abschn. 7.5 angegebenen Rechenwerten der Kohäsionsspannungen β_{RK} und Reibungsbeiwerten μ zu unterscheiden, da die Norm abgeminderte Größen zur Bemessung in Wandebene schubbeanspruchter Mauerwerkswände enthält (siehe Abschnitt 6.2).

3.3 PCC-Spritzmörtel

Mit PCC (Polymer-Cement-Concrete) wird ein "kunststoffmodifizierter" Beton oder Mörtel bezeichnet. Die Polymerkomponente wird dem Frischbeton in Form dispergierter Thermoplaste oder emulgierter Epoxidharz-Härter-Komponenten hinzugegeben. Die Bindemittelfunktion übernehmen Kunststoffzusatz und Zementstein gemeinsam. Der Polymergehalt, bezogen auf das Bindemittelvolumen des Zements (k/z-Wert), beträgt bei Werkmörteln 5 % bis 10 %.

Für den hier zugrunde gelegten PCC-Mörtel ist kennzeichnend, daß thermoplastisches Polymerisat auf Butadien-Styrol-Basis in wäßriger Dispersion dem Frischmörtel zugegeben wird. Durch die Hydratation des Zementes und durch Verdunstung kommt es zu einem Wasserentzug aus der Dispersion und Abscheidung kleiner Bindemittel-Feststoffteilchen sowie gleichzeitig einsetzender physikalischer Filmbildung. Dabei entsteht ein überlagertes, meanderförmig ineinander verschlungenes Bindemittelsystem aus hydratisiertem Zement und organischem Bindemittel, die beide kraftschlüssig an die Zuschlagkörner ankoppeln und Strukturelemente zur Übertragung von Zugkräften innerhalb des Mörtelgefüges ausbilden [49].

Tabelle 3.3 zeigt eine Übersicht organischer Bindemittel zur Herstellung kunststoffmodifizierter Mörtel.

Chemische Klassifizierung	Polymerisatart
Vinylacetat-Copolymerisate	Thermoplast
Vinylpropionat-Copolymerisate	Thermoplast
Acrylester-Copolymerisate	Thermoplast
Butadien-Styrol-Copolymerisate	Thermoplast
Ungesättigte Polyesterharze *)	nach Vernetzung Duroplast
Epoxidharze	nach Vernetzung Duroplast

Tabelle 3.3: Organische Bindemittel zur Modifizierung von Mörtel oder Beton [113]

Durch die Zugabe organischer Bindemittel wird beabsichtigt, die Frisch- und Festmörtel-eigenschaften zielgerichtet zu beeinflussen.

Frishmörtel-eigenschaften:

Bei k/z-Werten von PCC-Mörteln zwischen 5 % und 20 % haben Kunststoffzusätze eine verflüssigende Wirkung. Hierdurch kann der w/z-Faktor bei gleich guter Verarbeitbarkeit des Mörtels vermindert werden, was zur Entstehung einer dichteren Gefügestruktur beiträgt. Trotz der Verflüssigerwirkung führt die Viskosität der Polymerkomponente zu einem "Stellmitteleffekt", der die Haftung kunststoffmodifizierten Spritzmörtels auf der Oberfläche von Mauerwerk spürbar erhöht und Rückprallimmissionen von PCC-Spritzmörteln im Vergleich zu nichtmodifizierten Spritzbetonen erheblich vermindert. Das Wasserrückhaltevermögen von PCC-Frischmörtel ist wesentlich höher als das von Normalmörtel. Kapillares Aufsaugen von Wasser aus frischen PCC-Beschichtungen in trockenem Untergrund (wie z.B. Mauerwerk) wird dadurch vermindert und die

Erhärtungs- und Verarbeitungsbedingungen optimiert. Bei konstantem Wassergehalt kommt es zu einem Abfall des Verdichtungsmaßes und zur Verminderung des Luftporengehaltes im Vergleich zur nichtmodifizierten Referenzzmischung.

Festmörtel Eigenschaften:

Im Bereich üblicher k/z-Werte zwischen 5 % und 10 % sind die Schwindverformungen kunststoffmodifizierter Mörtel gleich groß oder geringer als bei Mörteln ohne Kunststoffzusatz. Dies ist auf das erhöhte Wasserrückhaltevermögen zurückzuführen und wirkt sich nachbehandlungsunterstützend auch bei verhältnismäßig dünnen Mörtelschichten aus. Höhere Polymergehalte bewirken eine Zunahme des Schwindmaßes. PCC-Mörtel haben eine geringere Druckfestigkeit und einen geringeren E-Modul als vergleichbare nichtmodifizierte Mörtel [107]. Ihre Duktilität, Biegezugfestigkeit und Zugfestigkeit sind jedoch höher.

Der geringere E-Modul und die geringere Druckfestigkeit kunststoffmodifizierter Mörtel ermöglichen eine bessere Anpassung der Eigenschaften von Ergänzungsschichten aus PCC-Mörtel an die von Mauerwerk als bei Verwendung herkömmlichen Spritzbetons. Die Tabellen A 3.1 bis A 3.11 enthalten Kennwerte des verwendeten Trocken- bzw. Frischmörtels. In den Tabellen A 3.12 und A 3.13 sind die Ergebnisse von Festigkeitsprüfungen in Schalungsformen hergestellter und aus Spritzproben geschnittener Mörtelprismen (40 x 40 x 160 mm³) zusammengefaßt. Die Bilder A 3.3 und A 3.4 zeigen die dazugehörigen Spannungs-Dehnungs-Linien. Festigkeits- und Verformungswerte aus Spritzproben geschnittener Prismen sind größer als die in Schalungsformen hergestellter Prüfkörper: die Druckfestigkeitsunterschiede betragen ca. 15 % bis 20 %, die der Zugfestigkeitswerte ca. 40 % und die der Biegezugfestigkeitswerte ca. 17 % . Bei Traglastrechnungen führt die Verwendung mechanischer Kennwerte von PCC-Spritzmörteln, deren Prüfkörper in Schalungsformen hergestellt wurden, somit zu einer Unterschätzung der Festigkeitseigenschaften.

Bild A 3.5 zeigt Spannungs-Dehnungs-Linien auf zentrischen Zug beanspruchter, aus Spritzproben geschnittener Mörtelprismen, deren Prüfung dehngeregelt über den Bruch hinaus erfolgte. Als Verformung wurde die Summe von Reißprozeßzoneendehnung und elastischer Dehnung gemessen. Das Meßergebnis läßt Rückschlüsse auf die Festigkeit und das Verformungsverhalten eines "verschmierten Bereichs" aus Reißprozeßzone und angrenzender ungerissener Abschnitte unbewehrter Ergänzungsschichten auf Mauerwerk zu. Nach Überschreiten des Zugfestigkeitswertes bei einer verhältnismäßig geringen Dehnung von 0,21 ‰ können nur noch geringe Zugkräfte übertragen werden. Unbewehrte Ergänzungsschichten sind daher zur Verstärkung biegebeanspruchter Mauerwerkswände ungeeignet und werden daher im folgenden nicht weiter berücksichtigt.

Auf der Grundlage der Ergebnisse von Materialuntersuchungen und der in Abschnitt 3.1 angegebenen Spannungsfunktionen Gl. (3.1) bis (3.8) wurden die in Bild 3.6 dargestellten Werkstoffgesetze für druckbeanspruchten PCC-Spritzmörtel festgelegt.

Nachrechnung gemessener Größen	Bemessung und Parameterstudien
n_1 : aus gemessener $-\epsilon_{s,sp}$: SDL zu $\beta_{D,sp}$: entnehmen $E_{o,sp}$: (s. Bild A 3.3)	$n_1 = 2 ; n_2 = 0$ $\epsilon_{s,sp} = - 3,0 ‰$ $\epsilon_{u,sp} = - 3,5 ‰$ $\beta_{DR,sp} = 0,78 \cdot \beta_{D,sp}^{(DIN)5}$

Bild 3.6: Werkstoffgesetze druckbeanspruchter PCC-Spritzmörtel

Untersuchungen zur Ermittlung des "abfallenden Astes" der Spannungs-Dehnungs-Linien druckbeanspruchten PCC-Spritzmörtels wurden nicht durchgeführt. Es wird erwartet, daß nach Überschreitung des Spannungsmaximums - wie bei Normalbeton - kein abrupter Spannungsfall eintritt. Für Bauteilbemessungen wird auch für PCC-Spritzmörtel eine Bruchstauchung von $\epsilon_{u,sp} = - 3,5 ‰$ angenommen. In Rechenwerten von Baustofffestigkeiten sind Dauerstands- und Prüfkörpereinflüsse zu berücksichtigen. Als Bezugswert dient die 5 %-Fraktile der Druckfestigkeit $\beta_{D,sp5}$ in Schalungsformen hergestellter Mörtelprismen, die nach DIN 18 555 Teil 3 [150] zu prüfen sind. Das Verhältnis von Dauerstandfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit wird vorläufig wie bei Normalbeton durch den Faktor $\alpha_D = 0,8$ berücksichtigt, da bei PCC-Mörteln mit Kunststoffzusätzen auf Styrol-Butadien-Basis und k/z-Werten zwischen 5 % bis 10 % keine wesentlichen Unterschiede gegenüber nichtmodifizierten Mörteln erwartet werden [49]. Der Prüfkörpereinfluß wird mit $\alpha_p = 0,85$ in Rechnung gestellt (vgl. Tab. A 3.12 und A 3.13). Die höhere Festigkeit aus Spritzproben geschnittener Mörtelprismen gegenüber in Schalungsformen hergestellten Mörtelprismen wird durch den Erhöhungsfaktor $\alpha_{sp} = 1,15$ berücksichtigt. Die Rechenfestigkeit kann somit näherungsweise bestimmt werden aus

$$\beta_{DR,sp} = c_D \cdot \beta_{D,sp5} \quad \text{mit } c_D = \alpha_p \cdot \alpha_{sp} \cdot \alpha_D = 0,78 \quad (3.19 \dots 3.20)$$

Nachrechnung gemessener Größen
$\beta_{Z,sp}$: aus Zugprüfungen ; $m_1 = 1$ $E_{o,sp}$ wie $E_{o,sp}$ -Druck ; $+\epsilon_{s,sp} = 0,15 ‰$ m_2 : tension - stiffening - Effekt $\epsilon_{u,sp}$: siehe Abschnitt 4.4

Bild 3.7: Werkstoffgesetz zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtels

Das Werkstoffgesetz für zugbeanspruchten PCC-Spritzmörtel (Bild 3.7) dient in erster Linie der rechnerischen Überprüfung gemessener Verformungen, bei der tension-stiffening zu berücksichtigen ist. Als Materialkennwerte sind möglichst Prüfergebnisse aus Spritzproben geschnittener, zentrisch gezogener Mörtelprismen zu verwenden. Die hierfür erforderlichen Untersuchungen sind im Vergleich zu Biegezugprüfungen nach DIN 18 555 Teil 3 an Prismen aus Schalungsformen nur relativ aufwendig durchführbar. Die zentrische Zugfestigkeit von Beton kann näherungsweise durch Multiplikation des Biegezugfestigkeitswertes mit $\alpha_{BZ} = 0,5$ abgeschätzt werden [127]. Dies trifft ebenfalls für PCC-Spritzmörtel zu (vgl. Tab. A 3.12 und A 3.13). Der Rechenwert der Zugfestigkeit von PCC-Spritzmörtel kann nun aus dem 5 %-Fraktilwert der Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,sp5}$ in Schalungsformen hergestellter Mörtelprismen abgeschätzt werden:

$$\beta_{ZR,sp} = c_z \cdot \beta_{BZ,sp5} \quad \text{mit } c_z = \alpha_{sp} \cdot \alpha_z \cdot \alpha_{BZ} \approx 0,4 \quad (3.21 \dots 3.22)$$

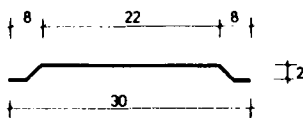
Hierin bedeuten:

- $\beta_{BZ,sp5}$: 5 % Fraktile der Biegezugfestigkeit nach DIN 18 555 Teil 3 in Schalungsformen hergestellter PCC-Mörtelprismen 40 mm x 40 mm x 160 mm
- $\alpha_{BZ} = 0,50$: Umrechnungsfaktor zur Ermittlung der zentrischen Zugfestigkeit aus der Biegezugfestigkeit
- $\alpha_{sp} = 1,15$: Faktor zur Berücksichtigung der höheren Festigkeit aus Spritzproben geschnittener Mörtelprismen als von separat hergestellten Prüfkörpern
- $\alpha_z = 0,7$: Faktor zur Berücksichtigung des Verhältnisses von Dauerstandfestigkeit zu Kurzzeitfestigkeit [115]

3.4 PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Durch den Zusatz von Stahlfasern wird eine Verbesserung des Riß- und Bruchverhaltens von PCC-Spritzmörtel erreicht. Aufgrund ihrer Einbettung in die Mörtelmatrix hemmen die Fasern das Öffnen von Rissen. Da die Rißufer auf diese Weise zugfest miteinander verbunden sind, können auch nach einsetzender Rißbildung größere Zugkräfte im Mörtel übertragen werden.

Im folgenden wird von PCC-Stahlfaserspritzmörtel ausgegangen, der gekröpfte Stahlfasern des in Bild 3.8 dargestellten Typs enthält.



$$\begin{aligned} \beta_{z,f} &= 1320 \text{ N/mm}^2 \\ E_f &= 2,0 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2 \\ l_f &= 30 \text{ mm} \\ d_f &= 0,5 \text{ mm} \\ l_f/d_f &= 60 \end{aligned}$$

Bild 3.8: Gekröpfte Stahlfasern in PCC-Spritzmörtel

Diese Faserform verhindert, daß Fasern geringer Einbettungslänge vorzeitig aus der Zementsteinmatrix gezogen werden. Gekrüpfte Stahlfasern versagen bei Überschreitung ihrer Zugfestigkeit oder durch "Glattziehen" der Faserenden. Hierzu sind wesentlich höhere Zugkräfte erforderlich als bei glatten Fasern. Die Zugfestigkeit von Stahlfasermörteln vor und nach einsetzender Ribbildung nimmt mit wachsendem l_f/d_f -Verhältnis zu. Jedoch wird die Spritzbarkeit von Stahlfasermörteln durch die Faserlänge begrenzt. Spritzmörtel mit bis zu 30 mm langen Stahlfasern können mit üblichen Spritzmaschinen gut verarbeitet werden.

Tabelle A 3.14 enthält Druckfestigkeitswerte von Bohrkernen aus Spritzproben von PCC-Stahlfaserspritzmörtel mit einem Fasergehalt von 80 kg/m^3 Frischmörtel (= 1,02 Vol.-%). Es wurde ein E-Modul von $E_{o,spf} = 34700 \text{ N/mm}^2$ gemessen, der somit etwas kleiner als der von PCC-Spritzmörtel ohne Faserzusatz ist. Bild A 3.9 zeigt sie zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Linien. Die zum Spannungsmaximum gehörende Stauchung $\epsilon_{s,spf}$ beträgt $3,0 \text{ }^\circ/\infty$.

Über die Erhöhung der Druckfestigkeit von Beton oder Mörtel durch Stahlfasern wird in der Literatur kontrovers diskutiert. Schnütgen berichtet über Druckfestigkeitssteigerungen in Höhe von 15 % durch Zusatz von 3,2 Vol.-% Stahlfasern [101;103]. Nach Hartwich ist kein signifikanter Einfluß des Fasergehaltes auf die Druckfestigkeit feststellbar [31]. Eigene Untersuchungen ergaben eine ca. 5 %ige Verminderung der Druckfestigkeit (vgl. Bild A 3.3 und Bild A 3.9). Die Bruchstauchungen $\epsilon_{u,spf}$ und die zum Spannungsmaximum gehörenden Stauchungen $\epsilon_{s,spf}$ sind größer als bei Mörteln ohne Faserzusatz. Bild 3.9 zeigt das verwendete Werkstoffgesetz für druckbeanspruchten PCC-Stahlfaserspritzmörtel.

Nachrechnung gemessener Größen	Bemessung und Parameterstudien
n_1 : aus gemessener $-\epsilon_{s,spf}$: } SDL zu $\beta_{D,spf}$: } entnehmen $E_{o,spf}$: } (s. Bild A 3.8)	$n_1 = 2$; $n_2 = 0$ $\epsilon_{s,spf} = - (3,0 + 0,3 \cdot V_f)$ $\epsilon_{u,spf} = - (3,5 + 1,35 \cdot V_f)$ $\beta_{DR,spf} = 0,6 \dots 0,7 \beta_{WN,spf}$

Bild 3.9: Werkstoffgesetze druckbeanspruchten PCC-Stahlfaserspritzmörtels

Für Bauteilbemessungen und für die in Abschnitt 7.2 durchgeführten Parameterstudien wurde das Werkstoffgesetz in Anlehnung an [101] formuliert, wonach die Stauchungswerte ϵ_s und ϵ_u mit zunehmendem Fasergehalt zu vergrößern sind:

$$\epsilon_{s,spf} = \epsilon_{s,sp} + a \cdot V_f; \quad a = 0,3 \qquad \epsilon_{u,spf} = \epsilon_{u,sp} + b \cdot V_f; \quad b = 1,35 \quad (3.23 \dots 3.24)$$

Es ist zwischen der Zugfestigkeit kurz vor einsetzender Rißbildung $\beta_{Z(I),spf}$ (Tabelle A 3.15) und der Nachbruchfestigkeit $\beta_{Z(II),spf}$ von PCC-Stahlfaserspritzmörtel zu unterscheiden. $\beta_{Z(II),spf}$ gibt die Höhe nach einsetzender Rißbildung übertragbarer Zugspannungen an. Diese Größe wird für die Bemessung von Mauerwerkswänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten benötigt. In eigenen Untersuchungen wurden $\beta_{Z(II),spf}$ -Werte von im Mittel 1,93 N/mm² bei Dehnungen von bis zu 8 ‰ gemessen (siehe Bild A 3.6). Die Zugfestigkeit von Stahlfasermörteln im Zustand I wird wie bei Stahlfaserbeton nach der Gleichung

$$\beta_{Z(I),spf} = \left(K_1 + K_2 \cdot \frac{V_f \cdot \ell_f}{100 \cdot d_f} \right) \beta_{c,z} \quad (3.25)$$

berechnet [104]. Hierin bedeuten:

$K_1 = 0,9 \dots 1,0$:	Beiwert für die verringerte Verdichtungswilligkeit des Betons
$K_2 = 0,25$:	Beiwert für die Faserorientierung
V_f :	Fasergehalt (Vol.-%)
ℓ_f/d_f :	Verhältnis von Faserlänge zu Faserdurchmesser
$\beta_{c,z}$:	Zylinderzugfestigkeit des Betons ohne Fasern

Die Beiwerte K_1 und K_2 wurden für glatte Fasern aufgrund von Versuchsergebnissen bestimmt. Ihre Übertragbarkeit auf Stahlfaserbeton mit gekrüpfen Fasern ist möglich [104]. Nach Überschreitung von $\beta_{Z(I),spf}$ ist die Höhe der im Zustand II übertragbarer Zugspannungen im wesentlichen vom Fasergehalt V_f und von der Fasergeometrie abhängig. $\beta_{Z(II),spf}$ kann bestimmt werden durch

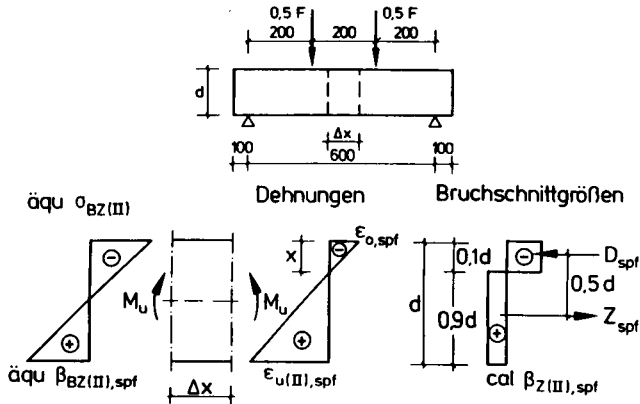
- zentrische Zugprüfungen (Tabelle. A 3.15),
- Berechnung mit Hilfe halbempirischer Formeln (Bild 3.10) oder durch
- Umrechnung der Ergebnisse von Biegezugprüfungen (Bild 3.11).

Bei hohen Nennfestigkeiten β_{WN} weichen die nach Gl. (3.26), Bild 3.10, ermittelten $\beta_{Z(II),spf}$ Werte u.U. erheblich von den gemessenen Werten ab. Mit dem Ansatz von Lee et al. [57;58] gelingt eine bessere Übereinstimmung. Bei den Untersuchungen von Lee wurden gekrüpfte Stahlfasern mit den gleichen mechanischen Eigenschaften und Abmessungen wie die der in Bild 3.8 dargestellten Fasern verwendet. Die Verbundfestigkeit der Stahlfasern τ_{mu} in der Zementmatrix ist durch Ausziehversuche zu bestimmen. Bei eigenen Untersuchungen [54] wurden keine Ausziehversuche durchgeführt. In [57] werden τ_{mu} -Werte in Abhängigkeit der Zylinderdruckfestigkeit des Faserbetons angegeben. Die Druckfestigkeitswerte von PCC-Stahlfaserspritzmörtel und die des in [57] untersuchten Faserbetons stimmen fast überein. Durch Vergleichsrechnungen konnte daher für PCC-Stahlfasermörtel ein τ_{mu} -Wert von 7,7 N/mm² ermittelt werden ([57]: $\tau_{mu} = 7,1$ N/mm²). Mit den Gln. (3.26) und (3.27) können somit $\beta_{Z(II),spf}$ -Werte für den hier zugrundegelegten PCC-Stahlfaserspritzmörtel berechnet werden.

Berechnung von $\beta_{Z(II),spF}$	
<u>Schnütgen [104] :</u>	
$\beta_{Z(II),spF} = (K_3 \cdot \frac{l_f}{d_f} + K_L) \cdot \frac{V_f}{100} \cdot \beta_{WN} \quad (3.26)$	
$K_3 = 0,042$: Beiwert für gerade Fasern
$K_L = 0,10$: Korrekturfaktor für gekröpfte Fasern (aus Versuchsergebnissen zu ermitteln)
V_f (Vol. %)	: Fasergehalt
β_{WN}	: Nennfestigkeit des Würfels (Würfeldruckfestigkeit)
<u>Lee et al. [57] :</u>	
$\beta_{Z(II),spF} = \eta_1 \cdot \eta'_0 \cdot \frac{V_f}{100} \cdot l_f \cdot \frac{\tau_{mu}}{2 \cdot r} \quad (3.27)$	
$\eta_1 = 0,5$: $l_f < l_{cr}$
$\eta_1 = 1 - \frac{l_{cr}}{l_f}$: $l_f \geq l_{cr}$
} Beiwert für die anrechenbare Faserlänge	
$l_{cr} = 0,5 \frac{\sigma_{fu} \cdot d_f}{\tau_{mu}}$: kritische Faserlänge	
$r = \frac{d_f}{4}$	
$\eta'_0 = 0,405$: Beiwert für die anrechenbare Fasermenge bei Bauteilabmessungen $> l_f$
V_f (Vol. %)	: Fasergehalt
l_f	: Faserlänge
τ_{mu}	: mittlere Faserverbundspannung
σ_{fu}	: Fließspannung der Faser

Bild 3.10: Rechenansätze zur Bestimmung von $\beta_{Z(II),spF}$

Da zentrische Zugprüfungen aufwendiger sind als Biegezugprüfungen wird in [155] vorgeschlagen, einen Rechenwert der Nachbruchfestigkeit $cal \beta_{Z(II),spF}$ aus den Ergebnissen von Biegezugprüfungen zu bestimmen. Hierzu wird ein äquivalenter Biegezugfestigkeitswert $\text{äqu } \beta_{BZ(II),spF}$ berechnet, der sich aus dem Arbeitsvermögen D_{BZ}^f des gerissenen Biegebalkens ableiten läßt. Die Ermittlung von $\text{äqu } \beta_{BZ(II),spF}$ wird in Bild A 3.10 erläutert und $\text{äqu } \beta_{BZ(II),spF}$ Werte in Tabelle A 3.16 angegeben. Sie sind mit ca. 7 N/mm² fast doppelt so groß wie die $\beta_{BZ(I),spF}$ Werte, die kurz vor der Entstehung von Rissen gemessen wurden. Die Bilder A 3.7 und A 3.8 zeigen Last-Verformungslinien der geprüften Biegezugbalken. Die Berechnung von $cal \beta_{Z(II),spF}$ aus $\text{äqu } \beta_{BZ(II),spF}$ wird in Bild 3.11 erläutert.



Zugkraft : $Z_{spt} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \text{cal } \beta_{Z(II),spt}$

Bruchmoment : $M_u = Z_{spt} \cdot d \cdot 0.5 \hat{=} \ddot{\text{äqu}} \beta_{BZ(II),spt} \cdot \frac{b \cdot d^2}{6}$; $\ddot{\text{äqu}} \beta_{BZ(II),spt} \rightarrow \text{Tab. A.3.16}$

Zugfestigkeit : $\text{cal } \beta_{Z(II),spt} = 0.37 \ddot{\text{äqu}} \beta_{BZ(II),spt}$ (3.28)

Bild 3.11: Berechnung von $\text{cal } \beta_{Z(II),spt}$ aus $\ddot{\text{äqu}} \beta_{BZ(II),spt}$

Nach Einsetzen der $\ddot{\text{äqu}} \beta_{BZ(II),spt}$ -Werte aus Tabelle A 3.16 in Gl. (3.28) ergeben sich rechnerische Zugfestigkeitswerte $\text{cal } \beta_{Z(II),spt}$ von 2,38 N/mm² bis 2,56 N/mm². Sie stimmen nicht mit den mittleren Festigkeitswert zentrisch gezogener Prüfkörper $\text{exp } \beta_{Z(II),spt} = 1,93 \text{ N/mm}^2$ (Bild A 3.6) überein. In Abschnitt 7.2 wird untersucht, mit welchen Zahlenwerten die beste Übereinstimmung berechneter und gemessener Traglasten von Mauerwerkswänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten erreicht werden kann.

Bild 3.12 zeigt das Werkstoffgesetz für zugbeanspruchten PCC-Stahlfaserspritzmörtel.

Nachrechnung gemessener Größen	Bemessung und Parameterstudien
$m_1 = 1 ; m_2 = 0$ $E_{o,spt} : \text{wie } E_{o,spt} - \text{Druck}$ $\beta_{Z(II),spt} : \text{Zugprüfungen}$ oder Gl. (3.28) $\epsilon_{u,spt} = 5,0 \text{ ‰}$	$m_1 = 1 ; m_2 = 0$ $E_{o,spt} : \text{wie } E_{o,spt} - \text{Druck}$ $\beta_{Z(II),spt} : \text{Gl. (3.26)}$ Gl. (3.27) Gl. (3.28) $\epsilon_{u,spt} = 5,0 \text{ ‰}$

Bild 3.12: Werkstoffgesetz für zugbeanspruchten PCC-Stahlfaserspritzmörtel

3.5 Betonstahl

Für betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten werden Betonstahlmatten aus kaltverformtem Betonstahl verwendet. Bild 3.13 zeigt typische Spannungs-Dehnungs-Linien zugbeanspruchter Betonstähle für Betonstahlmatten.

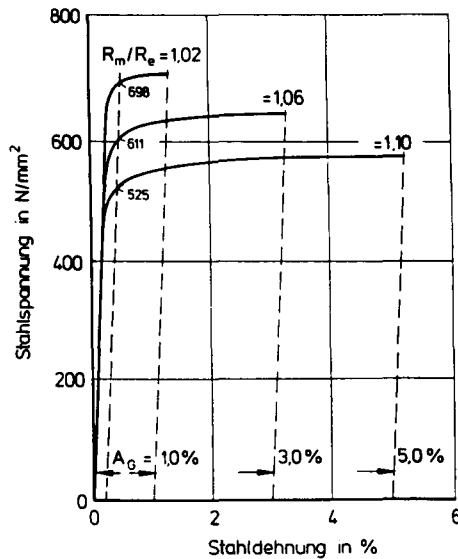


Bild 3.13: Spannungs-Dehnungs-Linien von Betonstahl für Betonstahlmatten [56]

Eine ausgeprägte Streckgrenze wie z.B. bei naturharten Betonstählen ist nicht erkennbar. Der lineare Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie reicht bis zur technischen Streckgrenze $\beta_{0,01}$ (bei 0,01 % bleibender Dehnung). Danach ist nichtlineares Materialverhalten feststellbar. Als Streckgrenze R_s oder $\beta_{0,2}$ wird die Spannung definiert, bei der sich nach Entlastung der Stahlprobe eine bleibende Dehnung von 0,2 % einstellt. R_m gibt die Zugfestigkeit des Betonstahls an. Das Materialverhalten kaltverformten Betonstahls wird durch ein abschnittsweise lineares Werkstoffgesetz angenähert (Bild 3.3).

3.6 Bewehrungsmatten und Gittergewebe aus Faserverbundwerkstoffen

Bewehrungsmatten aus Faserverbundwerkstoffen werden als grobmaschige Bewehrungsnetze oder als Gittergewebe hergestellt. Sie bestehen aus Aramidfasern (AF), Glasfasern (GF), Kohlefasern mit hoher Festigkeit (HSCF) bzw. hohem Elastizitätsmodul (HMCF) oder einer Kombination dieser Fasermaterialien und einer Matrix aus Epoxidharz. Der Fasergehalt V_f variiert zwischen 40 Vol.-% und 60 Vol.-%. Tabelle A 3.17 enthält Angaben über die mechanischen Eigenschaften der Fasermaterialien, die zur Herstellung von Bewehrungsstäben (ϕ 2 mm bis 28 mm) mit der Produktbezeichnung NEFMAC verwendet werden [72]. Matten aus NEFMAC-Bewehrungsstäben ha-

ben eine Maschenweite von 5 cm bis 10 cm.

Bild 3.14 zeigt Spannungs-Dehnungs-Linien zugbeanspruchter NEFMAC-Bewehrungsstäbe unterschiedlicher Faserarten.

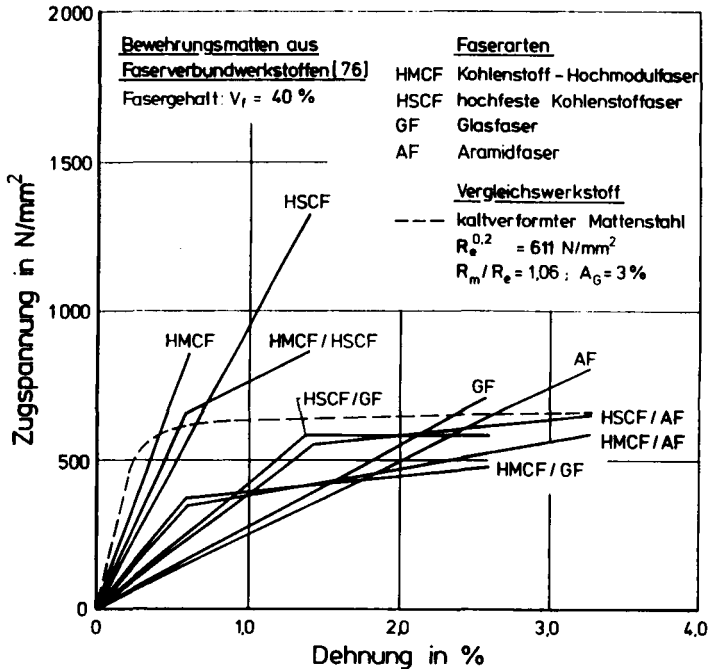


Bild 3.14: Spannungs-Dehnungs-Linien von Bewehrungsstäben aus Faserverbundwerkstoffen [76]

Zu Vergleichszwecken wird in Bild 3.14 die σ - ϵ -Linie von kaltverformtem Betonstahl für Betonstahlmatten angegeben (gestrichelte Linie). Der E-Modul von Bewehrungsstäben aus Faserverbundwerkstoffen variiert zwischen $40\,000 \text{ N/mm}^2$ und $78\,000 \text{ N/mm}^2$ [68;76;120] und ist somit deutlich niedriger als der von Betonstahl. Die im Vergleich zu Betonstahl höhere Festigkeit von Faserverbundwerkstoffen wird bei größeren Dehnungen erreicht als bei Betonstahl. An biegebeanspruchten Mauerwerkswänden, deren Ergänzungsschichten mit Matten aus Faserverbundwerkstoffen bewehrt sind, werden daher größere Durchbiegungen und traglastmindernde Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung erwartet als bei Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten.

Gittergewebe auf Aramid- oder Glasfaserbasis werden als Bewehrung von Putzsystemen eingesetzt. Ihr Maschenabstand variiert zwischen 1 mm und 10 mm. Im Gegensatz zu den Bewehrungsmatten aus Faserverbundwerkstoffen sind Gittergewebe biegeweich und werden in Bahnen unterschiedlicher Breite hergestellt. Ihr Einbau als Bewehrung von Ergänzungsschichten von Mauerwerk ist einfacher als bei Betonstahl. Tabelle A 3.18 enthält eine Zusammenstellung mechani-

scher Kennwerte von Gittergeweben auf Aramidfaser- bzw. Glasfaserbasis [125]. Ihr E-Modul variiert je nach Prüfung des Gewebes in Kett- oder Schußrichtung zwischen 48 000 N/mm² und 45 000 N/mm². Ihre Zugfestigkeit beträgt bis zu 2160 N/mm² bei einer Bruchdehnung von 4,5 %. Bild 3.15 zeigt Spannungs-Dehnungs-Linien geprüfter Aramid-Gittergewebe.

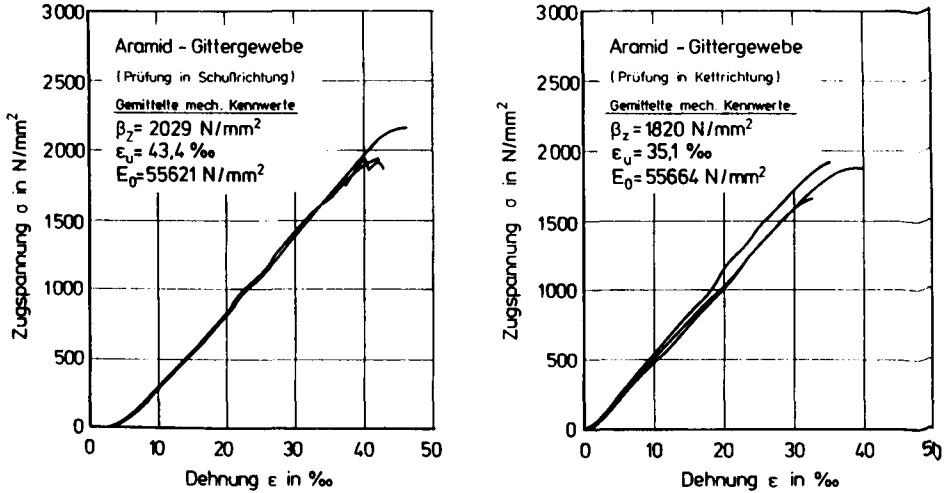


Bild 3.15: Spannungs-Dehnungs-Linien von Aramid-Gittergewebe

Im Gegensatz zu dem Verhalten einiger NEFMAC-Bewehrungsstäbe ist das Werkstoffverhalten von Aramidgewebe nahezu linear. Sie besitzen ebenfalls eine höhere Zugfestigkeit und einen geringeren E-Modul als Betonstahl. Der Einfluß der unterschiedlichen Materialeigenschaften von Betonstahl und von Bewehrungselementen aus Faserverbundwerkstoffen auf die Traglast verstärkter Mauerwerkswände wird in Abschnitt 7.2 untersucht. Die ausreichende Alkalibeständigkeit von Bewehrung aus Gittergewebe ist zu überprüfen. Das Materialverhalten von Bewehrungselementen aus Faserverbundwerkstoffen wird durch ein abschnittsweise lineares Werkstoffgesetz angenähert.

4.0 Verbundeigenschaften und Verformungsverhalten der Erganzungsbaustoffe auf Mauerwerk

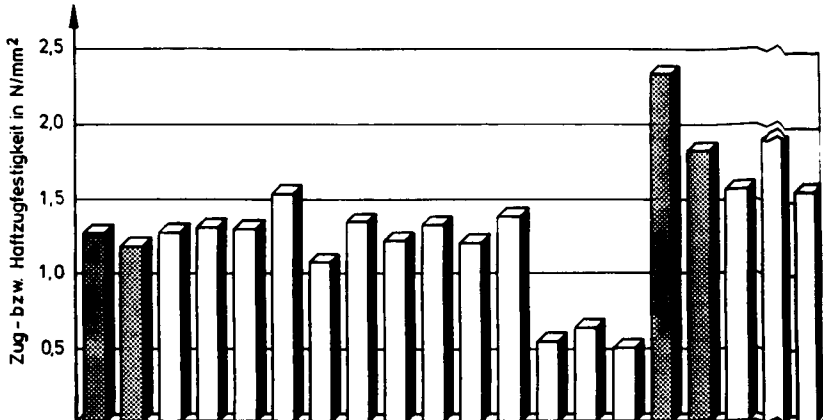
Das Verbundgesetz für flachenhaftverstarkte Mauerwerkswände (starrer Verbund - nachgiebiger Verbund) ist aufgrund der Ergebnisse von Haftverbundprufungen und Relativverschiebungsmessungen festzulegen. Wegen des Verbundes von Ergänzungsschicht und Mauerwerk werden die Schwindverformungen des PCC-Spritzmörtels behindert. Hierdurch entstehen Eigenspannungen im Verbundquerschnitt, die das Verformungsverhalten flachenhaftverstarkter Mauerwerkswände ebenso beeinflussen wie die Mitwirkung des Spritzmörtels auf Zug zwischen den Rissen.

4.1 Verbundfestigkeit von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk

Die Verbundfestigkeit der Ergänzungsschicht auf Mauerwerk wird durch Haftzug- und Haftscherfestigkeitswerte beschrieben, die Auskunft über die Höhe der erforderlichen Beanspruchung der Kontaktfläche geben, bei der eine Ablösung der Ergänzungsschicht zu erwarten ist. Es wurden Untersuchungen zur Bestimmung der Haftzug- und Haftscherfestigkeit von PCC-Mörtel auf Kalksandstein- bzw. Vollziegel-Mauerwerk durchgeführt. Die Ergebnisse der Haftzugprüfungen sind unter Angabe der variierten Parameter in Bild 4.1 dargestellt.

Die Haftzugfestigkeiten betragen an Bohrstellen außerhalb der Mauerwerksfugen 1,04...1,72 N/mm² und im Bereich von Fugen oder Fugenkreuzen nach Abzug der Fugenflachen 0,93...1,37 N/mm². Unter Berücksichtigung der großen Streuungen entsprechen die Haftzugfestigkeitswerte in etwa den Zugfestigkeitswerten der Mauersteine. Mit PCC-Mörteln kann somit ein optimaler Verbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht erreicht werden, dessen Haftzugfestigkeitswert größer als der Zugfestigkeitswert der verwendeten Mauersteine war. Ergänzungsschichten aus herkömmlichem Zementputz besitzen wesentlich schlechtere Verbundeigenschaften auf Mauerwerk. Trotz vorhandenen Spritzbewurfs wurde stets ein Abscheren der Putzschicht von der Mauersteinoberflache festgestellt. Ergänzungsschichten aus Zementputz sind für die Verstärkung von Mauerwerkswänden ungeeignet, da eine Ablösung der Verstärkungsschicht von der Wandoberfläche nicht ausgeschlossen werden kann.

Auf Haftbrucken kann verzichtet werden, da bei den Untersuchungen kein von ihnen ausgehender signifikanter Einfluß auf die Haftzugfestigkeit von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk festgestellt werden konnte. Außerdem besteht die Gefahr, daß sie auf stark wassersaugendem Mauerwerk als Trennschicht wirken.

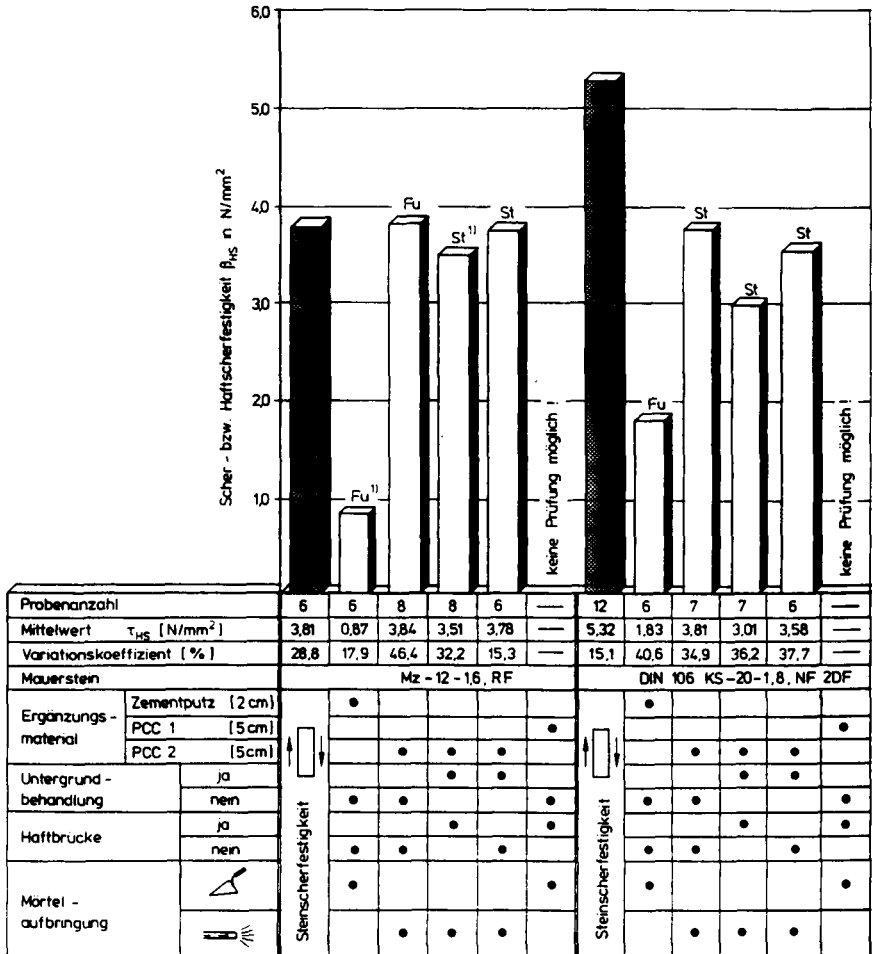


Probenanzahl	6	6	17	19	21	21	21	21	21	21	21	21	21	19	6	10	21	21	21	
Mittelwert	1,28	1,19	1,28	1,32	1,31	1,54	1,08	1,36	1,23	1,33	1,21	1,39	0,55	0,65	0,52	2,34	1,83	1,57	1,90	1,57
Variationskoeffizient [%]	49,2	44,5	40,6	30,3	38,9	39,6	38,0	32,4	37,4	42,9	27,3	47,5	60,0	36,9	59,6	32,4	45,1	18,5	23,3	15,9
Mauerstein	DIN 105 MZ -12 -1,6,RF															DIN 106 KS -20 -1,8,NF				
Ergänzungs-Material	Zementputz [2 cm]																			
	PCC 1 [5 cm]																			
	PCC 2 [5 cm]																			
Untergrund-Behandlung	ohne																			
	Tapfbürste u. Fugen auskratzen																			
	Sandstrahlen																			
Haftbrücke	ohne																			
	Spritzbewurf																			
	Haftbrücke																			
Mörtel - Aufbringung	Handeinbau																			
	Spritzen	min p																		
		max p																		

Bild 4.1: Ergebnisse von Haftzugprüfungen von PCC-Mörtel auf Mauerwerk [53]

Bild 4.2 zeigt die Ergebnisse von Haftscherprüfungen, bei denen die Belastung in Längsrichtung beidseitig beschichteter Mauersteine erfolgte [54]. Zu Vergleichszwecken wurde ebenfalls die Scherfestigkeit der Mauersteine bestimmt. Die Haftscherfestigkeitswerte geben die Größe der Kohäsionsspannungen β_K an, die für die Berechnung in der Kontaktfläche zwischen Mauerwerk und Ergänzungs-schicht übertragbaren Schubspannungen τ_U nach dem Coulomb'schen Reibungsgesetz (s. Gl. (3.18)) benötigt werden. Untersuchungen zur Bestimmung des Haftreibungsbeiwertes μ wurden nicht durchgeführt. An mit Zementmörtel verputzten Mauersteinen wurden die geringsten Haftscherfestigkeiten gemessen; der Putz scherte dabei von der Steinoberfläche ab. Versuchskörper, bei denen PCC-Mörtel im Handeinbau auf eine nicht sandgestrahlte Mauersteinoberfläche aufgebracht worden war, konnten nicht geprüft werden,

weil sich die Beschichtung trotz vorhandener Haftbrücke bereits vor Versuchsbeginn von der Mauerwerksoberfläche abgelöst hatte. In fast allen anderen Fällen wurden Scherbrüche in den Mauersteinen festgestellt. Die Haftscherfestigkeit gespritzter PCC-Mörtel war größer als die Scherfestigkeit der verwendeten Mauersteine. Durch die Versuchsergebnisse wurde der bei den Haftzugprüfungen festgestellte gute Verbund von PCC-Spritzmörtel auf Mauerwerk bestätigt. Ein gründliches Reinigen der Mauerwerksoberfläche von Putzresten durch Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen war auch hier Voraussetzung für einen guten Haftverbund. Im Handeinbau aufgebraachte Ergänzungsschichten aus PCC-Mörtel haben sich als nicht zweckmäßig erwiesen.



¹¹ Bruch in der Fuge (Fu) bzw. im Stein (St)

Bild 4.2: Ergebnisse von Haftscherfestigkeitsprüfungen an PCC-Mörtel auf Mauerwerk [54]

4.2 Relativverschiebungen von PCC-Spritzmörtelschichten auf biegebeanspruchtem Mauerwerk

Relativverschiebungen Δu benachbarter Schichten von Verbundquerschnitten beeinträchtigen die Tragfähigkeit von Verbundkonstruktionen. Ein Verbund gilt als starr, wenn Relativverschiebungen bei der Berechnung von Teilschnittgrößen, Spannungen und Verformungen vernachlässigt werden können. Bei Stahlverbundkonstruktionen ist dies der Fall, wenn im Gebrauchlastenzustand in der Verbundfuge zwischen Ortbeton und Stahlprofil geringere Relativverschiebungen als 0,1 mm bis 0,2 mm auftreten [4]. Dieser Grenzwert wird für flächenhaft verstärktes Mauerwerk übernommen.

Bild 4.3 zeigt den Verlauf gemessener Relativverschiebungen eines beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerksbalkens. Der vergleichsweise hochbewehrte Versuchskörper ($a_{s1} = a_{s2} = 8,84 \text{ cm}^2/\text{m}$) versagte durch Verbundbruch zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht. Hierbei wurden die größten, in eigenen Untersuchungen festgestellten Relativverschiebungen gemessen.

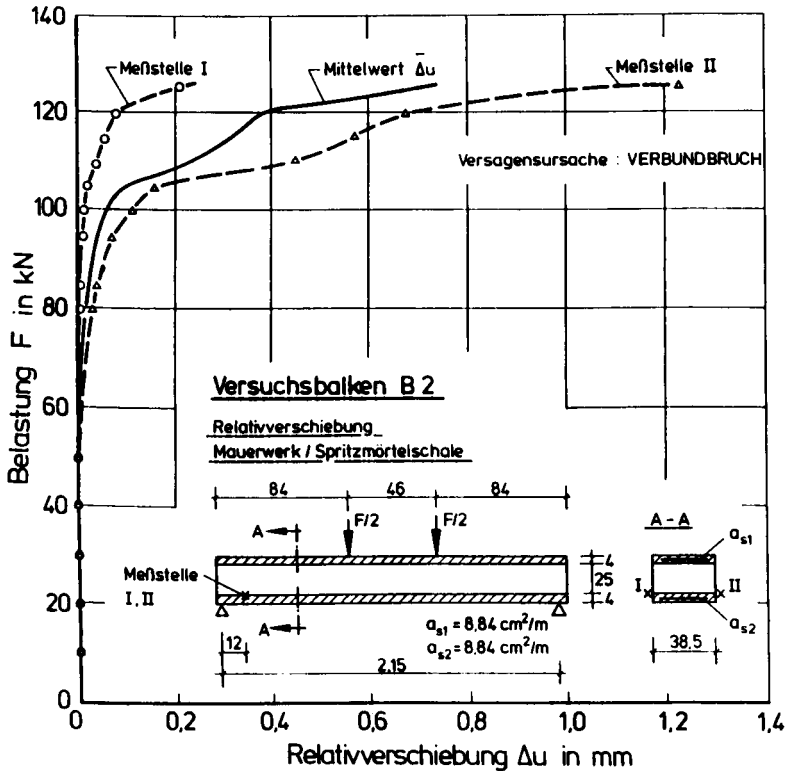


Bild 4.3: Relativverschiebungen der Ergänzungsschicht des Versuchskörpers B2

Relativverschiebungen von mehr als 0,2 mm wurden oberhalb des Gebrauchslastniveaus ab einer Belastung in Höhe von 86 % der Bruchlast gemessen. Bei der Prüfung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände wurden keine Verbundbrüche festgestellt [54]. Die dort gemessenen Relativverschiebungen betragen im Mittel 0,001 mm. Es wird erwartet, daß die Verbundfestigkeit von Ergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel auf sandgestrahlten Mauerwerksflächen im Regelfall nicht überschritten wird. Die Relativverschiebungen bleiben so klein, daß sie rechnerisch nicht berücksichtigt werden müssen. Es wird daher von starrem Verbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht ausgegangen.

4.3 Eigenspannungen aus behindertem Schwinden der Ergänzungsschicht

Infolge des behinderten Schwindens des PCC-Spritzmörtels wird das Mauerwerk und die Bewehrung der Verstärkungsschicht durch Druckspannungen beansprucht. In der Spritzmörtelschicht treten Zugspannungen auf, deren Höhe die Größe der anrechenbaren Zugfestigkeit des PCC-Spritzmörtels $\beta_{Z,sp}^{(R)}$ bestimmt, die für die Berechnung des tension-stiffening benötigt wird (s. Abschnitt 6.3.3). Die Eigenspannungen wurden mit Hilfe eines von Frey entwickelten Berechnungsverfahrens ermittelt [19...21]. Das Verfahren gilt für stabförmige Tragwerke, deren Querschnittsschichten starr miteinander verbunden sind. Es wird vorausgesetzt, daß der Tragquerschnitt während seiner Verformung eben bleibt und daß Ribbildungen vernachlässigt werden können. Der starre Verbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht wurde in den Abschnitten 4.1 und 4.2 nachgewiesen. Es wird zunächst angenommen, daß Mauerwerkswände vor ihrer Verstärkung im wesentlichen durch Normalkräfte beansprucht werden und daß Eigenspannungen die Zugfestigkeit des Spritzmörtels nicht überschreiten.

Das Verfahren von Frey basiert auf der von Trost [124] entwickelten Gl. (4.1), mit der zeitabhängige Verformungen betonartiger Werkstoffe berechnet werden können:

$$\epsilon_{b,t} = \frac{\sigma_{b,0}}{E_b} [1 + \varphi_b(t, t_0)] + \frac{\sigma_{b,t} - \sigma_{b,0}}{E_b} [1 + \rho_b \cdot \varphi_b(t, t_0)] + \epsilon_s(t, t_0) \quad (4.1)$$

Es werden Kriechbeiwerte φ_i , Relaxationsbeiwerte ρ_j und Schwindverformungswerte ϵ_{sj} von Mauerwerk und PCC-Spritzmörtel benötigt, deren Bestimmung im folgenden gezeigt wird.

a) Mauerwerk:

Der zeitliche Verlauf des Schwindens während eines bestimmten Zeitintervalls ($t_2 - t_1$) kann aus

$$\epsilon_s(t_2 - t_1) = \epsilon_{s\infty} \cdot (\alpha_s, t_2 - \alpha_s, t_1) \quad (4.2)$$

berechnet werden. In Tabelle A 4.2 sind Endschwindmaße $\epsilon_{s\infty}$ unterschiedlichen Mauerwerks zusammengestellt. $\epsilon_{s\infty}$ beträgt bei Kalksandstein-Mauerwerk ca. 0,2 ‰. Bild A 4.1 zeigt ein Diagramm, aus dem die von der wirksamen Mauerwerksdicke d_{ef} abhängigen α_s -Werte entnommen werden können.

Wie bei Beton ist auch bei Mauerwerk das Kriechen als Summe von bleibender "rascher Anfangsverformung" ϵ_{bl} , irreversibler Fließverformung ϵ_f und verzögert elastischer Verformung ϵ_{ve} definiert. Der Kriechbeiwert von Mauerwerk φ_{mw} gibt das Verhältnis von Kriechverformung ϵ_k und der Verformung ϵ_v an, die bei der Bestimmung des E-Moduls von Mauerwerk $E_{D,mw}$ nach DIN 18554 bei einer Auflastspannung von $\sigma_x = 1/3 \beta_{D,mw}$ gemessen wird. Da im Gegensatz zu Beton $E_{D,mw}$ als Sekantenmodul definiert ist und nach einmaliger Belastung des Prüfkörpers bestimmt wird, sind in ϵ_v neben elastischer und rascher Anfangsverformung auch geringe Kriechanteile enthalten. Daher wird im Mauerwerksbau die Kriechverformung ϵ_k nach [109] bestimmt aus:

$$\epsilon_k = \epsilon_f + \epsilon_{ve} \quad (4.3)$$

Tabelle A 4.1 enthält eine Zusammenstellung von Kriechbeiwerten für Mauerwerk [25]. Die φ_{mw} -Werte für Vollziegelmauerwerk liegen im Mittel zwischen 1,2 und 1,8, für KS-Mauerwerk zwischen 1,2 und 1,6. Die für bestimmte Kriechintervalle ($t_2 - t_1$) maßgebenden Kriechzahlen $\varphi(t_2 - t_1)$ können berechnet werden aus:

$$\varphi(t_2 - t_1) = \varphi_{k\infty} (\text{rel } \epsilon_{k2} - \text{rel } \epsilon_{k1}) \quad (4.4)$$

Bild A 4.2 enthält ein Diagramm zur Bestimmung der relativen Kriechdehnungen $\text{rel } \epsilon_k$ als Funktion von der Kriechzeit t . Der Anteil verzögert elastischer Verformungen an der Kriechzahl $\varphi_{ve|k\infty} = \epsilon_{ve|k\infty} / \epsilon_v$ beträgt für Mauerwerk im Mittel 0,25 [109]. Für Vollziegelmauerwerk und KS-Mauerwerk (MG II, III) variiert $\varphi_{ve|k\infty}$ zwischen 0 und 0,54 bzw. 0,24 und 0,36. Der Relaxationsbeiwert ρ_{mw} von Mauerwerk kann nach [110] bestimmt werden aus:

$$\rho_{mw} = \frac{1}{1 + \varphi} \quad (4.5)$$

b) PCC-Spritzmörtel

Tabelle A 3.6 enthält gemessene Schwindverformungen des zugrunde gelegten PCC-Spritzmörtels. Das Schwindmaß nach 90tägiger Lagerung in Normalklima (DIN 50 014 - 23/50-2) beträgt 0,95 ‰. Das zeitabhängige Schwindmaß $\epsilon_{s,t}$ kann bestimmt werden aus:

$$\epsilon_{s,t} = \epsilon_{s0} (k_{s,t} - k_{s,t0}) \quad (4.6)$$

Das Grundswindmaß von PCC-Spritzmörtel ϵ_{s0} wurde durch Rückrechnung in Anlehnung an DIN 4227 [145] unter Berücksichtigung der wirksamen Körperdicke d_w zu $\epsilon_{s0} = -1,23 ‰$ bestimmt. Es ist doppelt so hoch wie bei Normalbeton. Die $k_{s,t}$ - bzw. $k_{s,t0}$ -Werte wurden nach DIN 4227, Bild 3 berechnet.

Untersuchungen von Konietzko [49] über polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten kunststoffmodifizierter, zementgebundener Betone haben ergeben, daß sich das Kriechverhalten von PCC-Beton erheblich von dem von Normalbeton unterscheiden kann. Es wurde im Regelfall eine Erhöhung der Kriechverformungen festgestellt, deren Größe vom k/z -Wert und von der Art des Kunststoffzusatzes abhängt. Kriechkurven des hier zugrunde gelegten Butadien-Styrol-modifizierten PCC-Mörtels existieren bisher nicht. Daher wurden die in [49] gemessenen

Kriechverformungen zur Abschätzung des Kriechverhaltens des PCC-Mörtels verwendet. Tabelle A 4.3 enthält die Ergebnisse der Kriechuntersuchungen an kunststoffmodifizierten Betonen [49]. Der Kriechbeiwert von PCC-Spritzmörtel

$$\varphi_t = \frac{\epsilon_k}{\epsilon_e} \quad (4.7)$$

gibt das Verhältnis von Kriechdehnung zu elastischer Verformung an. Gemäß DIN 4227 Teil 1, Abschnitt 8.3 können Kriechzahlen für beliebige Kriechintervalle aus

$$\varphi_t = \varphi_{t_0} (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 k_v(t-t_0) \quad (4.8)$$

berechnet werden. Die Grundfließzahl φ_{t_0} ist ebenfalls Tabelle A 4.3 zu entnehmen. Der Relaxationsbeiwert ρ berücksichtigt den Einfluß der alterungsbedingten, verminderten Kriechfähigkeit auf die Spannungsänderung $\sigma_\varphi = \sigma_t - \sigma_0$. Die Größe von ρ wird für PCC-Mörtel näherungsweise wie bei Normalbeton mit 0,8 angenommen.

Bild 4.4 enthält Gleichungen zur Bestimmung von Belastungs- und Umlagerungsschnittgrößen, die für die Berechnung schwindbedingter Eigenspannungen der in [54] geprüften, flächenhaft verstärkten Mauerwerkswände verwendet wurden.

Zunächst sind die auf den Verbundquerschnitt zum Zeitpunkt t_0 wirkenden Schnittgrößen M_0 und N_0 in die Einzelschichten beanspruchende anteilige Schnittkräfte $M_{j,0}$ und $N_{j,0}$ umzurechnen (Bild 4.4: Gl. (4.13; 4.14)). $M_{j,0}$ und $N_{j,0}$ werden als Umlagerungsursache bezeichnet [19].

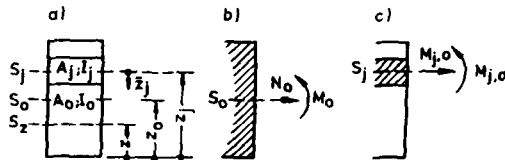
Die zum Zeitpunkt $t = t_0$ in den Teilquerschnitten wirkenden Spannungen $\sigma_{j,0}$ werden berechnet aus:

$$\sigma_{j,0} = \frac{N_{j,0}}{A_j} + \frac{M_{j,0}}{J_j} \cdot z_j \quad (4.23)$$

Die durch das Schwinden des Spritzmörtels hervorgerufenen Druckspannungen im Mauerwerk werden durch Kriechen teilweise wieder abgebaut. Während des Zeitintervalls $\Delta t = t - t_0$ ändert sich die Größe der Teilschnittkräfte. Die Schwindverformungen der Spritzmörtelschicht j werden durch die Schwinddehnungen ϵ_{sj} beschrieben. Die Änderung der Teilschnittkräfte wird durch fiktive Gesamtschnittgrößen $M_{\varphi}^0 = M_\varphi$ und $N_{\varphi}^0 = N_\varphi$ verursacht, aus denen die anteiligen Umlagerungsschnittgrößen $M_{j,\varphi}$ und $N_{j,\varphi}$ zu bestimmen sind (Bild 4.4: Gl. (4.19...4.22)).

Durch Einsetzen der Umlagerungsschnittgrößen in Gl. (4.24) erhält man die Spannungsänderungen $\sigma_{j,\varphi}$, die sich während des Zeitintervalls $\Delta t = t - t_0$ eingestellt haben. Es ist

$$\sigma_{j,\varphi} = \frac{N_{j,\varphi}}{A_j} + \frac{M_{j,\varphi}}{J_j} \cdot z_j \quad (4.24)$$



Schnittkraftanteile infolge der Gesamtschnittgrößen M_0 und N_0 zum Zeitpunkt t_0

- a) Allgemeiner Verbundquerschnitt und Bezeichnungen
 b) Gesamtschnittgrößen M_0 und N_0 in der Schwerlinie S_0 des idealen Gesamtquerschnitts
 c) Schnittkraftanteile $M_{j,0}$ und $N_{j,0}$ in der Schwerlinie S_j des Teilquerschnitts j

auf gewählten E-Modul E_B bezogene ideale Querschnittswerte:

$$A_0 = \sum_{j=1}^{j=m} n_j A_j \quad (4.9)$$

$$z_0 = \frac{1}{A_0} \sum_{j=1}^{j=m} n_j A_j z_j \quad (4.10)$$

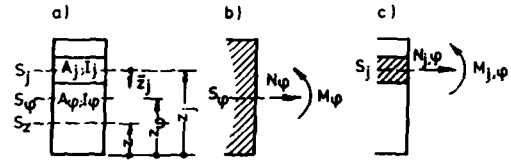
$$J_0 = \sum_{j=1}^{j=m} n_j [J_j + A_j (z_0 - z_j)^2] \quad (4.11)$$

$$\text{mit } n_j = E_j / E_B \quad (4.12)$$

Schnittkraftanteile der Teilquerschnitte:

$$M_{j,0} = n_j \cdot J_j \frac{M_0}{J_0} \quad (4.13)$$

$$N_{j,0} = n_j \cdot A_j \left[\frac{N_0}{A_0} + \frac{M_0}{J_0} (z_0 - z_j) \right] \quad (4.14)$$



Umlagerungsgrößen infolge des zeitabhängigen Werkstoffverhaltens der Teilquerschnitte im Zeitraum von t_0 bis t

- a) Allgemeiner Verbundquerschnitt und Bezeichnungen
 b) Gesamtschnittgrößen M_ϕ und N_ϕ in der Schwerlinie S_ϕ des fiktiven idealen Gesamtquerschnitts
 c) Umlagerungsgrößen $M_{j,\phi}$ und $N_{j,\phi}$ in der Schwerlinie S_j des Teilquerschnitts j

fiktive ideale Querschnittswerte:

$$A_\phi = \sum_{j=1}^{j=m} c_j n_j A_j \quad (4.15)$$

$$z_\phi = \frac{1}{A_\phi} \sum_{j=1}^{j=m} c_j n_j A_j z_j \quad (4.16)$$

$$J_\phi = \sum_{j=1}^{j=m} c_j n_j [J_j + A_j (z_\phi - z_j)^2] \quad (4.17)$$

$$c_j = \frac{1}{1 + \beta_j \psi_j} \quad (4.18)$$

fiktive Gesamtschnittgrößen (stat. best. Systeme)

$$N_\phi^0 = \sum_{j=1}^{j=m} c_j [\psi_j N_{j,0} + E_j A_j \epsilon_{sj}] = N_\phi \quad (4.19)$$

$$M_\phi^0 = \sum_{j=1}^{j=m} c_j [\psi_j M_{j,0} + (E_j N_{j,0} + E_j A_j \epsilon_{sj}) (z_\phi - z_j)] = M_\phi \quad (4.20)$$

Umlagerungsschnittgrößen für den Teilquerschnitt j :

$$M_{j,\phi} = c_j n_j J_j \frac{M_\phi}{J_\phi} - c_j \psi_j M_{j,0} \quad (4.21)$$

$$N_{j,\phi} = c_j n_j A_j \left[\frac{N_\phi}{A_\phi} + \frac{M_\phi}{J_\phi} (z_\phi - z_j) \right] - c_j [E_j N_{j,0} + E_j A_j \epsilon_{sj}] \quad (4.22)$$

Bild 4.4: Belastungs- und Umlagerungsschnittgrößen $M_{j,0}$ und $N_{j,0}$ bzw. $M_{j,\phi}$ und $N_{j,\phi}$ infolge des zeitabhängigen Verformungsverhaltens der Einzelschichten von Verbundquerschnitten [19]

Die zum Zeitpunkt t wirkenden Spannungen und Schnittgrößen sind durch Addition zum Zeitpunkt t_0 vorhandener Zustandsgrößen mit den im Zeitintervall $\Delta t = t - t_0$ eingetretenen Zustandsänderungen zu berechnen.

Falls die Umlagerungsschnittgrößen für ein Zeitintervall $t_2 - t_1$ zu bestimmen sind, das nicht mit dem Belastungszeitpunkt t_0 beginnt, so sind die Schnittgrößen $M_{j,t1}$ und $N_{j,t1}$ nach [19] näherungsweise zu ermitteln aus:

$$M_{j,t1} = M_{j,0} + M_{j,\varphi(t_1)} \quad \text{bzw.} \quad N_{j,t1} = N_{j,0} + N_{j,\varphi(t_1)} \quad (4.25 \dots 4.26)$$

Statt der Kriechzahl φ_j ist die Differenzkriechzahl $\Delta\varphi_j(t_2 - t_1)$ bzw. statt des Schwindmaßes ϵ_{sj} das Differenzschwindmaß $\Delta\epsilon_{sj}$ in die Glm. (4.20) bis (4.23) einzusetzen. Es ist

$$\Delta\varphi_j(t_2 - t_1) = \varphi_j(t_2) - \varphi_j(t_1) \quad \text{bzw.} \quad \Delta\epsilon_{sj}(t_2 - t_1) = \epsilon_{sj}(t_2) - \epsilon_{sj}(t_1) \quad (4.27 \dots 4.28)$$

Bild 4.5 zeigt beispielhaft den Eigenspannungsverlauf einer einseitig mit einer betonstahlbewehrten Ergänzungsschicht verstärkten Mauerwerkswand W5 [54].

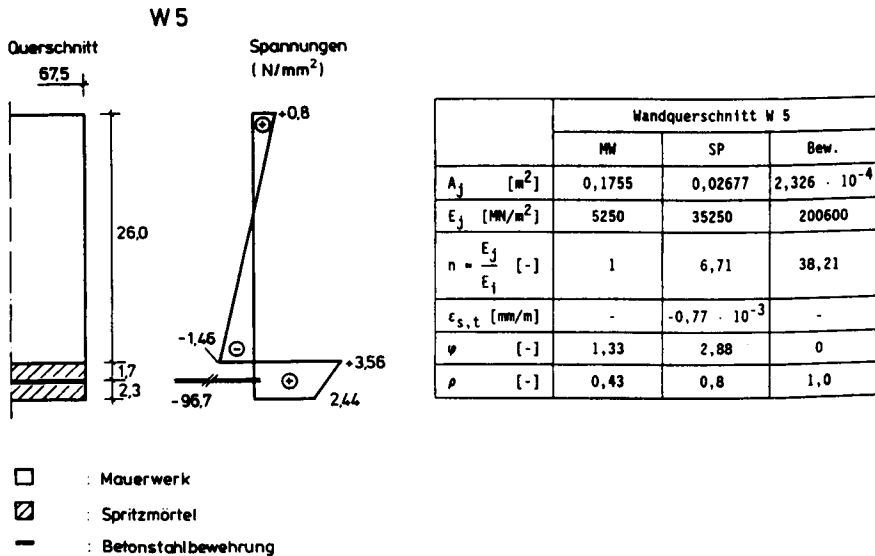


Bild 4.5: Eigenspannungsverlauf im Tragquerschnitt der verstärkten Mauerwerkswand W5 [54]

Die Versuchswände aus [54] wurden vor ihrer Prüfung im Wandprüfstand nur durch das behinderte Schwinden der Ergänzungsschichten beansprucht. Daher waren die Schwindverformungen ϵ_{sj} die einzige Ursache für die Spannungsumlagerungen im Verbundquerschnitt. Die Eigenspan-

nungswerte waren somit mit den Spannungsänderungen $\sigma_{i,\psi}$ identisch.

4.4 Mitwirkung des PCC-Spritzmörtels betonstahlbewehrter Ergänzungsschichten auf Zug zwischen den Rissen (tension stiffening)

Nach einsetzender Rißbildung in betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ist die Zugtragfähigkeit des PCC-Mörtels noch nicht erschöpft. Nach Überschreitung eines Kleinstwertes der Spritzmörtelzugfestigkeit entsteht ein erster Riß, der einen fortschreitenden Prozeß zunehmender Rißbildung ankündigt. Die Rißbildung ist abgeschlossen, wenn ein oberer Grenzwert der vorhandenen Zugfestigkeit überschritten ist. Normalkraft-Dehnungslinien zentrisch gezogener **Stahlbetonstäbe** zeigen, daß nach weitestgehendem Abschluß der Rißbildung ein nicht unerheblicher Abstand zwischen gemessenen Normalkraft-Dehnungskombinationen und einer theoretischen Linie besteht, die den reinen Zustand II beschreibt. Dieser Abstand kennzeichnet die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen ("tension stiffening"), vgl. Bild 4.6.

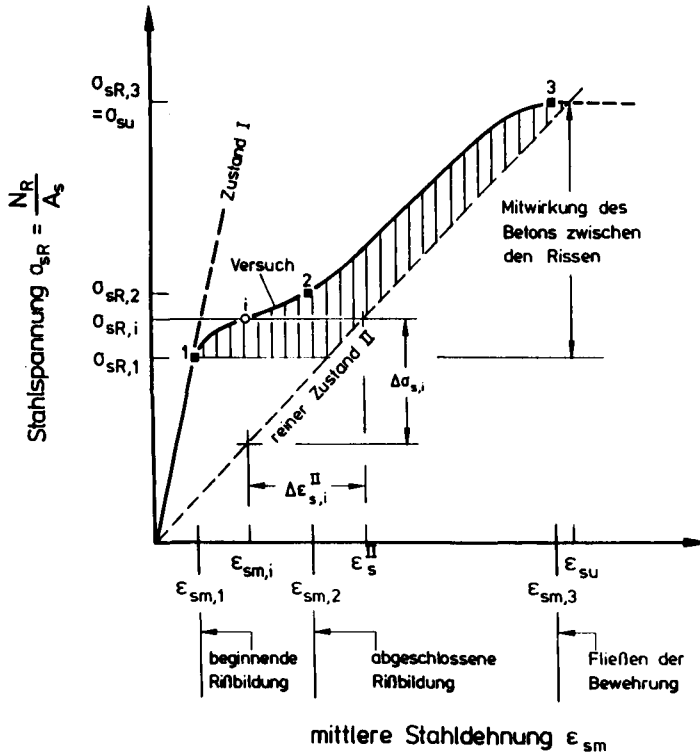


Bild 4.6: Qualitative Darstellung des tension-stiffening am Beispiel eines gezogenen Stahlbetonstabes

Mit σ_{sR} wird die Reißstahlspannung, mit ϵ_{sm} die über gerissene und ungerissene Bereiche hinweg gemittelte Stahldehnung bezeichnet. Die Dehnungsdifferenz $\Delta\epsilon_{s,i}$ im Bereich des i-ten Risses charakterisiert die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. Die Spannungsgröße $\Delta\sigma_{s,i}$ gibt die Zunahme der übertragbaren Stahlspannung an, die durch das tension-stiffening ermöglicht wird.

Die für das tension-stiffening typische Kurvenform ist auch bei Momenten-Krümmungs-Linien biegebeanspruchter Stahlbetonbalken [114] und biegebeanspruchter Mauerwerkswände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten feststellbar (Bild 4.7).

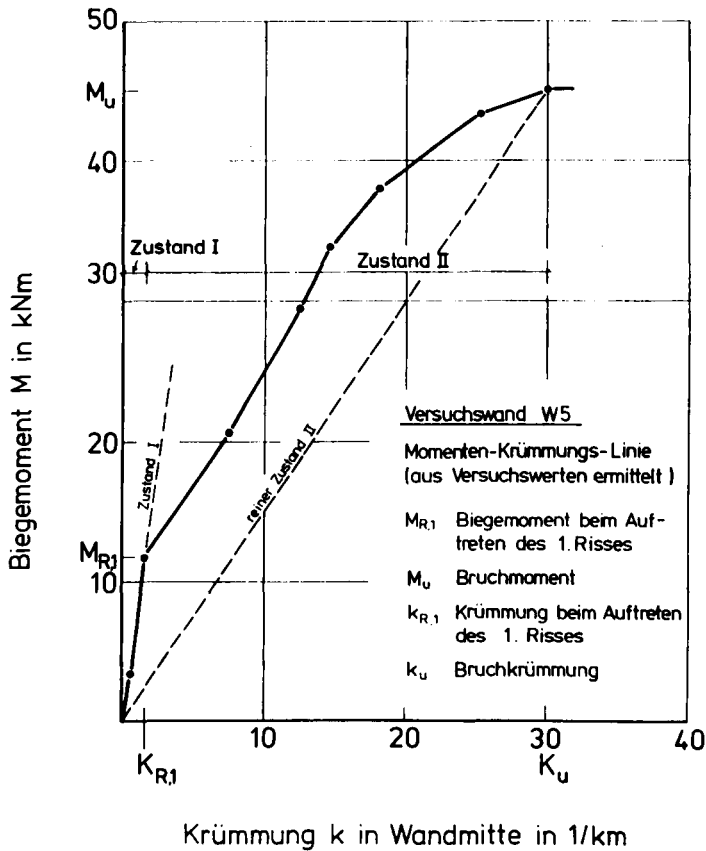


Bild 4.7: Momenten-Krümmungs-Linie der flächenhaft verstärkten Mauerwerkswand W5

Sie steht im direkten Zusammenhang mit dem Ribbildungsfortschritt, der bei biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen in Abhängigkeit von der Biegezugfestigkeit des Betons formuliert wird. Bei flächenhaft verstärkten Mauerwerkswänden wird im Gegensatz dazu die zentrische Zugfestigkeit des Spritzmörtels als Bezugsgröße gewählt, da die Spritzmörtelschicht näherungsweise

als Zugglied wirkt und die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks vernachlässigbar klein ist.

Der Ribbildungsfortschritt gezogener Stahlbetonstäbe wird mit Hilfe einer Dichtefunktion für die Betonzugfestigkeit in Form der Gaußschen Normalverteilung beschrieben [114]. Der erste Rib entsteht, wenn der 5 %-Fraktilewert der Betonzugfestigkeit $\beta_{bZ,5}$ überschritten wird. Der Ribbildungsprozess ist abgeschlossen, wenn die Betonspannung den 95 %-Fraktilewert der Betonzugfestigkeit $\beta_{bZ,95}$ erreicht. Diese Betrachtungsweise wird als Modell für den Ribbildungsprozess biegebeanspruchter Mauerwerkswände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten übernommen. Wird nur der Bereich oberhalb der den reinen Zustand II beschreibenden gestrichelten Linien von Bild 4.6 betrachtet und die Spritzmörtel-Zugspannung $\sigma_{Z,sp}$ auf der Ordinatennachse eines Spannungs-Dehnungsdiagramms als Funktion von der Dehnung des Spritzmörtels aufgetragen, ergibt sich die in Bild 4.8 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie.

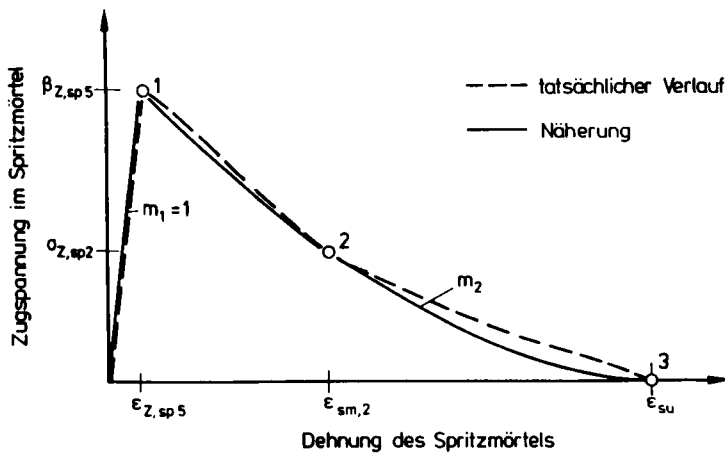


Bild 4.8: Spannungs-Dehnungs-Linie zugbeanspruchten Spritzmörtels einer betonstahlbewehrten Ergänzungsschicht (qualitative Darstellung)

Sie beschreibt den tension-stiffening-Effekt durch das Werkstoffgesetz des zugbeanspruchten Spritzmörtels. Die zugehörige Spannungsfunktion wurde in Abschnitt 3.1 (Gln. (3.9...3.12)) angegeben. Zur Berechnung des "abfallenden Astes" der Spannungs-Dehnungslinie, dessen Verlauf durch den Exponenten m_2 bestimmt wird, werden die Zahlenwerte folgender Größen benötigt:

Stützstelle 1: - 5 %-Fraktile der Spritzmörtelzugfestigkeit $\beta_{Z,sp5}$ (Erstribbildung)
zu $\beta_{Z,sp5}$ gehörende Dehnung $\epsilon_{Z,sp5}$

Stützstelle 2: - Spritzmörtelspannung $\sigma_{Z,sp2}$ während des Auftretens des letzten Risses
zu $\sigma_{Z,sp2}$ gehörige "verschmierte" Stahldehnung der Bewehrung der
Spritzmörtelschicht $\epsilon_{sm,2}$

Stützstelle 3: - Fließdehnung des Stahls ϵ_{su} , bei der keine Mitwirkung des Spritzmörtels auf Zug mehr feststellbar ist.

$\sigma_{Z,sp2}$ und $\epsilon_{sm,2}$ ist von dem Verbundverhalten der in der Ergänzungsschicht vorhandenen Bewehrung abhängig. Verbundgesetze geben die Beziehung zwischen Verbundspannung und Verschiebung des Bewehrungsstabes an [46;47;105]. Zur Beschreibung des tension-stiffening ist die Kenntnis der Verbundspannungsverteilung $\tau_v(x)$ im Einleitungsbereich der Stahzugkraft zwischen zwei benachbarten Rissen und der Verschiebung $u(x)$ des Bewehrungsstabes längs des Lasteinleitungsbereiches erforderlich (Bild 4.9).

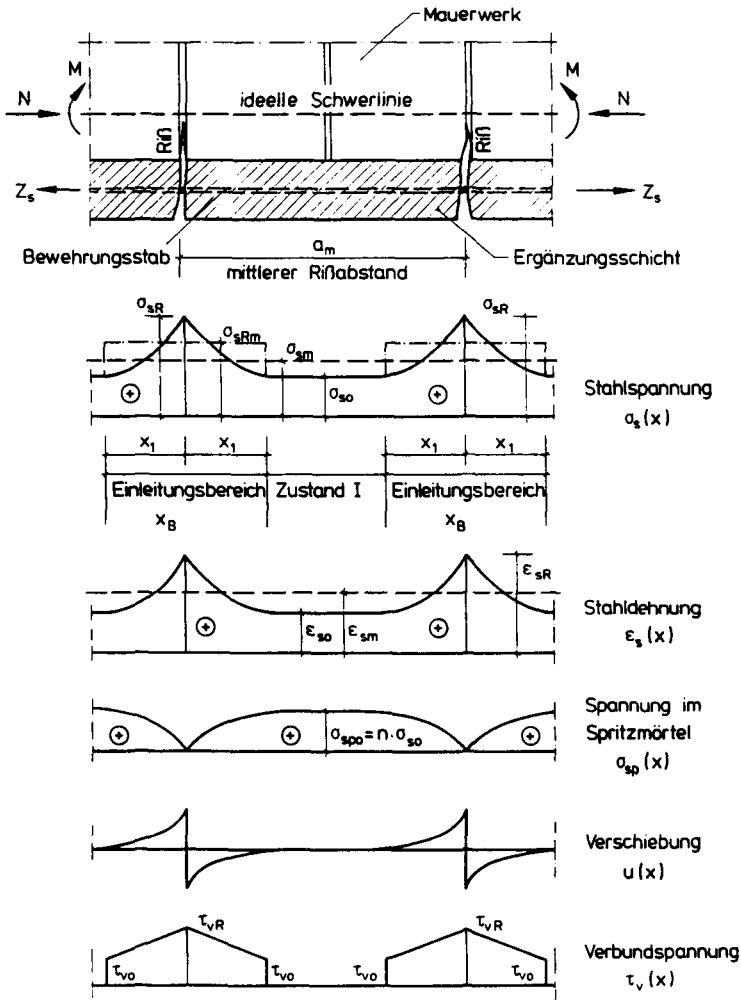


Bild 4.9: Qualitativer Verlauf von Spannungs-, Dehnungs- und Weggrößen zwischen zwei Rissen (Rißbildungsprozeß noch nicht abgeschlossen)

Die Beziehung zwischen $\tau_v(x)$ und $u(x)$ wird durch die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes beschrieben [65;81]. Zu deren Bestimmung sind die Spannungsänderungen eines auf Zug beanspruchten Elementes der Spritzmörtelschicht zu betrachten, die sich aus der Verbundwirkung zwischen Bewehrungsstab und umgebendem Mörtel ergeben (Bild 4.10).

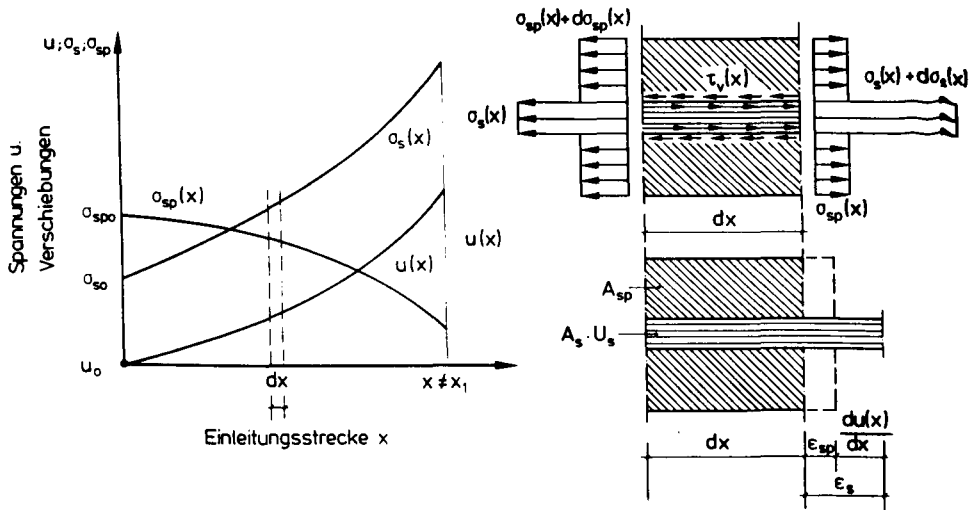


Bild 4.10: Spannungsänderungen eines zugbeanspruchten Ergänzungsschichtelementes

Aus dem Gleichgewicht zwischen Verbundspannung $\tau_v(x)$ und der Spannungsänderung $d\sigma_s(x)$ erhält man

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \frac{4}{d_s} \cdot \tau_v(x) \quad (4.29)$$

Wird die Gleichung $\sigma_{sp}(x) = \sigma_{sp0} - \mu(\sigma_s(x) - \sigma_{s0})$ für die Spritzmörtelspannung zwischen Rißflanke und Endpunkt des Einleitungsbereiches der Stahlzugkraft mit $E_{sp} = E_o/n$ in die Formel der Verschiebungsänderung zwischen Bewehrung und Spritzmörtel $du(x)/dx = \epsilon_s - \epsilon_{sp}(x)$ eingesetzt, diese anschließend nach dx abgeleitet und in Gl. (4.29) eingesetzt, so ergibt sich hieraus schließlich die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

$$\frac{d^2u(x)}{dx^2} = \frac{(1 + n \cdot \mu)}{E_s} \cdot \frac{4}{d_s} \tau_v(x) \quad \text{mit } \mu = \frac{A_s}{A_{sp}} \quad \text{und } n = \frac{E_s}{E_{sp}} \quad (4.30 \dots 4.32)$$

Die Herleitung von Gl. (4.30) wird in [114] im einzelnen beschrieben. Die Verbundspannung $\tau_v(x)$ hängt von der Verschiebung $u(x)$ ab, die sich längs der Einleitungsstrecke x ändert. Die exakte Lösung von Gl. (4.30) erfordert einen erheblichen Rechenaufwand. Daher wurden Näherungsansätze entwickelt [47], die von einer linearen Verbundspannungsverteilung

$$\tau_v(x) = \tau_{v0} + k_v \cdot x \quad (4.33)$$

ausgehen (Bild 4.11).

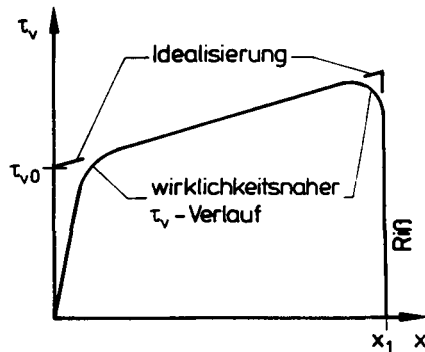


Bild 4.11: Verbundspannungsverteilung nach [47]

τ_{v0} gibt den Spannungsanteil aus Haftverbund und $k_v \cdot x$ den Anteil aus Scherverbund an. Wird Gl. (4.33) in Gl. (4.29) eingesetzt, so ergibt sich hieraus

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \frac{4}{d_s} (\tau_{v0} + k_v \cdot x) \quad (4.34)$$

Die Stahlspannung $\sigma_s(x)$ errechnet sich nach einmaliger Integration von Gl. (4.34) zu

$$\sigma_s(x) = \frac{4}{d_s} \cdot \tau_{v0} \cdot x + \frac{2}{d_s} \cdot k_v \cdot x^2 + \sigma_{s0} \quad (4.35)$$

Tabelle 4.1 enthält eine Zusammenstellung von Verbundbeiwerten k_{v0} und k_{v1} von Betonstahl mit üblichen Stabdurchmessern der Einzelstäbe von Betonstahlmatten. Die Verbundbeiwerte wurden von Svensvik auf der Grundlage eines Näherungsverfahrens von Koch für Normalbeton berechnet [119;47]. Sie erscheinen näherungsweise auch für PCC-Spritzmörtel anwendbar, da aufgrund der hier vorausgesetzten geringen k/z -Werte keine wesentlichen Änderungen des Verbundverhaltens im Vergleich zu Normalbeton erwartet werden.

β_{wm}	20	30	40	50	60					
τ_{v0}	1,33	2,00	2,66	3,33	4,00					
[N/mm ²]										
d_s	k_{v0}	k_{v1}	k_{v0}	k_{v1}	k_{v0}	k_{v1}	k_{v0}	k_{v1}	k_{v0}	k_{v1}
[mm]	10 · k_{v0} [N/mm ² cm] und 1000 · k_{v1} [1/cm]									
6	0,52	0,63	1,09	0,94	1,67	1,27	2,39	1,56	3,18	1,84
8	0,49	0,54	0,97	0,81	1,48	1,10	2,09	1,35	2,77	1,60
10	0,47	0,48	0,89	0,73	1,35	0,99	1,92	1,27	2,53	1,42
12	0,47	0,43	0,84	0,66	1,26	0,90	1,77	1,10	2,32	1,30

Tabelle 4.1: Verbundspannungswerte für gerippte Betonstahlstäbe [119]

Bei Bewehrungsmatten mit Doppelstäben gelten die Verbundbeiwerte von Tabelle 4.1 in Abhängigkeit des Ersatzdurchmessers $d_{sv} = d_s \sqrt{2}$. Zwischenwerte sind linear zu interpolieren. Der Zahlenwert von k_v in Gl. (4.35) ist zu bestimmen aus:

$$k_v = k_{v0} + k_{v1} \cdot \sigma_{s0} \quad (4.36)$$

Zur weiteren Beschreibung des tension-stiffening wird auf Bild 4.12 Bezug genommen.

Das Stadium der Erstrübildung ist erreicht, wenn die Zugspannungen in der Ergänzungsschicht den 5 %-Fraktilwert der Spritzmörtelzugfestigkeit $\beta_{Z,sp,5}$ überschreiten. Es ist

$$\beta_{Z,sp5} = \beta_{Z,sp} (1 - u_5 \cdot V_k) \quad (4.37)$$

In [114] wird der Variationskoeffizient V_k der Betonzugfestigkeit mit 10 % angegeben. Bei der Auswertung der Ergebnisse von Zugprüfungen an Spritzmörtelprismen wurden Variationskoeffizienten (Stichprobenwerte) zwischen 6,5 % und 8,85 % festgestellt (s. Tabelle A 3.13). Der in [114] angegebene V_k -Wert von 10 % wird für PCC-Spritzmörtel als Variationskoeffizient der Grundgesamtheit übernommen. Dann ist

$$\beta_{Z,sp5} = \beta_{Z,sp} \cdot 0,835 \quad (4.38)$$

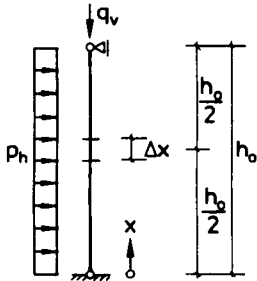
Die Dehnung des Spritzmörtels während des Erstrisses beträgt:

$$\epsilon_{Z,sp5} = \frac{\beta_{Z,sp5}}{E_{0,sp}} = \epsilon_{sm,1} \quad (\text{s. Bild 4.8, Stützstelle 1}) \quad (4.39)$$

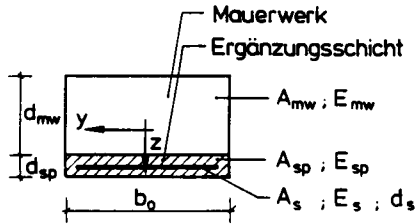
Die Stahlspannung σ steigt dabei von

$$\sigma_{s0} = \epsilon_{Z,sp5} \cdot E_{0,s} \quad \text{auf} \quad \sigma_{sR,1} = \frac{N_{R1}}{A_s} \approx \frac{\beta_{Z,sp5}}{\mu_z} \quad (4.40 \dots 4.41)$$

Statisches System



Tragquerschnitt bei $x = h_0/2$



Last - Verformungs - Linie der Ergänzungsschicht

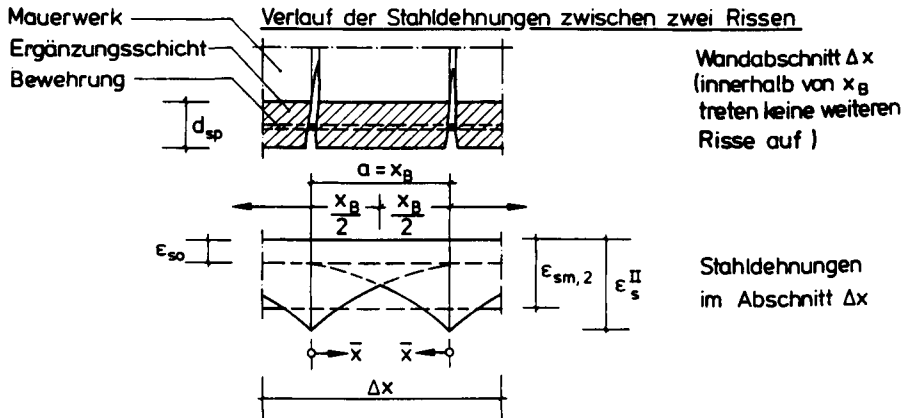
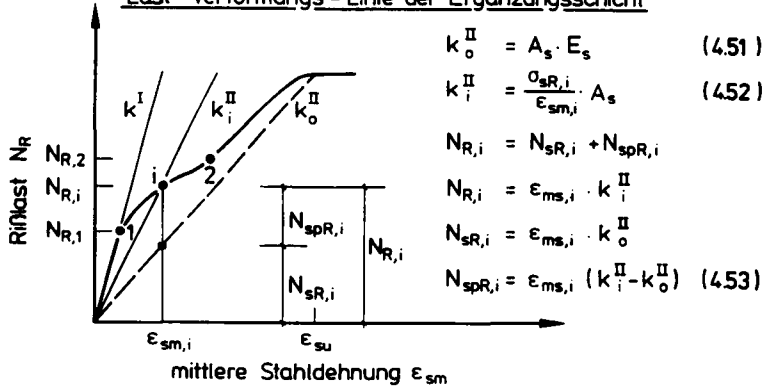


Bild 4.12: Mitwirkung des Spritzmörtels betonstahlbewehrter Ergänzungsschichten auf Zug zwischen den Rissen

Die Rißlast ist aus

$$N_{R,1} \approx A_{sp}(\beta_{Z,sp5} + \mu_Z \cdot \sigma_{so}) \quad \text{mit } A_{sp} = b_0 \cdot d_{sp} \quad \text{und} \quad \mu_Z = \frac{A_s}{A_{sp}} \quad (4.42 \dots 4.44)$$

zu berechnen. Der Rißbildungsprozeß ist abgeschlossen, wenn die Zugspannung in der Spritzmörtelschicht

$$\beta_{Z,sp95} = \beta_{Z,sp} \cdot (1 + u_{95} \cdot V_k) = 1,165 \beta_{Z,sp} \quad (4.45)$$

überschreitet. Die Stahldehnung vergrößert sich von

$$\sigma_{so,95} = n \cdot \beta_{Z,sp95} \quad \text{auf} \quad \sigma_{sR,2} = \beta_{Z,sp95} / \mu_Z \quad (4.46 \dots 4.47)$$

Aus Gl. (4.35) errechnet sich mit der Stahlspannung

$$\sigma_s(x = x_B) = \sigma_{sR,95} \quad \text{und dem Verbundspannungskoeffizienten}$$

$$k_{v,95} = k_{v0} + k_{v1} \cdot \sigma_{so,95} \quad (\text{s. Gl. (4.36)})$$

die Länge des Lasteinleitungsbereiches x_B (s. Bild 4.12) zwischen zwei Rißflanken aus:

$$x_B = - \frac{\tau_{v0}}{k_{v,95}} + \sqrt{\left(\frac{\tau_{v0}}{k_{v,95}}\right)^2 + (\sigma_{sR,2} - \sigma_{so,95} \cdot \frac{d_s}{2 k_{v,95}})} \quad (4.48)$$

Die mittlere Stahldehnung $\epsilon_{sm,2}$ (siehe Bild 4.12 und Bild 4.8, Stützstelle 2) wird aus

$$\epsilon_{sm,2} = \frac{1}{E_{0,s} \cdot \frac{x_B}{2}} \cdot \int_{x=0}^{x=0,5x_B} \sigma_s(x) \quad (4.49)$$

bestimmt. Nach Einsetzen von Gl. (4.35) in Gl. (4.49) errechnet sich die mittlere Stahldehnung bei abgeschlossener Rißbildung gemäß [29;47;114] zu

$$\epsilon_{sm,2} = \frac{1}{E_{0,s}} \left[\sigma_{sR,2} - \frac{\tau_{v0}}{d_s} x_B - \frac{5}{6d_s} (k_{v0} + k_{v1} \cdot \sigma_{so,95}) x_B^2 \right] \quad (4.50)$$

Nach Einsetzen von Gl. (4.51) und (4.52) von Bild 4.12 in Gl. (4.53) aus Bild 4.12 errechnet sich die während des Auftretens des letzten Risses im Spritzmörtel wirkende Zugkraft $N_{spR,2}$ aus

$$N_{spR,2} = A_s (\sigma_{s,R2} - E_{0,s} \cdot \epsilon_{sm,2}) \quad (4.54)$$

und die von Spritzmörtel aufnehmbare Zugspannung $\sigma_{Z,sp2}$ aus

$$\sigma_{Z,sp2} = \frac{N_{spR,2}}{A_{sp}} \quad (4.55)$$

Damit sind die Größen $\beta_{Z,sp5}$; $\epsilon_{Z,sp5}$; $\sigma_{Z,sp2}$; $\epsilon_{sm,2}$ und ϵ_{su} bekannt, die die Stützstellen der Spannungs-Dehnungs-Linie von Bild 4.8 beschreiben. Der Exponent m_2 der Spannungsfunktion kann nun nach [29] berechnet werden aus:

$$m_2 = \frac{\log \left(\frac{\sigma_{Z,sp2}}{\beta_{Z,sp5}} \right)}{\log \left(1 - \frac{\epsilon_{sm,2} - \epsilon_{Z,sp5}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{Z,sp5}} \right)} \quad (4.56)$$

Wegen des linearen Anstieges der Spannungs-Dehnungs-Linie von zugbeanspruchtem PCC-Spritzmörtel ist $m_1 = 1$ zu setzen.

Somit sind alle Parameter des Werkstoffgesetzes zur rechnerischen Beschreibung der Mitwirkung des Spritzmörtels auf Zug zwischen den Rissen bekannt.

5.0 Experimentelle Untersuchungen zur Biegetragfähigkeit unverstärkter und flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Anhand der Ergebnisse experimenteller Untersuchungen werden Unterschiede im Tragverhalten unverstärkter und verstärkter Mauerwerkswände aufgezeigt. Einzelheiten zum Versuchsprogramm oder zur Versuchsdurchführung werden hier nur verkürzt wiedergegeben. Ausführlichere Darstellungen befinden sich in den Versuchsberichten [51...54].

5.1 Versuchsprogramm, Versuchsdurchführung und Beschreibung der verwendeten Baustoffe

Es wurden insgesamt 12 unverstärkte und 10 flächenhaft verstärkte Wände auf ihre einachsige sowie 2 unverstärkte Mauerwerkswände auf ihre zweiachsige Biegetragfähigkeit untersucht. In begleitenden Materialuntersuchungen waren Werkstoffkennwerte der verwendeten Baustoffe zu bestimmen. Im folgenden wird zwischen Untersuchungen an unverstärktem (MW) und verstärktem Mauerwerk (MWW) unterschieden. Angaben zu den Festigkeitseigenschaften der verwendeten Mauersteine und Mauermörtel sind in den Tabellen A 5.1 und A 5.2 zusammengestellt. Die Tabellen A 5.3 und A 5.4 geben Auskunft über die Abmessungen und den konstruktiven Aufbau der Versuchswände.

Die Mauerwerkswände wurden in transportablen Rahmen hergestellt und die Oberflächen der Wände, die eine Spritzbeschichtung erhalten sollten, durch Sandstrahlen aufgeraut und von Verschmutzungen befreit. Ein Teil der Wände wurde durch angedübte Betonstahlmatten bewehrt und sämtliche zu verstärkende Wände mit einer PCC-Spritzmörtelschicht versehen. In einigen Fällen wurde die Biegebewehrung durch Anschweißen an den Prüfraumen zugfest endverankert (s. Bild A 5.1, Typ B). Mit Hilfe eines die Ergänzungsschicht durchtrennenden Sägeschnittes im Kopf- und Fußbereich anderer Wände wurde die Einleitung der Auflasten über die Mauerwerkschicht des Verbundquerschnittes erreicht. Die Biegebewehrung derartiger Wände war unverankert (s. Bild A 5.1, Typ A).

Ziel der Untersuchungen war, das Trag- und Verformungsverhalten auf Biegung mit Normalkraft beanspruchter Mauerwerkswände zu studieren. Bild 5.1 zeigt die Belastungsanordnung der Versuchswände im Prüfstand am Beispiel einer verstärkten Mauerwerkswand. Die vertikalen Wandauflasten wurden bis zum Bruch der Wände konstant gehalten. Zur horizontalen Belastung mit einer Flächenlast wurden Luftkissen verwendet, deren Luftdruck p_L in Laststufen bis zum Bruch der Wände gesteigert wurde. Detaillierte Angaben zum Aufbau des Wandprüfstandes sind in Bild A 5.3 dargestellt.

5.2 Prüfergebnisse

Die Tabellen A 5.5 und A 5.6 enthalten die wichtigsten Meßergebnisse der untersuchten Wände. Alle unverstärkten Mauerwerkswände versagten durch Biegebruch. An verstärkten Mauerwerkswänden wurden Biege- und Schubbrüche festgestellt. Innerhalb des untersuchten Auflastbereichs stieg die aufnehmbare Horizontallast mit zunehmender Wandauflast. Die Rißlasten unverstärkter Mauerwerkswände betragen im Mittel 40 % bzw. 90 %, die verstärkter Mauerwerkswände 17 % bis 93 % der Bruchlast. Bei unverstärkten Wänden nahm die Rißlast mit steigender Wandauflast zu. Dieser Effekt konnte bei verstärktem Mauerwerk nicht zuverlässig nachgewiesen

werden, da die Bandbreite aufgebrachtter Wandaufasten hierfür nicht ausreichte.

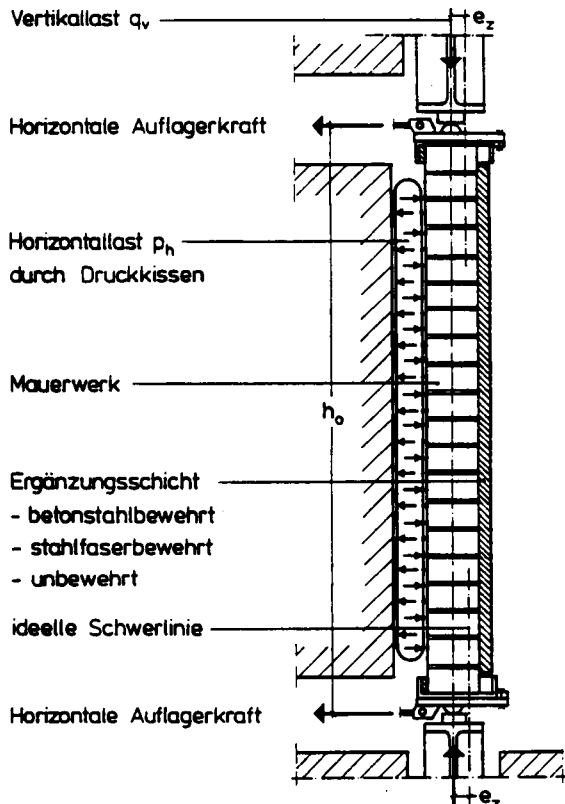


Bild 5.1: Belastungsanordnung der Versuchswände (schematische Darstellung)

Bei Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten, deren Versagen durch Biegebruch ausgelöst wurde, war das Verhältnis von RiBlast zu Bruchlast mit ca. 20 % besonders gering (W8; W5). Die Größe des Bruchmomentes ist von dem Bewehrungsgehalt der Ergänzungsschicht abhängig, bei deren Erhöhung der Abstand zwischen RiB- und Bruchlast zunimmt.

Bei fehlender Endverankerung der Biegebewehrung trat ein vorzeitiges Schubversagen von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten auf, bevor ihre erhöhte Biegetragfähigkeit ausgenutzt werden konnte. Die Traglasteinbußen betragen bis zu 50 % (vgl. Wand W5 und W6 in Tabelle A 5.5). Der Grund hierfür war die unzureichende Zugkraftdeckung im Bereich des durch den Sägeschnitt geschwächten Tragquerschnittes der Wandenden.

Trotz wesentlich geringerer Wandaufasten wurden an verstärkten Mauerwerkswänden deutlich höhere Traglasten gemessen als an unverstärkten Wänden, weil hier nicht die Höhe der Wand-

aufweist, sondern der Bewehrungsgrad maßgebend für die horizontale Traglast war. An unverstärkten, kreuzweise lastabtragenden Mauerwerkswänden (III/1; III/2) wurden trotz verhältnismäßig geringer Wandauflast von $q_v = 66,6 \text{ kN/m}$ bzw. 140 kN/m bis zu 100 % höhere Traglasten gemessen als an einachsig lastabtragenden Wänden (vgl. III/1 bzw. III/2 mit I/1 aus Tabelle A 5.6). Durch Verstärkung mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten konnte die Tragfähigkeit einachsig lastabtragender Wände bis zum Traglastwert kreuzweise lastabtragender unverstärkter Wände gesteigert werden (vgl. W5 aus Tab. A 5.5 mit III/2 aus Tab. A 5.6). Faserzusätze von Wandbeschichtungen ermöglichen eine Zugkraftübertragung auch nach einsetzender Ribbildung. Nach Erreichen der Riblast konnte die Horizontallast von Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten noch um ca. 87 % gesteigert werden. Plötzliches Versagen der Wände trat nicht auf. Bezogen auf die Tragfähigkeit unverstärkter Wände betrug die erreichte Traglaststeigerung hier ca. 200 % (vgl. W2 aus Tabelle A 5.5 mit I/4 aus Tabelle A 5.6).

5.3 Ribverhalten der Prüfwände

Bild A 5.4 zeigt Ribverläufe an den Stirnseiten einachsig lastabtragender, unverstärkter Mauerwerkswände. Ein einheitliches Ribbild wurde nicht festgestellt. Wände mit Mauersteinen geringer Querkzugfestigkeit (Hochlochziegel) und hohen Wandauflasten versagten durch Aufspalten des Tragquerschnittes über die gesamte Wandhöhe und anschließendem Ausknicken der entstandener Wandhälften senkrecht zur Wandebene (Versuchswand II/6, Bild A 5.4). Das Aufspalten der Mauersteine infolge Überschreitung ihrer Querkzugfestigkeit ist charakteristisch für den Bruchmechanismus druckbeanspruchten Mauerwerks (s. Abschnitt 3.2). Die Mauersteine von Kalksandsteinwänden (Wand II/4, Bild A 5.4) blieben nahezu unbeschädigt. Sie lösten sich kurz vor dem Bruch der Wand aus ihrem Verband, wurden in Wirkungsrichtung der Horizontallast verschoben oder fielen aus der Wand heraus. In halber Wandhöhe bildete sich ein horizontaler, klaffender Rib über die gesamte Wandbreite aus. Risse oberhalb und unterhalb der Wandmitte wurden kurz vor dem Bruch wieder geschlossen, so daß sich während des Versagens der Prüfwände zwei ebene Wandtafeln gelenkkettenartig gegeneinander verdrehten und sich in Wandmitte ein plastisches Gelenk bildete. Ein ähnliches Bruchverhalten zeigten Wände aus Vollziegelmauerwerk (Wand I/2, Bild A 5.4). In halber Wandhöhe wurden in der Biegedruckzone der Wände Abplatzungen an den Mauerziegeln festgestellt. Die geschilderten Versagensvorgänge lassen den Schluß zu, daß der Bruchmechanismus zentrisch gedrückten Mauerwerks auf die Druckzone biegebeanspruchter Mauerwerkswände übertragbar ist. Je nach Höhe der Wandauflast und Größe der Querkzugfestigkeit der Mauersteine bildet sich rotationsbedingt eine mehr oder minder stark eingeschnürte Biegedruckzone in halber Wandhöhe aus. Die Biegedruckkraft unverstärkter Wände steht mit der Wandauflast q_v im Gleichgewicht. Ihre Biegetragfähigkeit ist erschöpft, wenn die Biegedruckkraft den äußeren Rand der Druckzone erreicht hat oder die Mauersteine vorher infolge Überschreitung ihrer Querkzugfestigkeit aufreißen.

Bild A 5.2 zeigt das Ribbild einer kreuzweise lastabtragenden, unverstärkten Mauerwerkswand, deren Ribverlauf für Bauteile, die durch Plattenbiegung beansprucht werden, typisch ist. Von den diagonal gegenüberliegenden Wandecken ausgehend, verlaufen die Risse treppenartig entlang der Stoß- und Lagerfugen. Die Wand versagte durch Biegebruch. Ihre vertikale Bruchlinie in Wandmitte läßt erkennen, daß der überwiegende Teil der Horizontallast in Richtung der Wandlänge abgetragen wurde.

Das Rißverhalten von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten (s. Bild A 5.5) unterscheidet sich grundsätzlich von dem unverstärkter Wände. Auf der Biegezugseite von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten wurde eine besonders gute Rißverteilung beobachtet (W5; W6). Bei Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten war die Rißverteilung noch befriedigend (W2). Klaffende Risse wurden nicht festgestellt.

Die Biegebewehrung von Wand W6 war im Gegensatz zu der von W5 nicht endverankert. Der konstruktive Aufbau und die Belastung beider Wände waren jedoch gleich. Wand W6 versagte durch Schubbruch, Wand W5 durch Biegeversagen. Die im Vergleich zu W5 geringen Rißtiefen von W6 weisen auf eine unvollständige Ausnutzung der Biegetragfähigkeit hin. Die Schubrisse von W6 verlaufen hauptsächlich durch die Mörtelfugen, was auf ein Versagen der Wand infolge Überschreitung der Haftscherfestigkeit der Mörtelfugen hinweist. Das Rißbild von W5 verdeutlicht die Ausbildung einer hoch ausgenutzten, stark eingeschnürten Biegedruckzone, da die Biegerisse bis fast zum Außenrand der lastzugewandten Wandseite reichen. Die Biegebewehrung von W5 war während des Bruches gerissen. Ihre Tragfähigkeit wurde somit vollständig ausgenutzt.

Aus dem Vergleich der Rißbilder unverstärkter und verstärkter Mauerwerkswände wird deutlich, daß flächenhafte Wandverstärkungen neben einer Erhöhung der Tragfähigkeit auch eine bessere Rißverteilung ermöglichen. Die gemeinsame Tragwirkung von Ergänzungsschicht und Mauerwerk biegebeanspruchter Wände wurde nachgewiesen. Schlagartiges Versagen, klaffende Risse und das Herausfallen einzelner Steine während des Bruches der Wände werden durch flächenhafte Verstärkung verhindert.

5.4 Durchbiegungen, Krümmungen und Dehnungen der Wände

Die größten Durchbiegungen und Krümmungen wurden erwartungsgemäß in halber Wandhöhe festgestellt. Bild 5.2 zeigt gemessene Last-Durchbiegungs- bzw. Last-Krümmungs-Linien verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände in normierter Darstellung.

Die Last-Durchbiegungs-Linie der unverstärkten Wand 1/2 und die der durch eine stahlfaserbewehrte Ergänzungsschicht verstärkten Wand W2 verlaufen fast parallel. Sie unterscheiden sich jedoch deutlich von der durch eine betonstahlbewehrte Ergänzungsschicht verstärkten Wand W5, bei der die beginnende Rißbildung durch einen Knick in der Last-Verformungs-Linie angezeigt wird. Die Durchbiegungen von W5 nehmen bei geringen Laststufen oberhalb des Knickes rascher zu als bei 1/2 oder W2. Die gleichen Merkmale sind auch bei den Last-Krümmungs-Linien erkennbar. Im Gegensatz zu den verstärkten Wänden kommt es bei der unverstärkten Wand 1/2 zu einer plötzlichen, überproportionalen Zunahme der Krümmungen, was auf ein schlagartiges Versagen von 1/2 hinweist. Aus der Veränderung der Wandkrümmung läßt sich besonders bei unverstärkten Wänden die allmähliche Ausprägung eines plastischen Gelenks infolge Rißbildung und zunehmender Rotation der so entstandenen Wandhälften erkennen.

Die Stahlspannungen und Mauerwerksspannungen von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten zeigen einen an die Biegemomentenlinie angepaßten Verlauf, was auf einen guten Verbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht hinweist (Bild A 5.6).

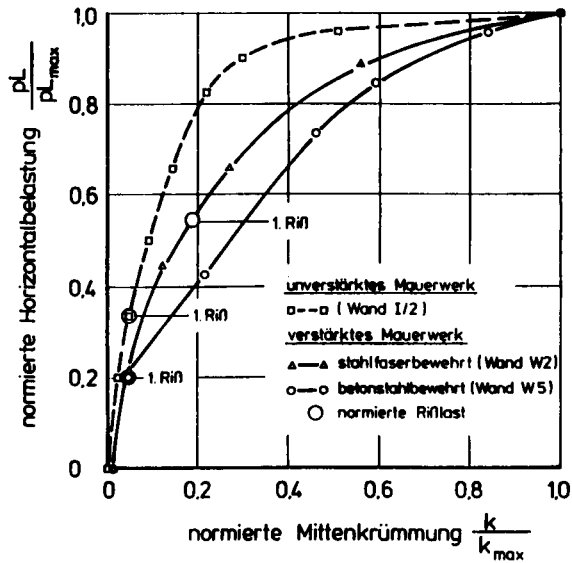
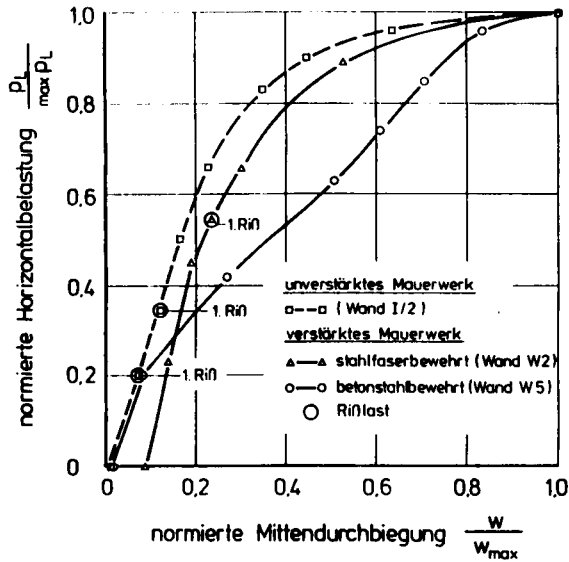


Bild 5.2: Last-Durchbiegungs- und Last-Krümmungslinien

Bild 5.3 zeigt den Verlauf gemessener Stauchungen der Druckzone, Dehnungen der Zugzone und berechneter Druckzonenhöhen von unverstärkten und verstärkten Mauerwerkswänden in Abhängigkeit von der Horizontalast.

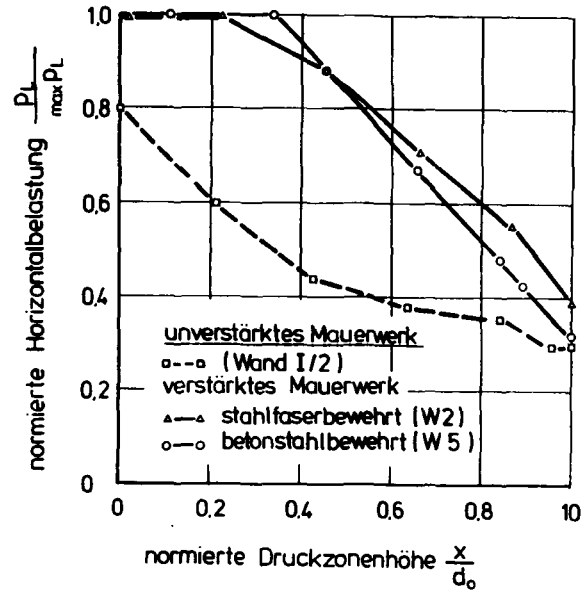
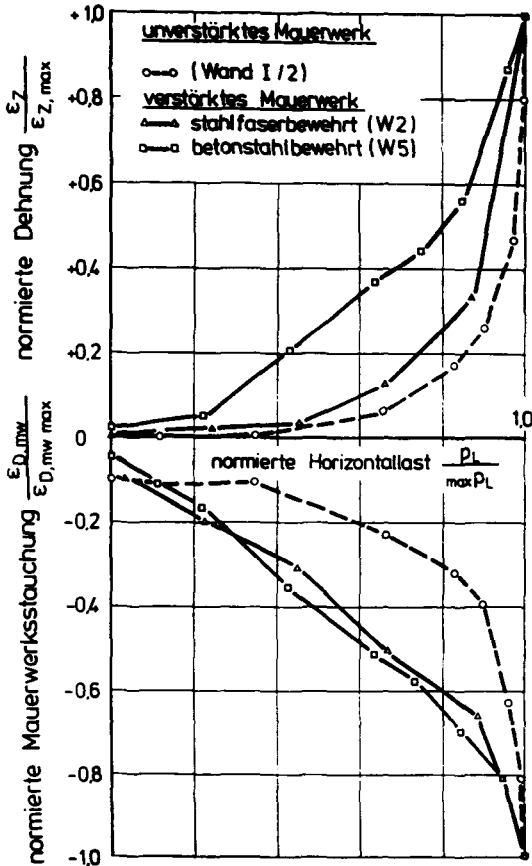


Bild 5.3: Stauchungen, Dehnungen und Druckzonenhöhen verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände

Der Verlauf der Stauchungen in der Biegedruckzone von Wänden mit betonstahlbewehrten oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten ist nahezu identisch. Im Gegensatz zu unverstärkten Wänden nehmen die Stauchungen verstärkter Wände bei kleinen Laststufen rascher zu. Aufgrund der im Vergleich zu W2 und W5 größeren Wandauflast verbleibt die unverstärkte Wand $l/2$ auch bei höheren Laststufen im Zustand I, so daß der gesamte Mauerwerksquerschnitt überdrückt wird und die Stauchungen klein bleiben. Dies ändert sich nach der Entstehung von Rissen. Die Druckspannungen konzentrieren sich im ungerissenen Querschnittsbereich, der nun stark gestaucht wird. Während des Bruches beträgt die Druckzonenhöhe unverstärkter und verstärkter Mauerwerkswände ca. 30 % bis 40 % der Querschnittsdicke.

5.5 Zusammenfassung der Untersuchungsergebnisse flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Mit Hilfe der untersuchten Verstärkungsmaßnahmen kann die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden erheblich gesteigert werden. Die Untersuchungen ergaben:

- Durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten werden größere Traglaststeigerungen erreicht als durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten.
- Bei fachgerechter Oberflächenvorbehandlung der Mauerwerkswände, z. B. durch Sandstrahlen, sind keine Verbundbrüche zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht zu erwarten. Die Relativverschiebungen zwischen Ergänzungsschicht und Mauerwerk bleiben so klein, daß sie bei der Berechnung von Traglasten vernachlässigt werden können. Es ist von starrem Verbund der Einzelschichten des Tragquerschnittes auszugehen.
- Bei fehlender Endverankerung der Biegebewehrung ist mit einem vorzeitigen Schubversagen der Wände zu rechnen, bevor ihre erhöhte Biegetragfähigkeit ausgenutzt werden kann. Die Traglasteinbußen betragen bis zu 50 %.
- Die Mauerwerksdruckfestigkeit wird in der Biegedruckzone von verstärkten Wänden mit Wandauflasten bis 100 kN/m u. U. nicht voll ausgenutzt.
- Die Mauerwerksstauchungen und Stahldehnungen von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten haben einen an die Biegemomentenlinie angepaßten Verlauf. Die Stahlspannungen erreichen die Streckgrenze, in manchen Fällen sogar die Zugfestigkeit der Biegebewehrung.

6.0 Theoretische Grundlagen zum Trag- und Verformungsverhalten unverstärkter und flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Es wird zunächst die Biegetragfähigkeit unverstärkter Mauerwerkswände erläutert, deren horizontale Traglasten Bezugsgrößen für Verstärkungsfaktoren sind. Daran anschließend werden die theoretischen Grundlagen zum Biegetrag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände beschrieben. Da das Schubtragvermögen verstärkter Wände die erreichbaren Traglaststeigerungen mitbestimmt, werden Grenzwerte für die Schubtragfähigkeit flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände angegeben.

6.1 Biegetragfähigkeit unverstärkter Mauerwerkswände

Der Beschreibung des Biegetragverhaltens von unverstärkten Mauerwerkswänden liegen folgende Annahmen zugrunde:

- Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte während ihrer Verformung; die Querschnitte bleiben senkrecht zur Stabachse gerichtet,
- das Werkstoffverhalten von druckbeanspruchtem Mauerwerk ist nichtlinear,
- die Verformungen bleiben klein im Vergleich zu den Bauwerksabmessungen,
- der Querkrafteinfluß auf die Wandverformung bleibt unberücksichtigt,
- die Biegezugfestigkeit von Mauerwerk wird vernachlässigt,
- der Normalkraftverlauf über Wandhöhe und -länge ist konstant,
- Bauteilimperfectionen sind durch Ansatz einer ungewollten Ausmitte der Wandauflasten zu berücksichtigen.

6.1.1 Einachsige lastabtragende Mauerwerkswände

Das Biegetragverhalten unverstärkter Mauerwerkswände wird mit Hilfe eines Druckbogen-Modells erläutert (Bild 6.1).

Bei horizontaler Belastung haben Mauerwerkswände infolge des Aufklaffens der Lagerfugen das Bestreben, sich in vertikaler Richtung zu dehnen. Diese Verformung wird jedoch durch die in senkrechter Richtung ein unverschiebliches Lager bildenden Kopf- und Fußhalterungen behindert. Die dort angreifenden vertikalen Normalkräfte werden über einen sich im Mauerwerk einstellenden Druckbogen abgetragen. Das System bleibt so lange im Gleichgewicht, wie die Größe der Normalkraft, multipliziert mit dem Druckbogenstich f , in der Lage ist, das äußere Biegemoment aus der horizontalen Belastung auszugleichen. Der Druckbogenstich f beschreibt den Abstand zwischen der Biegedruckkraft im Mauerwerk und dem Angriffspunkt der Wandauflast q_v . Infolge der Waddurchbiegung wird der Druckbogenstich f um den Betrag der Mittendurchbiegung vermindert und die aufnehmbare horizontale Traglast p_{HU} somit verringert.

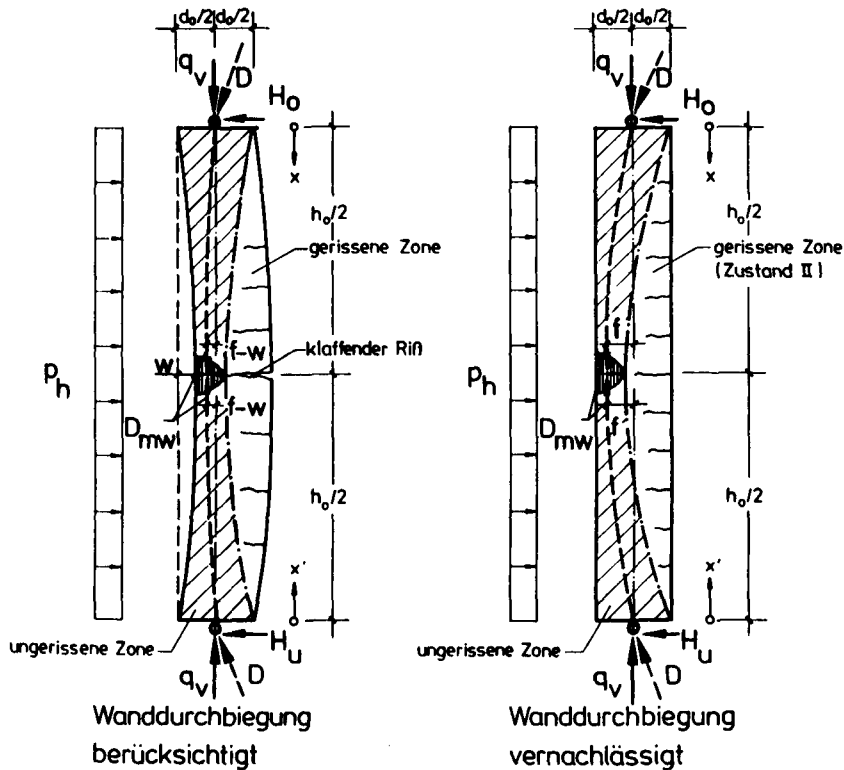
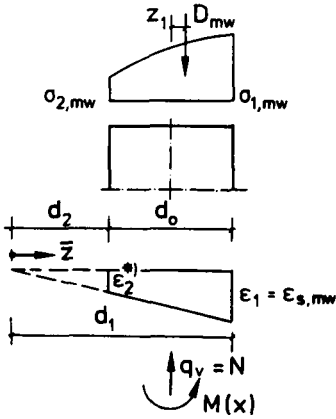


Bild 6.1: Druckbogenmodell einachsig lastabtragender, biegebeanspruchter, unverstärkter Mauerwerkswände

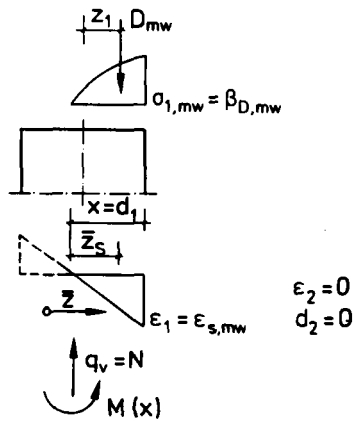
Durch negative Randelinspannmomente vergrößert sich der Druckbogenstich und somit die horizontale Beanspruchbarkeit der Wände. Rotationsbedingt bilden sich Fließgelenke in Wandmitte und an den Wandenden aus, die traglaststeigernde Momentenumlagerungen ermöglichen. Die Wände versagen, wenn in allen Fließgelenken das Bruchmoment M_U erreicht wird (Bild 6.2).

Die Bruchschnittgrößen M_U und N_U sind durch Integration der verformungsabhängigen Mauerwerksspannungen über den Tragquerschnitt zu bestimmen (Bild 6.3). Der Einfluß irreversibler plastischer Verformungen, aufgrund der "Vorbelastung" der Wand durch q_v , kann hierbei vernachlässigt werden [59].

Zustand I



Zustand II



Normalkraft $N = N_u$:

$$N_u = b \cdot \frac{d_1}{\epsilon_{s,mw}} \int_{\epsilon_2}^{\epsilon_{s,mw}} \sigma(\epsilon) d\epsilon \quad (6.1)$$

$$N_u = D_{mw} \quad (6.2)$$

Biegemoment $M(x) = M_u$:

$$M_u = D_{mw} \cdot z_1 \quad (6.3)$$

$$M_u = b \cdot z_1 \cdot \frac{d_1}{\epsilon_{s,mw}} \int_{\epsilon_2}^{\epsilon_{s,mw}} \sigma(\epsilon) d\epsilon \quad (6.4)$$

*1) für $d_2 = 0 \rightarrow \epsilon_2 = 0$

Spannungsfunktion („ansteigender Ast“):

$$\sigma(\epsilon) = \beta_{D,mw} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{s,mw}}\right)^{n_1}\right) \quad (6.5)$$

bzw für $\epsilon = \frac{\bar{z} \cdot \epsilon_1}{d_1}$

$$\sigma(\bar{z}) = \beta_{D,mw} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\bar{z}}{d_1}\right)^{n_1}\right) \quad (6.6)$$

Hebelarm z_1 :

$$z_1 = 0,5 d_o - (d_1 - \bar{z}_s) \quad (6.7)$$

$$\bar{z}_s = \frac{\int \sigma(\bar{z}) \cdot \bar{z} \cdot d\bar{z}}{\int \sigma(\bar{z}) \cdot d\bar{z}} \quad (6.8)$$

Normierte Bruchschnittgrößen:

$$n_u = \frac{N_u}{b \cdot d_o \cdot \beta_{D,mw}} \quad (6.9)$$

$$m_u = \frac{M_u}{b \cdot d_o^2 \cdot \beta_{D,mw}} = n_u \cdot \frac{z_1}{d_o} \quad (6.10)$$

Bild 6.3: Spannungs- und Dehnungszustände sowie Bruchschnittgrößen unverstärkten Mauerwerks

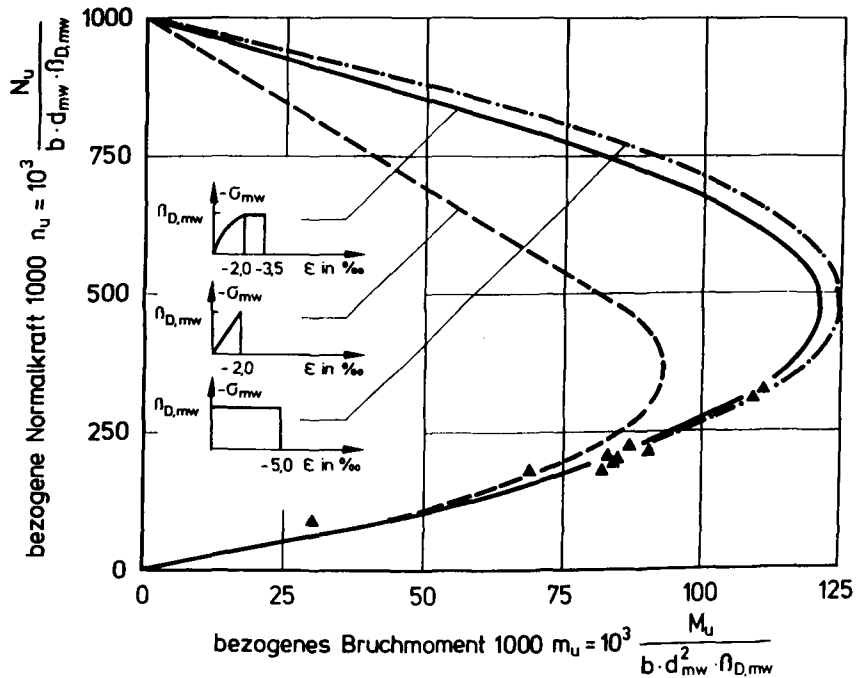


Bild 6.4: Interaktionslinien auf Biegung mit Normalkraft beanspruchten Mauerwerks

Im Bereich kleiner n_u -Werte unterhalb des Balance-Points gleichen sich die Interaktionslinien an. Bei geringer Vertikalbelastung von Mauerwerkswänden höherer Druckfestigkeit ist die Art des zugrunde gelegten Werkstoffgesetzes für die Berechnung des Bruchmomentes m_u von untergeordneter Bedeutung. Dies ändert sich bei höheren Wandaufasten, da dann die Mauerwerksdruckfestigkeit voll ausgenutzt und die Völligkeit der angenommenen Werkstoffkennlinie die Höhe der aufnehmbaren Biegedruckkraft D_{mw} und die Größe des übertragbaren Biegemomentes m_u entscheidend beeinflusst. Mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN 1053 Teil 3 bzw. EC 6 [144;138] (Bild 6.4: durchgezogene Linie) wird auch bei größeren Normalkräften die größte Annäherung berechneter und gemessener Bruchschnittgrößen unterhalb des Balance-Points ermöglicht.

Die horizontale Traglast p_{Hu} durch Biegebruch versagender Wände ist erreicht, wenn die Schnittgrößen aus äußeren Lasten genauso groß sind wie die inneren Bruchschnittgrößen, wobei traglastmindernde Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung zu berücksichtigen sind. Die Berechnung von p_{Hu} erfolgt rechnergestützt. Die theoretischen Grundlagen hierzu werden in Abschnitt 6.2 erläutert. Bild 6.5 zeigt berechnete und gemessene Last-Durchbiegungslinien einer unverstärkten Mauerwerkswand. Es wurde eine parabel-rechteckförmige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone angenommen.

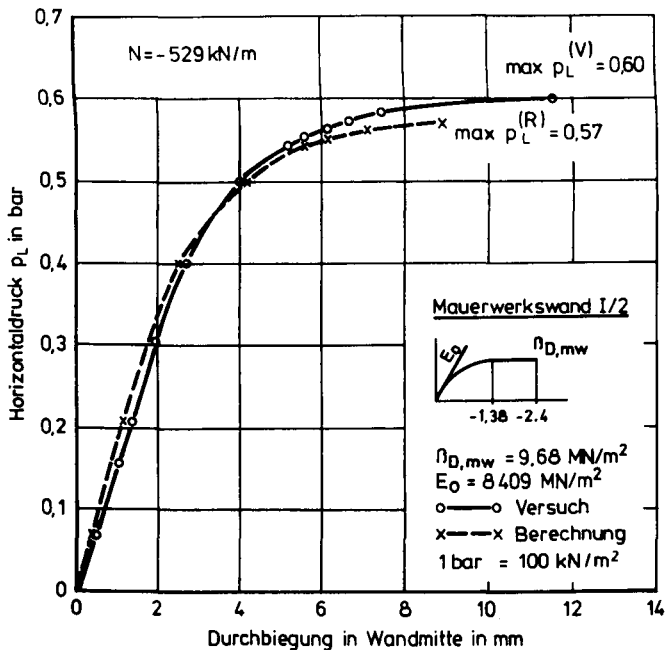


Bild 6.5: Vergleich berechneter und gemessener Last-Durchbiegungslinien einer unverstärkten Mauerwerkswand [52]

Eine gute Übereinstimmung gemessener und berechneter Werte ist erkennbar. Der Unterschied zwischen gemessener und berechneter horizontaler Traglast beträgt 5 %.

6.1.2 Kreuzweise lastabtragende Mauerwerkswände

Die Plattentragwirkung von Mauerwerkswänden kann bis zum Auftreten erster Risse nach der Elastizitätstheorie berechnet werden. Bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Mauerwerkswänden ermöglicht die Bruchlinientheorie eine gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten horizontalen Traglasten [106].

Die Grundlagen der klassischen Bruchlinientheorie sind in [16;30;96] ausführlich beschrieben. Sie werden daher hier nicht behandelt. Die der Bruchlinientheorie zugrunde liegenden Annahmen lauten:

- die Bauteildicke ist klein gegenüber Ihren Längenabmessungen,
- es treten nur senkrecht zur Mittelfläche der Bauteile gerichtete Beanspruchungen auf,
- ideal plastisches Werkstoffverhalten ist gegeben,
- Bruchmomente wirken gleichzeitig entlang der Bruchlinien,
- die Form der Verschiebungsfigur ist pyramiden- bzw. walmdachartig,

- der Querkraftanteil an der Plastifizierungsenergie sowie Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung werden vernachlässigt,
- eine ausreichende Rotationsfähigkeit deformierter Bereiche ist gegeben.

Die uneingeschränkte Anwendbarkeit dieser Annahmen auf kreuzweise lastabtragende Mauerwerkswände ist nicht möglich. Bekannte Rechenalgorithmen sind hinsichtlich des Plastifizierungsvermögens und des Werkstoffgesetzes von Mauerwerk sowie zur Berücksichtigung von Zusatzmomenten nach Theorie II. Ordnung zu modifizieren. Ein entsprechendes Berechnungsverfahren wurde von Mann/Tonn entwickelt [123]. Die wesentlichen, mechanischen Zusammenhänge werden hier in gekürzter Form dargestellt. Die Indizierung der Bruchmomente erfolgt nach den Regeln der Plattentheorie. So zeigt z.B. der Index y an, daß ein m_y -Moment in Richtung der y -Koordinate Zugkräfte erzeugt.

In Bild 6.6 sind Kriterien für die Erstrißbildung kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände dargestellt.

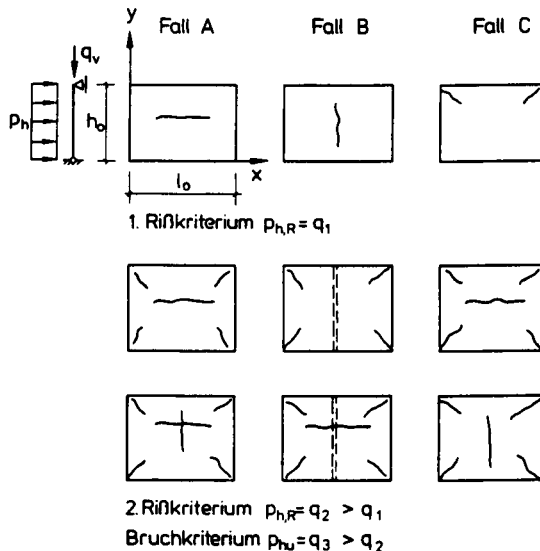


Bild 6.6: Rißzustände auf Biegung mit Normalkraft beanspruchter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände [123]

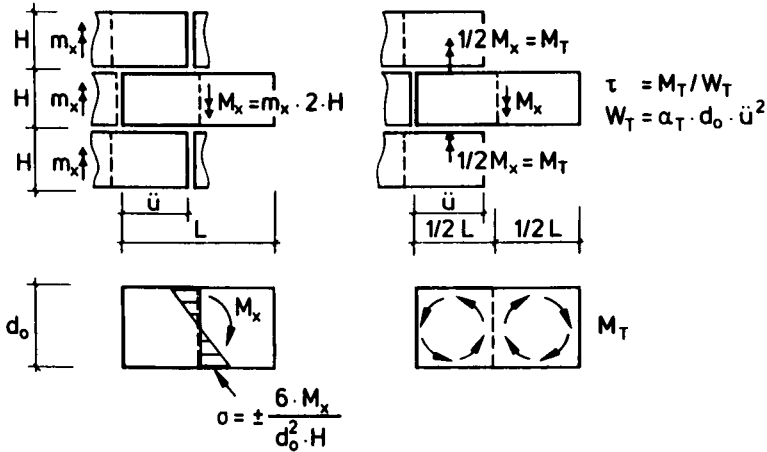
Fall A: Horizontaler Riß infolge Überschreitung der Biegezugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen $\beta_{BZ,y}$

$$\text{Rißmoment: } m_y = (\beta_{BZ,y} + \frac{q_v}{d_0}) \cdot \frac{d_0^2}{6} \quad (\text{Druck: } q_v \text{ pos.}) \quad (6.11)$$

Fall B: Vertikaler Riß infolge m_x durch Überschreitung der Steinzugfestigkeit $\beta_{Z,st}$ (Bild 6.7a) oder durch Lagerfugenversagen (Bild 6.7.b)

a) Steinversagen :

b) Lagerfugenversagen :



Rißmomente :

$$m_x = \beta_{Z,st} \cdot \frac{d_o^2}{12} \quad (6.12)$$

$$m_x = \frac{\alpha_T \cdot d_o \cdot \ddot{u}^2}{H} \left(\beta_K + \mu \cdot \frac{q_v}{d_o} \right) \quad (6.13)$$

$$\alpha_T = 0,2 : \ddot{u}/d_o = 1$$

$$\alpha_T = 0,33 : \ddot{u} > d_o$$

Bild 6.7: Rißmomente m_x [123]

Fall C: Diagonaler Riß infolge m_{xy}

a) Steinversagen:

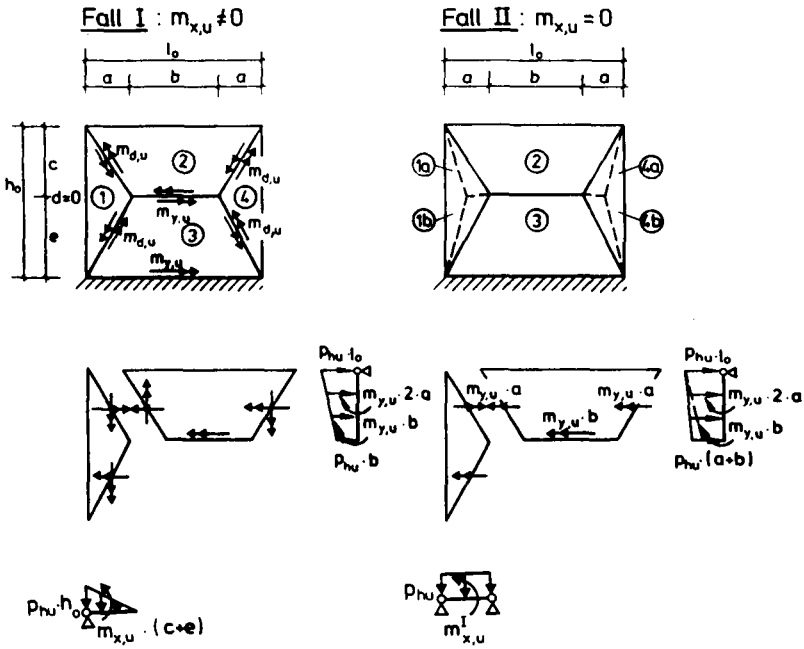
b) Lagerfugenversagen

$$m_{xy} = \frac{\beta_{Z,st} \cdot \alpha_T \cdot d_o \cdot H}{2} \quad (6.14)$$

$$m_{xy} = \alpha_T \cdot d_o \cdot \ddot{u} \left(\beta_K + \mu \cdot \frac{q_v}{d_o} \right) \quad (6.15)$$

Die Rißlast $p_{h,R}$ ist erreicht, wenn nach der Elastizitätstheorie zu berechnende Biegemomente das kleinste der nach Gln. (6.11...6.15) zu bestimmenden Rißmomente überschreiten.

Mauerwerk kann die Bedingung gleich großer, plastischer Momente entlang einer Bruchlinie bzw. ausreichend großer, plastischer Verformungen u.U. nicht erfüllen. Ein "reißverschlußartiges" Versagen der Wände kann daher nicht ausgeschlossen werden. Nach Erreichen des Bruchmomentes in einem Teilbereich der Bruchlinie sinkt dort die Tragfähigkeit sofort wieder ab, bevor in benachbarten Punkten ein Biegemoment gleicher Größe erreicht werden kann. Bild 6.8 enthält Formeln zur Berechnung der Tragmomente.



Fall I : Plastisches Bruchverhalten Fall II : Reißverschlußartiges Bruchverhalten

$m_{x,u} \neq 0$

$m_{x,u} \neq 0$

Fläche 1+4 :

$$p_{hu} \cdot \frac{h_0 \cdot a^2}{6} = m_{x,u} \cdot h_0 \quad (6.21)$$

$$p_{hu} \cdot \frac{a^2}{8} = m_{x,u}^1 \quad (6.22)$$

Fläche 2 :

$$p_{hu} \cdot \frac{c^2}{6} (l_0 + 2 \cdot b) = m_{y,u} \cdot l_0 \quad (6.23)$$

$$p_{hu} \cdot \frac{c^2}{6} (l_0 + 2(a+b)) = m_{y,u} \cdot l_0 \quad (6.24)$$

Fläche 3 :

$$p_{hu} \cdot \frac{e^2}{6} (l_0 + 2 \cdot b) = 2 m_{y,u} \cdot l_0 \quad (6.25)$$

$$p_{hu} \cdot \frac{e^2}{6} (l_0 + 2(a+b)) = 2 m_{y,u} \cdot l_0 \quad (6.26)$$

Bild 6.9: Berechnung der horizontalen Traglast p_{hu} am Beispiel einer am Fußpunkt eingespannten Wand [123]

Traglastmindernde Einflüsse aus Theorie II. Ordnung können durch Einbeziehung des Zusatzmomentes $\Delta m_y^{II} = q_v \cdot w_{\max}$ in die Gleichgewichtsbedingungen erfasst werden (Bild 6.10).

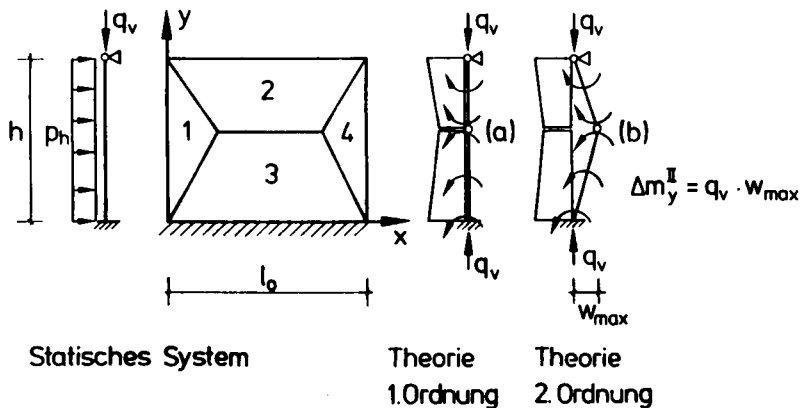


Bild 6.10: Berücksichtigung des Zusatzmomentes Δm_y^{II} aus Theorie II. Ordnung [123]

Für einachsig lastabtragende Wände mit elastischem Werkstoffverhalten kann die Wanddurchbiegung w_{\max} nach [11;80] bestimmt werden aus:

$$w_{\max} = \frac{\pi^2}{8v} \cdot e \left(\frac{v + \delta}{v - 1} \right) \quad (6.27)$$

mit $e = \frac{m^I}{q_v}$; $\delta = 0,032$ (Gleichstreckenlasten); $v = \frac{\pi^2(EJ)^I}{h_K^2 \cdot q_v}$ (6.28 ... 6.30)

Die durch Rißbildung verminderte Biegesteifigkeit im Zustand II errechnet sich nach [106] näherungsweise aus:

$$(EJ)^{II} = (EJ)^I \left(0,2 + \frac{q_v}{B_{D, mw} \cdot d_0} \right) \leq 0,7 (EJ)^I \quad (6.31)$$

Das Zusatzmoment nach Theorie II. Ordnung Δm^{II} wird näherungsweise durch Verminderung des Bruchmomentes $m_{y,u}$ auf $\bar{m}_{y,u}$ berücksichtigt. Es ist

$$m^{II} = m_{y,u} = m^I + q_v \cdot w_{\max} \quad (6.32)$$

Wird m^l dem reduzierten Bruchmoment $\bar{m}_{y,u}$ gleichgesetzt und Gl. (6.27) in Gl. (6.32) eingesetzt, so ist

$$\bar{m}_{y,u} = \frac{m_{y,u}}{1 + \frac{\pi^2}{8(\nu-1)}} \quad (6.33)$$

Bild 6.11 zeigt Traglastkurven von einachsiger bzw. kreuzweise lastabtragenden Mauerwerkswänden. Es wurde eine gelenkige Lagerung der Wände angenommen.

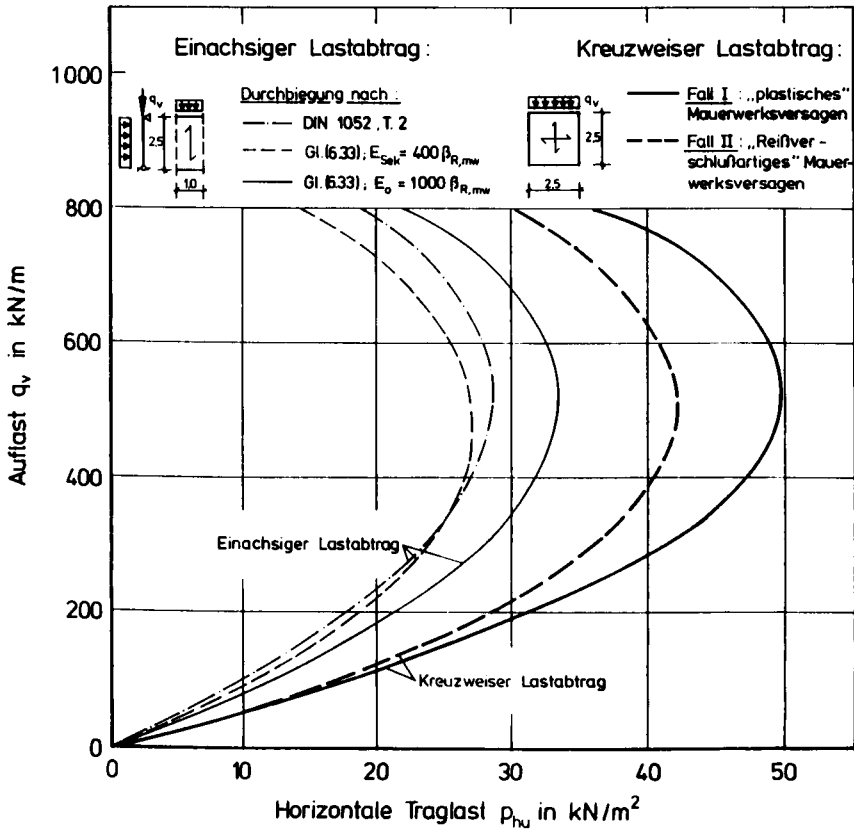


Bild 6.11: Traglastkurven biegebeanspruchter einachsiger bzw. kreuzweise lastabtragender Wände

Bei einachsiger lastabtragenden Wänden wurden die Wanddurchbiegungen nach DIN 1053 Teil 2 Abschnitt 7.2, oder nach Gl. (6.27) ermittelt und die m_y -Momente nach (6.33) berechnet. DIN 1053 Teil 2 schreibt vor, daß bei Knickuntersuchungen der Mauerwerks-E-Modul mit

$E_{mw} = 400 \beta_{R,mw}$ anzunehmen ist; ansonsten sei $E_{mw} = 1000 \beta_{R,mw}$ zu wählen [143]. Es wurde daher der Einfluß unterschiedlich hoch angenommener E-Modul-Werte auf die Größe der horizontalen Traglast untersucht. Bei kreuzweise lastabtragenden Wänden wurde stets mit $E_{mw} = 1000 \beta_{R,mw}$ gerechnet. Für die Mauerwerksdruckfestigkeit wurde ein Wert von $\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ N/mm}^2$ gewählt und die Mauerwerksdicke mit 25 cm (reichsformatige Mauerziegel) angenommen. Bei Verwendung der Durchbiegungsformel von DIN 1053 Teil 2 oder der von Gl. (6.33) erhält man mit $E_{mw} = 400 \beta_{R,mw}$ nahezu gleiche Traglastwerte. Für $E_{mw} = 1000 \beta_{R,mw}$ werden bei einachsiger lastabtragender Wänden etwas größere Traglastwerte berechnet. Der Traglastunterschied ist darauf zurückzuführen, daß durch $E_{mw} = 400 \beta_{R,mw}$ lineares, durch $E_{mw} = 1000 \beta_{R,mw}$ nichtlineares Werkstoffverhalten von Mauerwerk berücksichtigt wird, wenn man für die zur Druckfestigkeit gehörende Stauchung $\epsilon_{s,mw}$ einen Wert von $-2,0 \text{ ‰}$ ansetzt (s. a. Gl.3.3)). Die Traglastwerte kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände mit Auflasten von weniger als 300 kN/m sind bei "reibverschleißartigem" Wandversagen nur geringfügig kleiner als bei plastischem Versagen der Wände. Da Verstärkungsmaßnahmen zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit, im besonderen bei Wänden mit geringen Auflasten, erforderlich sind, werden Traglastverminderungen unverstärkter Mauerwerkswände infolge reibverschleißartigen Wandversagens im folgenden vernachlässigt.

6.2 Schubtragfähigkeit unverstärkter Mauerwerkswände

Die DIN 1053 Teil 2 zugrunde liegende Schubbruchtheorie wurde von Müller für Mauerwerkswände entwickelt, die durch Scheibenschub beansprucht werden [71]. Die dort beschriebenen Bruchmechanismen sind auf Mauerwerkswände mit Plattenschub-Bbeanspruchung anwendbar; sie bedürfen jedoch zusätzlicher Erläuterungen.

Bild 6.12 zeigt ein Mauerwerkselement mit Stoß- und Lagerfugen aus einer in der Ebene durch Vertikalspannungen σ_x und Schubspannungen τ_{xy} beanspruchten Mauerwerksscheibe. Die in Richtung der Lagerfugen wirkenden Schubspannungen τ_{xy} , als konstant angenommen, erzeugen ein Drehmoment am Einzelstein. Das Drehmoment steht mit einem Kräftepaar im Gleichgewicht, das sich aus der treppenartigen Verteilung der σ_x -Spannungen ergibt.

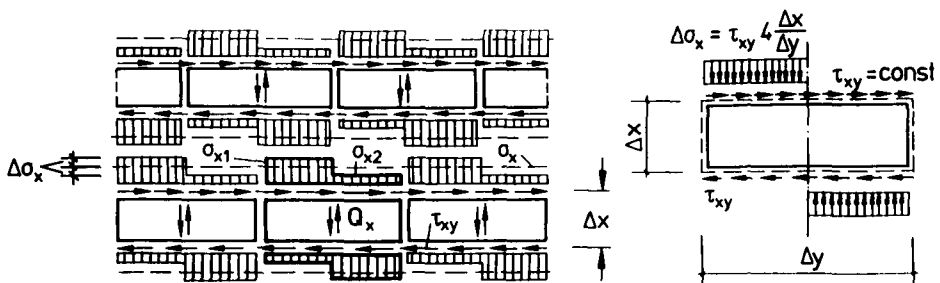


Bild 6.12: Mauerwerkselement unter Schubbeanspruchung [71]

Es ist zwischen folgenden Bruchkriterien zu unterscheiden:

Fall 1: Reibungsversagen der Lagerfugen im Bereich der kleineren Spannung σ_{x2}

$$\tau_u = \beta_K + \mu \cdot \sigma_{x2} = \beta_{RK} + \bar{\mu} \cdot \sigma_x \quad (\text{Druck: } \sigma_x \text{ positiv}) \quad (6.34)$$

β_{RK} und μ sind abgeminderte Kohäsions- und Reibungsbeiwerte. Wegen des Ansatzes gemittelter Auflastspannungen σ_x in Gl. (6.34) sind sie durch Umrechnung der in Tabelle 3.2 enthaltenen Werte zu bestimmen [38]. In DIN 1053 Teil 2 wird $\bar{\mu}$ mit 0,4 und β_{RK} in Abhängigkeit von der Mörtelgüte mit 0,18...0,25 MN/m² angegeben [143].

Fall 2: Versagen durch Überschreitung der Steinzugfestigkeit $\beta_{Z,st}$

$$\tau_u = \frac{\beta_{Z,st}}{2,3} \left(1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{Z,st}} \right) \quad (\text{Druck: } \sigma_x \text{ positiv}) \quad (6.35)$$

Fall 3: Versagen durch Überschreitung von $\beta_{D,mw}$ im Bereich von σ_{x1}

$$\tau_u = \beta_{D,mw} - \sigma_x \cdot \frac{\Delta y}{2\Delta x} \quad (\text{Druck: } \sigma_x \text{ positiv}) \quad (6.36)$$

Fall 4: Aufklaffen der Lagerfugen

$$\tau_u = \frac{\sigma_x \cdot \Delta y}{2 \Delta x} \quad (\text{Druck: } \sigma_x \text{ positiv}) \quad (6.37)$$

In [40] wird darüber berichtet, daß die Schubtragfähigkeit senkrecht zur Ebene beanspruchter Mauerwerkswände höher ist, als sie sich rechnerisch durch Gl. (6.34...6.37) angeben läßt. Eigene Versuchsergebnisse bestätigen diese Aussage [51]. Es wird daher diskutiert, unter welchen Voraussetzungen die Gln. (6.34...6.37) zur Berechnung der Schubtragfähigkeit senkrecht zur Ebene belasteter Wände verwendet werden können. Hierbei wird auf Bild 6.13 Bezug genommen, das den auflagemahen Abschnitt der Höhe H einer biegebeanspruchten Mauerwerkswand darstellt.

Die durch die Bruchkriterien 1 bis 4 beschriebenen Versagensmechanismen können auch bei senkrecht zur Wandebene beanspruchten Wänden auftreten. Es stellen sich jedoch andere Spannungsverteilungen ein, als die in Bild 6.12. Die σ_x -Spannungen sind nicht abschnittsweise konstant, sondern ebenso wie die Schubspannungen parabelförmig über den Tragquerschnitt verteilt. Die maximalen σ_x -Spannungen wirken im Gegensatz zu denen von Bild 6.12 in der gleichen Querschnittsfaser. Es wird erwartet, daß die Schubspannung τ_{st} im Einzelstein kleiner ist als der in [71] nachgewiesene Wert von $2,3 \tau$. Bei Steinversagen sind die Bruchschubspannungen somit größer als nach Gl. (6.35) berechnete Spannungswerte. Die Abminderung der Kohäsionsspannungen β_K auf β_{RK} bzw. der Reibungsbeiwerte μ auf $\bar{\mu}$ erscheint daher nicht in dem gleichen Umfang erforderlich wie nach DIN 1053 Teil 2. Es wird für erforderlich gehalten, Zahlenwerte für die anrechenbaren Kohäsionsspannungen β_K und Reibungsbeiwerte μ für biegebeanspruchte Mauerwerkswände durch experimentelle Untersuchungen zu bestimmen. Bis zum Vorliegen dieser Werte kann die Schubtragfähigkeit senkrecht zur Ebene belasteter Wände nicht eindeutig quantifiziert werden.

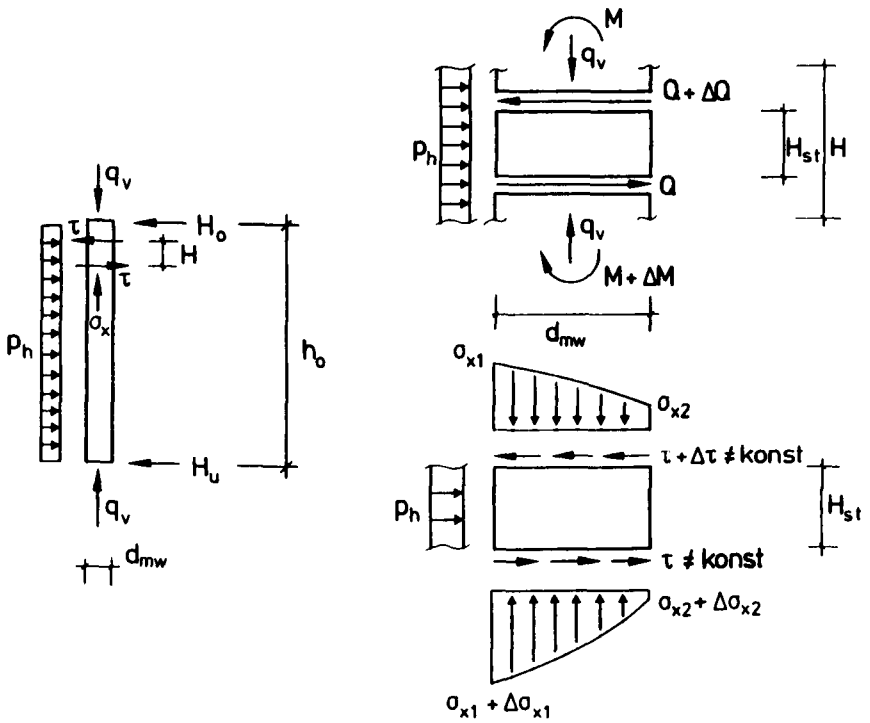


Bild 6.13: Spannungen am Einzelstein von Mauerwerkswänden unter Plattenschubbeanspruchung

6.3 Biegetragfähigkeit flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

6.3.1 Tragmodell

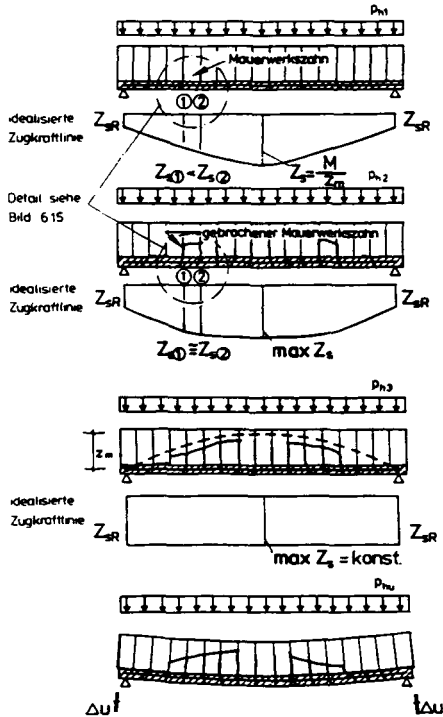
Die mechanischen Vorgänge, die das Schub- und Biegetragverhalten verstärkter Mauerwerkswände charakterisieren, treten gleichzeitig auf. Sie werden daher nicht getrennt betrachtet, sondern in dem folgenden Tragmodell gemeinsam erfaßt und erläutert. Für die Beschreibung des Tragverhaltens biege- und schubbeanspruchter Stahlbetonbauteile werden Fachwerk- oder Bogen-Zugband-Modelle verwendet. Das Bogen-Zugband-Modell wird dann bevorzugt, wenn - wie bei flächenhaft verstärkten Mauerwerkswänden - eine Schubbewehrung nicht vorhanden ist und schiefe Hauptzugspannungen nicht aufgenommen werden können. Die Anwendbarkeit dieser Modelle für die Beschreibung des Tragverhaltens flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände wird anhand der Rißbilder und des Bruchverhaltens geprüfter Mauerwerksbalken mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten diskutiert (Bild A 6.1). Dabei wird auf Bild 6.14 Bezug genommen.

Fachwerkmodell

Bei den Versuchsbalken und bei den verstärkten Mauerwerkswänden wurde eine Abnahme der Stahldehnungen von Wandmitte bis zu den Auflagern festgestellt (Bild A 5.6). Dies wird in einem Fachwerkmodell durch den abgestuften Verlauf der Zuggurtkräfte erfaßt. Die zwischen den Fachwerkknoten wirkenden Differenzzugkräfte ΔZ werden durch Haftverbund von Mauerwerk und Ergänzungsschicht in höhergelegene Querschnittsbereiche zurückgeführt. Die Mauersteine werden durch Druckgurtkräfte und durch senkrecht zur Wandebene gerichtete Zugpfostenkräfte beansprucht. Die Versuchsbalken versagten, nachdem fast alle Mauersteine nach und nach gerissen waren (s. Bild A 6.1). Nach Ausfall sämtlicher Zugpfosten entstand kurzfristig ein Druckbogen mit Zugband, dessen konstante Zugbandkraft durch Haftverbund über ungerissen verbliebene, auflagernahe Prüfkörperbereiche in das Mauerwerk eingeleitet wurde. Dabei wurde die Kontaktfläche zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht im Einleitungsbereich der Stahlzugkraft durch Haftscherspannungen beansprucht. Nach Überschreitung der Haftscherfestigkeit der Spritzmörtelschicht versagte der Prüfkörper schlagartig durch Verbundbruch.

Das Fachwerkmodell beschreibt das Tragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände anhand der Stabwerkskräfte ideal gelenkig untereinander verbundener Fachwerkstäbe. Einspannwirkungen im Bereich der gedachten Fachwerkknoten sowie verformungsabhängige Tragmechanismen werden nicht erfaßt. Diese können mit Hilfe eines modifizierten Bogen-Zugbandmodells beschrieben werden.

Bogen-Zugband-Modell



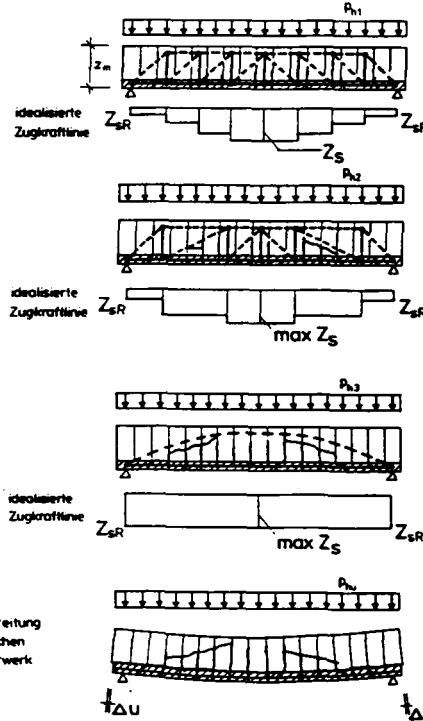
P_{n1} :
Zustand erster Rißbildungen
in den Lagerfugen und der
Spritzmörtelschale, Rißweiten
noch gering

$P_{n2} > P_{n1}$:
Rißweiten nehmen zu;
geringe Übertragungen von
Querkraften im Rißbereich,
einzelne Steine fallen durch
Überschreitung von $\beta_{z,s}$ aus

$P_{n3} > P_{n2}$:
Größte Teil der Mauersteine
geissen, es bildet sich ein
Bogenzugband aus

P_{nu} :
Verbundbruch durch Überschreitung
der Haftschersfestigkeit zwischen
Spritzmörtelschale und Mauerwerk

Fachwerkmodell:



Zustand erster Rißbildungen
in den Lagerfugen und der
Spritzmörtelschicht

$P_{n2} > P_{n1}$:
Zunehmender Ausfall von
vertikalen Zugstreben durch
Risse in den Mauersteinen

$P_{n3} > P_{n2}$:
Alle Mauersteine geissen,
Völliger Ausfall der Zuglasten

P_{nu} :
Verbundbruch durch Überschreitung
der Haftschersfestigkeit zwischen
Spritzmörtelschicht und Mauerwerk

Bild 6.14: Fachwerk- und Bogen-Zugband-Modell

Bogen-Zugbandmodell

Die beobachteten Stahldehnungsverläufe sowie das Zerreißen der Mauersteine können in einem modifizierten Bogen-Zugbandmodell durch Sekundärtragwirkungen erklärt werden. Reineck erklärt das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Stegbewehrung mit der Tragwirkung von Betonzähnen [84;85]. Hierauf wird Bezug genommen und das dort beschriebene Tragmodell an die Besonderheiten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände angepaßt. Der Mauerwerkszahn ist ein Element aus Mauerwerk und Ergänzungsschicht, der durch aufgerissene Lagerfugen begrenzt wird. Er verbindet den Zuggurt mit dem Druckgurt und ermöglicht den Abbau der Stahlzugkräfte im Querkraftbereich. Dabei ist zu unterscheiden zwischen Rißuferverzahnung (Rißreibung), Biegeeinspannung des Mauerwerkszahns in den Druckgurt und Dübelwirkung der Biegebewehrung. In der Biegedruckzone treten Querkraftkomponenten Q_D , in der Zugzone Q_R und $Q_{Dü}$ infolge Reibung bzw. Verdübelung auf (siehe Bild 6.15).

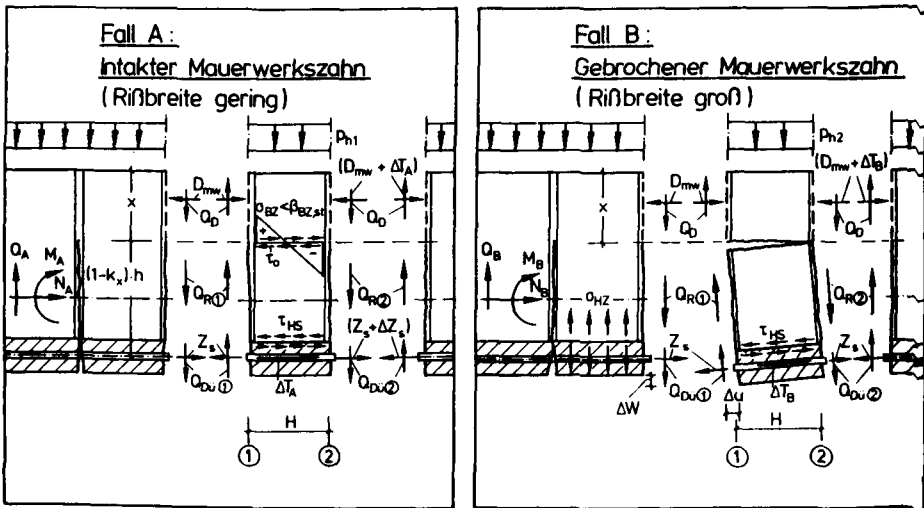


Bild 6.15: Tragwirkung von "Mauerwerkszähnen" (Ausschnitt aus Bild 6.14)

Bei Überschreitung der Biegezugfestigkeit der Mauersteine $\beta_{BZ, st}$ im Einspannbereich, hervorgehoben durch die Differenzzugkraft ΔZ_s , brechen die Mauerwerkszähne ab. Dabei verdrehen sie sich, so daß nun insbesondere die Rißreibung die Übertragung von Querkraften Q_R ermöglicht. Das vollständige Herausdrehen der Zähne aus der Wand wird durch die Dübelwirkung der Bewehrung verhindert. Hierdurch entstehen an den angrenzenden intakten Zähnen erhöhte Haftzugspannungen σ_{HZ} in der Kontaktfläche zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht. Nachdem sämtliche Mauerwerkszähne nach und nach gebrochen sind und die übertragbaren Reibungsspannungen überschritten wurden, entsteht theoretisch eine konstante Zugkraft $Z_s = M_m/z_m$ in der Ergänzungsschicht wie beim klassischen Bogen-Zugbandmodell. Der Verbundbruch tritt ein, wenn die Haftscher- und Haftzugfestigkeit β_{HS} bzw. β_{HZ} der Ergänzungsschicht in auflagenahen, ungerissenen Wandbereichen überschritten wird. Die Biegebewehrung sollte da

her ungestaffelt bis zum Auflager geführt und dort zugfest endverankert werden.

Das Fachwerkmodell und das modifizierte Bogen-Zugband-Modell sind gleichermaßen geeignet, das Tragverhalten von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten zu beschreiben. Das Fachwerkmodell wird bevorzugt, weil hiermit konstruktive Details, wie z.B. der Kräftefluß im Wand-Decken-Knoten, anschaulicher dargestellt werden können (Bild 6.16).

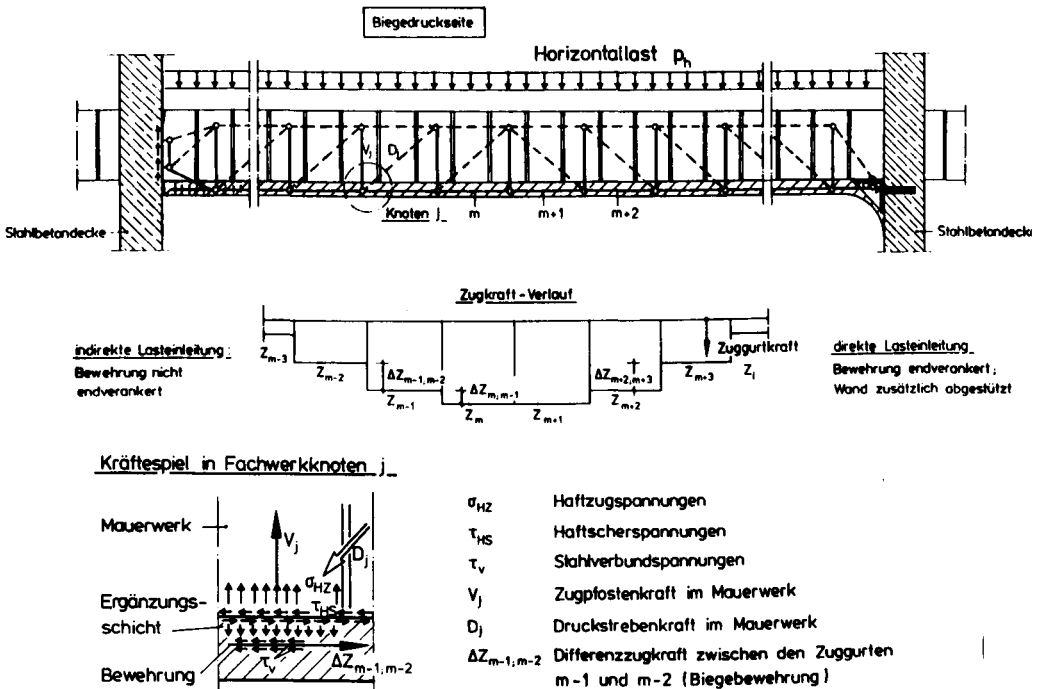


Bild 6.16: Fachwerkmodell zur Beschreibung des Tragverhaltens flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände (Mauerwerkswand liegend dargestellt)

6.3.2 Bruchschnittgrößen

Für die Berechnung der Bruchschnittgrößen von verstärktem Mauerwerk sind die in Abschnitt 6.1 genannten Annahmen wie folgt zu ergänzen:

- Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschichten sind vernachlässigbar klein.
- Der Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe ist linear und verläuft stetig über die Verbundfuge hinweg.

- Im Zustand I ist der Spannungsverlauf über die Querschnittshöhe linear, jedoch nicht stetig. In der Kontaktzone zwischen zwei Querschnittsmaterialien mit verschiedenen Werkstoffeigenschaften treten Spannungssprünge auf.

Zur Bestimmung der inneren Bruchquerschnittsgrößen N_U und M_U sind die Dehnungen ϵ_0 und ϵ_U der Randfasern des Tragquerschnittes innerhalb vorgegebener Grenzdehnungen zu variieren und die Schnittkräfte durch Integration von den Werkstoffkennlinien abhängiger Spannungen des Tragquerschnittes zu berechnen. Für Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten können die Grenzdehnungszustände nach DIN 1045 übernommen werden (Bild 6.17). Der besseren Übersicht wegen werden die Querschnitte der Wände im folgenden "liegend" wie die von Biegebalken dargestellt.

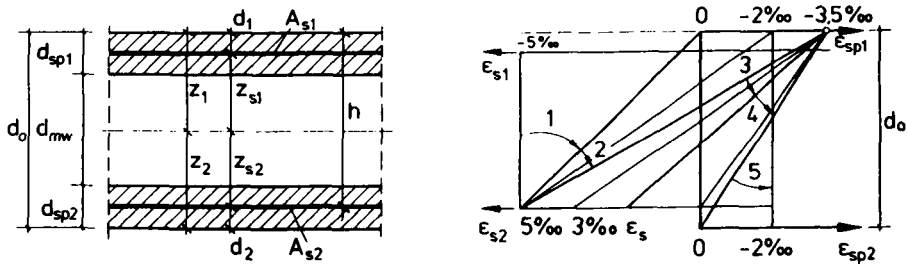


Bild 6.17: Dehnungszustände verstärkten Mauerwerks

In Bild 6.18 sind die zur Berechnung der Bruchschnittgrößen notwendigen geometrischen Kenngrößen der Biegedruckzone zusammengestellt.

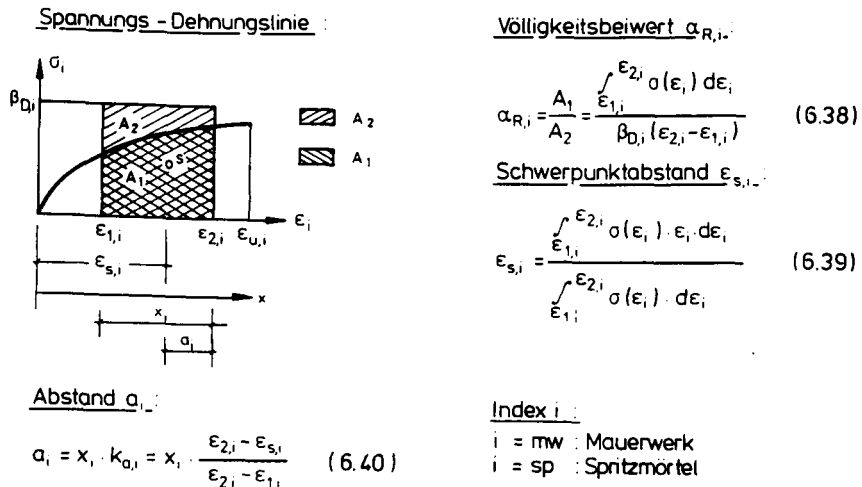
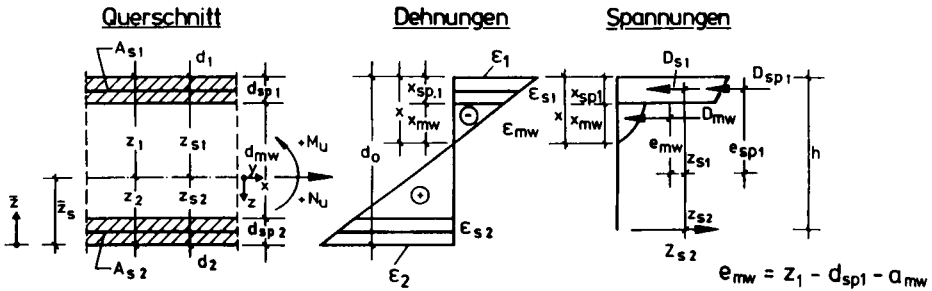


Bild 6.18: Geometrische Kenngrößen der Biegedruckzone

Blid 6.19 enthält die Bestimmungsgleichungen der Biegemomente und Normalkräfte im rechnerischen Bruchzustand für beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärktes Mauerwerk. Die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks und des PCC-Mörtels wurde nicht berücksichtigt.

Spannungs- und Dehnungszustände ($x < d_o$) :



ideelle Schwerachse :
$$\bar{z}_s = \frac{\sum n_i \cdot A_i \cdot \bar{z}_i}{\sum n_i \cdot A_i} \quad (6.41) ; \quad n_i = \frac{E_i}{E_v}$$

$$e_{mw} = z_1 - d_{sp1} - a_{mw}$$

$$e_{sp1} = z_1 - a_{sp1} \quad (6.42)$$

Normalkraft $N_{U..}$:

$$N_U = - [\alpha_{R,sp} \cdot b \cdot d_{sp1} \cdot \beta_{D,sp} + \alpha_{R,mw} \cdot b \cdot x_{mw} \cdot \beta_{D,mw} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} - A_{s2} \cdot \sigma_{s2}] \quad (6.43)$$

Biegemoment $M_{U..}$:

$$M_U = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} \cdot z_{s2} + A_{s1} \cdot \sigma_{s1} \cdot z_{s1} + \alpha_{R,sp1} \cdot b \cdot d_{sp1} \cdot \beta_{D,sp1} (z_1 - k_{o,sp1} \cdot d_{sp1}) + \alpha_{R,mw} \cdot b \cdot x_{mw} \cdot \beta_{D,mw} (z_1 - d_{sp1} - k_{o,mw} \cdot x_{mw}) \quad (6.44)$$

Normierte Bruchschnittgrößen n_U und m_U :

$$n_U = \frac{N_U}{b \cdot d_o \cdot \beta_{D,mw}} \quad m_U = \frac{M_U}{b \cdot d_o^2 \cdot \beta_{D,mw}} \quad (6.45 \dots 6.46)$$

$$n_U = - [\alpha_{R,sp} \cdot \frac{d_{sp1}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,sp}}{\beta_{D,mw}} + \alpha_{R,mw} \cdot \frac{x_{mw}}{d_o} + \omega_{o1} \cdot \frac{\sigma_{s1,u}}{\beta_s} - \omega_{o2} \cdot \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s}] \quad (6.47)$$

$$m_U = \alpha_{R,sp1} \cdot \frac{d_{sp1}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,sp}}{\beta_{D,mw}} \cdot \frac{1}{d_o} (z_1 - a_{sp1}) + \alpha_{R,mw} \cdot \frac{x_{mw}}{d_o} \cdot \frac{1}{d_o} (z_1 - d_{sp1} - a_{mw}) + \omega_{o1} \cdot \frac{\sigma_{s1,u}}{\beta_s} \cdot \frac{1}{d_o} (z_1 - d_1) + \omega_{o2} \cdot \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} \cdot \frac{1}{d_o} (z_2 - d_2) \quad (6.48)$$

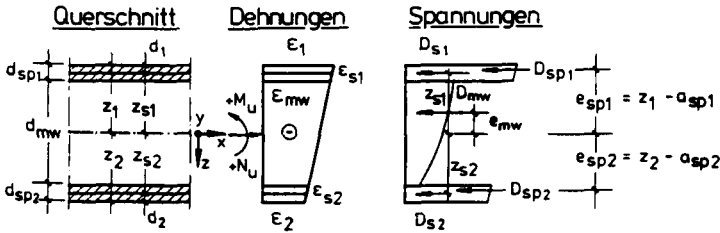
geometrischer Bewehrungsgrad : mechanischer Bewehrungsgrad :

$$\mu_{o1,2} = \frac{A_{s1,2}}{b \cdot d_o} \quad \omega_{o1,2} = \mu_{o1,2} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_{D,mw}} \quad (6.49 \dots 6.50)$$

Blid 6.19: Bruchschnittgrößen M_U und N_U bzw. m_U und n_U für Mauerwerk mit beidseitig angeordneten, betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ($x < d_o$)

Für überdrücktes Mauerwerk ($x \geq d_o$) können m_u und n_u mit Hilfe der in Bild 6.20 angegebenen Gleichungen bestimmt werden.

Spannungs - und Dehnungszustände :



Normierte Bruchschnittgrößen n_u und m_u :

$$n_u = - \left[\omega_{01} \cdot \frac{\sigma_{s1,u}}{\beta_s} + \omega_{02} \cdot \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} + \alpha_{R,sp1} \cdot \frac{d_{sp1}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,sp1}}{\beta_{D,mw}} + \alpha_{R,mw} \cdot \frac{d_{mw}}{d_o} + \alpha_{R,sp2} \cdot \frac{d_{sp2}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,sp2}}{\beta_{D,mw}} \right] \quad (6.51)$$

$$m_u = - \alpha_{R,sp2} \cdot \frac{d_{sp2}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,sp2}}{\beta_{D,mw}} \cdot \frac{1}{d_o} (z_2 - a_{sp2}) + \alpha_{R,sp1} \cdot \frac{d_{sp1}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,sp1}}{\beta_{D,mw}} \cdot \frac{1}{d_o} (z_1 - a_{sp1}) + \alpha_{R,mw} \cdot \frac{d_{mw}}{d_o} \cdot \frac{1}{d_o} (z_1 - d_{sp1} - a_{mw}) - \omega_{02} \cdot \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s \cdot d_o} (z_2 - d_2) + \omega_{01} \cdot \frac{\sigma_{s1,u}}{\beta_s \cdot d_o} (z_1 - d_1) \quad (6.52)$$

Bild 6.20: Bruchschnittgrößen m_u und n_u von Mauerwerk mit beidseitig angeordneten, betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten Mauerwerks ($x \geq d_o$)

Bei einseitiger Verstärkung von Mauerwerkswänden auf ihrer Biegezugseite vereinfachen sich die Gleichungen (6.47) bis (6.52). Sie lauten für

$$x < d_o - d_{sp}$$

$$n_u = - \left[\alpha_{R,mw} \cdot \frac{x_{mw}}{d_o} - \omega_{02} \cdot \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} \right] \quad (6.53)$$

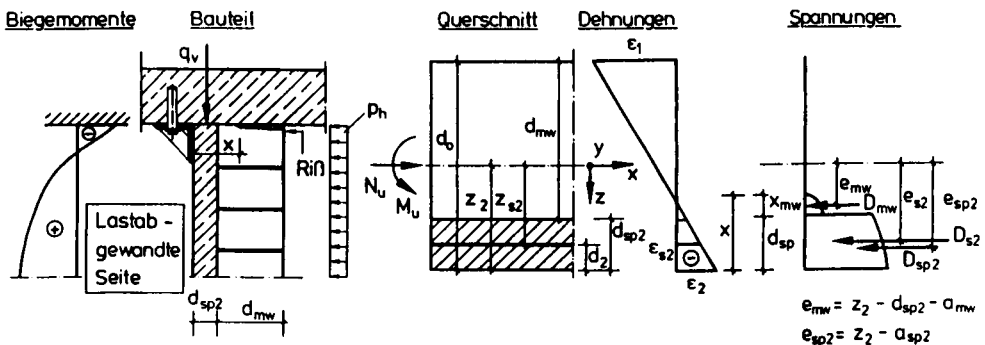
$$m_u = \alpha_{R,mw} \cdot \frac{x_{mw}}{d_o} \left(\frac{z_1}{d_o} - \frac{a_{mw}}{d_o} \right) + \omega_{02} \cdot \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} \left(\frac{z_2}{d_o} - \frac{d_2}{d_o} \right) \quad (6.54)$$

$x > d_0$:

$$n_u = - \left[\alpha_{R,sp} \frac{d_{sp}}{d_0} \cdot \frac{\beta_{D,sp}}{\beta_{D,mw}} + \alpha_{R,mw} \frac{d_{mw}}{d_0} + \omega_{02} \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} \right] \quad (6.55)$$

$$m_u = - \alpha_{R,sp} \cdot \frac{d_{sp}}{d_0} \cdot \frac{\beta_{D,sp}}{\beta_{D,mw}} \left(\frac{z_2}{d_0} - \frac{a_{sp}}{d_0} \right) + \alpha_{R,mw} \frac{d_{mw}}{d_0} \left(\frac{z_1}{d_0} - \frac{a_{mw}}{d_0} \right) - \omega_{02} \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} \left(\frac{z_2}{d_0} - \frac{d_2}{d_0} \right) \quad (6.56)$$

Bei Berücksichtigung von Randeinspannungen der Wandenden sind negative Einspannmomente nach Bild 6.21 zu berechnen.



Normierte Bruchschnittgrößen n_u und m_u :

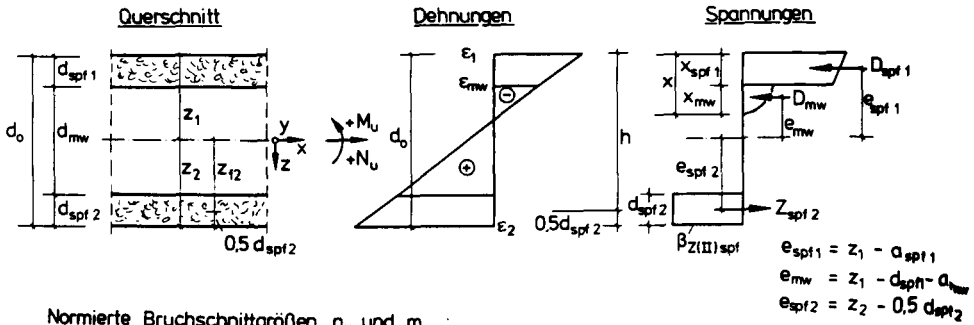
$$n_u = \omega_{02} \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} + \alpha_{R,sp2} \cdot \frac{d_{sp2}}{d_0} \cdot \frac{\beta_{D,sp}}{\beta_{D,mw}} + \alpha_{R,mw} \frac{d_{mw}}{d_0} \quad (6.57)$$

$$m_u = \alpha_{R,mw} \frac{x_{mw}}{d_0^2} (z_2 - d_{sp2} - a_{mw}) + \alpha_{R,sp2} \frac{d_{sp2}}{d_0^2} \cdot \frac{\beta_{D,sp}}{\beta_{D,mw}} (z_2 - a_{sp2}) + \omega_{02} \frac{\sigma_{s2,u}}{\beta_s} (z_2 - d_2) \quad (6.58)$$

Bild 6.21: Bruchschnittgrößen im Einspannbereich einseitig verstärkter Wände

Werden verformungsbedingte Zwangskräfte vernachlässigt, kann sich bei fehlenden Wandauf-lasten keine Randeinspannung ausbilden. Es stellt sich eine gelenkige Lagerung der Wand ein.

In Bild 6.22 sind Rechenansätze zur Bestimmung der Bruchschnittgrößen von Mauerwerkswänden mit beidseitig angeordneten, stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten zusammengestellt.



Normierte Bruchschnittgrößen n_u und m_u :

$$n_u = - \left[\alpha_{R,spf1} \cdot \frac{d_{spf1}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,spf}}{\beta_{D,mw}} + \alpha_{R,mw} \cdot \frac{x_{mw}}{d_o} - \frac{d_{spf2}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{Z(III),spf}}{\beta_{D,mw}} \right] \quad (6.59)$$

$$m_u = \alpha_{R,spf1} \cdot \frac{d_{spf1}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{D,spf}}{\beta_{D,mw}} (z_1 - a_{spf1}) + \alpha_{R,mw} \cdot \frac{x_{mw}}{d_o} (z_1 - d_{spf1} - a_{mw}) + \frac{d_{spf2}}{d_o} \cdot \frac{\beta_{Z(III),spf}}{\beta_{D,mw}} (z_2 - 0,5 d_{spf2}) \quad (6.60)$$

Bild 6.22: Bruchschnittgrößen von Mauerwerk mit beidseitig angeordneten, stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten ($x < d_o - d_{spf2}$)

Für $x \geq d_o$ sind die Bruchschnittgrößen entsprechend Bild 6.20 zu berechnen.

In Bild A 6.5 wird gezeigt, daß die Zunahme der Bruchschnittgrößen infolge flächenhafter Verstärkung auf die Erhöhung des inneren Biegemomentes bei gleichbleibender Auflast um den Betrag aus der in der Ergänzungsschicht wirkenden Zugkraft, multipliziert mit dem Hebelarm z der inneren Kräfte, zurückzuführen ist.

Der Verstärkungsfaktor wird, wie in Bild A 6.5 beschrieben, als Verhältnis der Bruchschnittgrößen oder der horizontalen Traglasten verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände mit gleicher Mauerwerksdicke des Wandquerschnittes definiert. Der Verstärkungsfaktor wird dimensionslos oder in Prozent angegeben. So entspricht beispielsweise ein Verstärkungsfaktor von 5 einer Tragfähigkeitssteigerung um 400 %.

6.3.3 Berücksichtigung schwindbedingter Eigenspannungen

Eigenspannungen aus behindertem Schwinden der Ergänzungsschicht sind bei der Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehungen zu berücksichtigen, die für die Berechnung der Traglasten und Verformungen flächenhaft verstärkter Wände benötigt werden.

In Bild 6.23 wird der Verlauf schwindbedingter Eigenspannungen in einem Schichtenmodell dar-

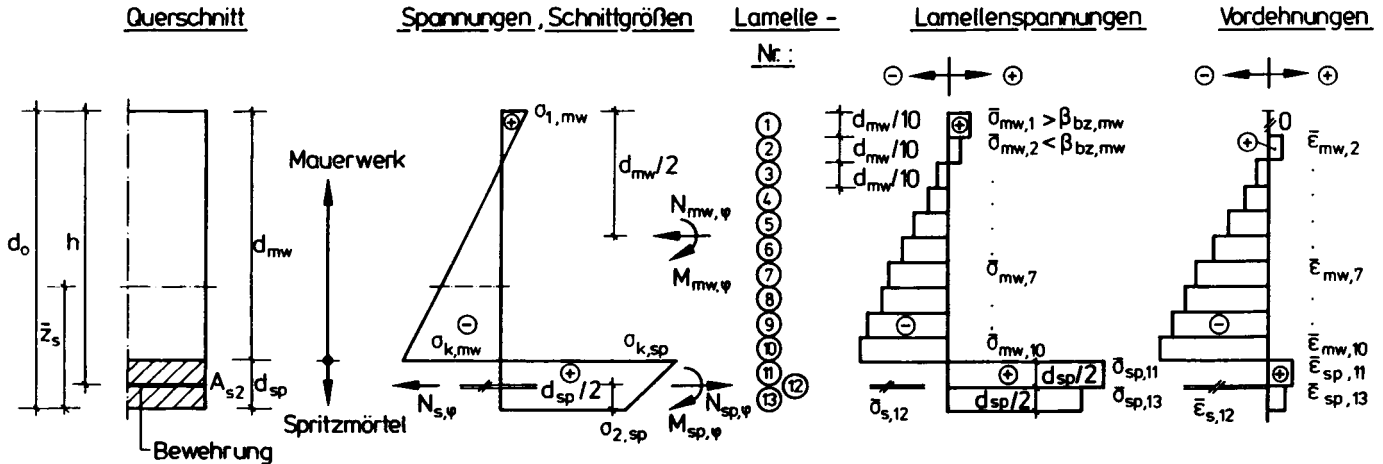
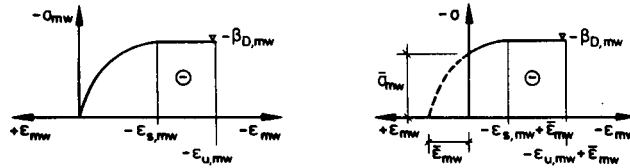


Bild 6.23: Schichtenmodell zur Berücksichtigung von Eigenspannungen an behindertem Schwinden der Ergänzungsschicht

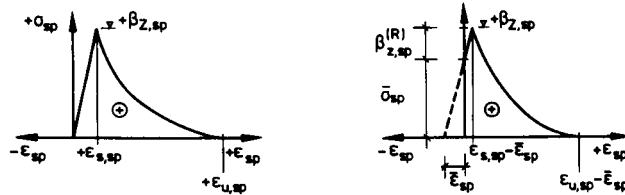
gestellt, in dem der Tragquerschnitt in schubfest miteinander verbundene Einzelschichten - im folgenden Lamellen genannt - aufgeteilt ist. Die Spannungswerte an den Schichtgrenzen der Einzellamellen sind in gemittelte Lamellenspannungen σ_i umgerechnet. Aus den Spannungs-Dehnungs-Linien der Lamellenwerkstoffe sind die zu den Lamellenspannungen σ_i gehörenden Dehnungen ε_i zu bestimmen, die rechnerisch als Vordehnungen der Einzellamellen aufgefaßt werden. Positive Lamellenspannungen σ_{mw} , deren Größe die Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,mw}$ des Mauerwerks überschreitet, werden zu Null gesetzt. Eine solche Lamelle wird als gerissen betrachtet und ihr somit kein Dehnwert zugeordnet. Das in Abschnitt 4.3 erläuterte Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Eigenspannungen setzt Zustand I voraus [19;20]. Mit dem durch Ribbildung reduzierten Tragquerschnitt sind iterativ so lange weitere Eigenspannungsberechnungen durchzuführen, bis die größten positiven Lamellenspannungen σ_{mw} bzw. σ_{sp} gerade noch unterhalb der Biege- bzw. Zugfestigkeit der Lamellenwerkstoffe liegen. Hierbei sind zeitabhängige Festigkeits- und Verformungskennwerte von Mauerwerk und PCC-Spritzmörtel zu verwenden. Diese Kennwerte konnten bei den experimentellen Untersuchungen zum Tragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände nicht bestimmt werden. Sie waren daher aus der Literatur zu entnehmen oder sinnvoll abzuschätzen (siehe Tabelle A 3.6 und Bild A 4.2). Bei der rechnerischen Überprüfung der Untersuchungsergebnisse von den in [54] geprüften Wänden wurde jeweils nur eine Iteration durchgeführt, da das dabei erzielte Rechenergebnis bereits genau genug war (Bild 6.26).

Die Vordehnungen $\bar{\varepsilon}_i$ sind rechnerisch als Verschiebungen des Ursprungs von Spannungs-Dehnungs-Linien der Lamellenbaustoffe um den Betrag von $\bar{\varepsilon}_i$ aufzufassen (Bild 6.24). Zur Berücksichtigung des tension-stiffening ist die anrechenbare Zugfestigkeit des Spritzmörtels $\beta_{Z,sp}^{(R)}$ zu bestimmen. Sie errechnet sich aus dem 5%-Fraktilwert der Spritzmörtel-Zugfestigkeit $\beta_{Z,sp}$, vermindert um den Eigenspannungswert $\bar{\sigma}_{sw,sp}$ der betrachteten Lamelle der Spritzmörtelschicht. Bei Schwindspannungen $\bar{\sigma}_{sw,sp} < \beta_{Z,sp}$ kann $\beta_{Z,sp}^{(R)}$ als Ordinatenabschnitt zwischen dem Schnittpunkt des "ansteigenden Astes" der Spannungs-Dehnungs-Linie und dem Spannungsmaximum des zugbeanspruchten PCC-Mörtels dargestellt werden (Bild 6.25, Fall A). Ist $\bar{\sigma}_{sw,sp} > \beta_{Z,sp}$, entstehen Risse in der Ergänzungsschicht. In unmittelbarer Ribnähe fallen die Zugspannungen rasch ab, ohne daß sie den Wert Null erreichen müssen. Es kann noch eine geringe Spannung übertragen werden, deren Größe der anrechenbaren Restzugfestigkeit $\beta_{Z,sp}^{(R)}$ entspricht (Bild 6.25, Fall B). Für $\bar{\sigma}_{sw,sp} > \beta_{Z,sp}$ verliert die Elastizitätstheorie, auf deren Grundlage die Schwindspannungen $\bar{\sigma}_{sw,sp}$ bestimmt wurden, ihre Gültigkeit. Lösungen, die den Ribbildungsfortschritt berücksichtigen, können nur mit einem erheblichen Rechenaufwand unter Verwendung zeitabhängiger, durch zusätzliche Materialuntersuchungen zu bestimmende Baustoffkennwerte erhalten werden. Sind diese Baustoffkennwerte nicht verfügbar, können durch phänomenologische Betrachtungen ebenfalls brauchbare Rechenergebnisse erzielt werden. So kann z.B. bei der rechnerischen Überprüfung von Versuchsergebnissen der $\beta_{Z,sp}^{(R)}$ -Wert iterativ bestimmt werden, mit dem die beste Annäherung von gemessenen und berechneten Momenten-Krümmungswerten erreicht wird (Bild 6.25, Fall c) [92]. Dieser Kennwert kann dann für die Berechnung vergleichbarer Wände verwendet werden.

(A) Mauerwerk (Druck)



(B) PCC-Spritzmörtel (Zug)



(C) Betonstahlbewehrung (Druck + Zug)

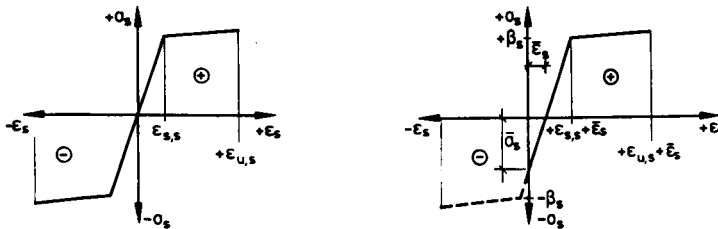


Bild 6.24: Rechnerische Berücksichtigung von Vordehnungen ϵ_i durch Verschiebung des Koordinatenursprungs der Werkstoffkennlinien

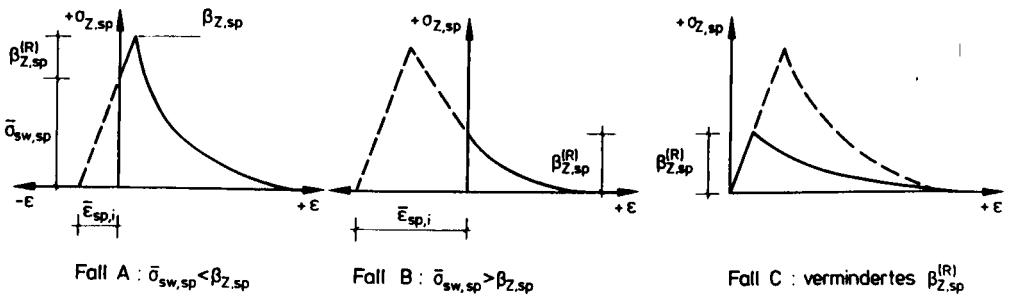


Bild 6.25: Durch schwindbedingte Zwangsspannungen verminderte Zugfestigkeiten von PCC-Mörtel

Bild 6.26 zeigt einen Vergleich gemessener und mit den Schichtenmodell berechneter Momenten-Krümmungslinien (M-k-Linien). Es wird zwischen den Fällen A bis D unterschieden. Die Fälle

A bis C wurden in Bild 6.25 erläutert. Im Fall D wurde die Zugfestigkeit des Spritzmörtels vernachlässigt.

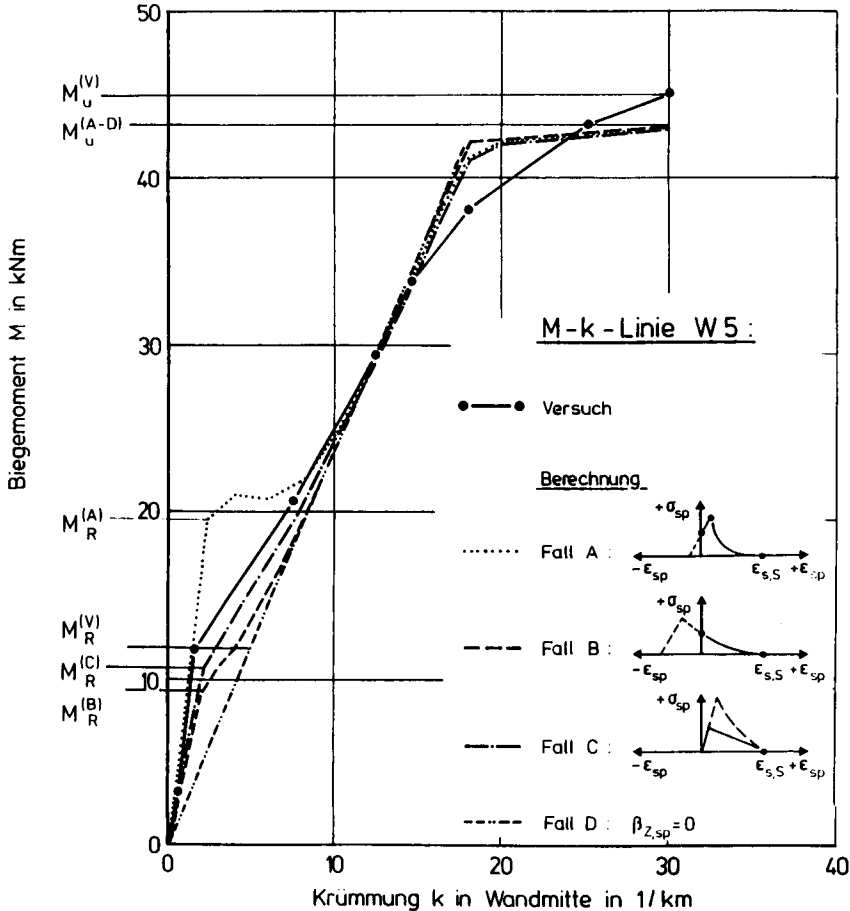


Bild 6.26: Vergleich gemessener und berechneter Momenten-Krümmungslinien

Im Gebrauchslastbereich ist eine gute Übereinstimmung gemessener und berechneter M-k-Werte erkennbar. Im Fall C wird die größte Annäherung gemessener und berechneter Werte erreicht. Der Unterschied zwischen den nach Fall B und Fall C berechneten M-k-Linien ist unerheblich. Bei Vernachlässigung der Spritzmörtelzugfestigkeit (Fall D: $\beta_{z,sp} = 0$) werden die Krümmungen bei geringer Momentenbeanspruchung zu groß berechnet. Im Fall A wird das Rißmoment $M_R^{(A)}$ zu groß bestimmt. Die Unterschiede der berechneten und gemessenen M-k-Werte im bruchlastnahen Bereich sind auf Streuungen der Baustofffestigkeiten zurückzuführen. Bei anderen Wänden wurden bessere Übereinstimmungen festgestellt (s. Abschn. 7.2, Bild 7.5). Die Abweichungen berechneter und gemessener Größen betragen weniger als 10 %.

6.3.4 Einleitung von Wandauflasten

Aus Wänden und Decken zusammengesetzte Tragsysteme mehrgeschossiger Hochbauten sind hochgradig statisch unbestimmte Rahmentragwerke, deren Einspannmomente im Wand-Decken-Knoten auch durch Näherungsansätze bestimmt werden können [62]. Hierzu ist ein Rahmensystem aus zwei Rahmenstielen (z.B. Außenwände) und einem Rahmenriegel (Geschoßdecke) zu betrachten (Bild 6.27).

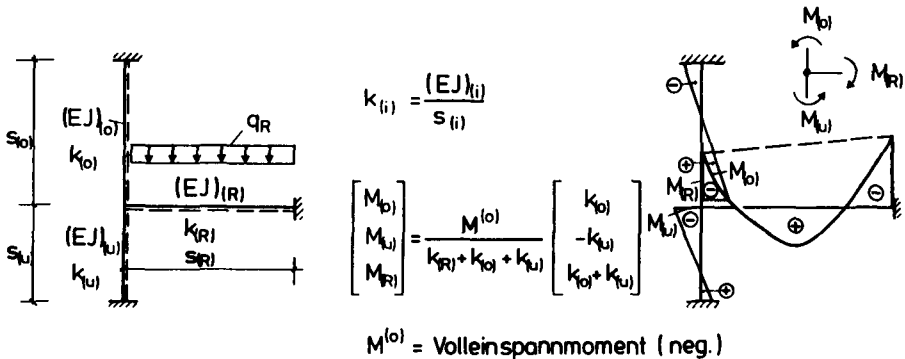
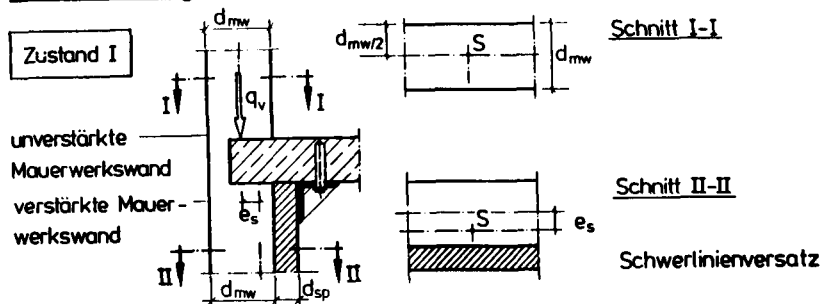


Bild 6.27: Biegemomente im Bereich des Wand-Decken-Knotens bei Belastung in Mauerwerkswände einbindender Decken

Die Einspannmomente M_O bzw. M_U der Mauerwerkswände sind näherungsweise durch Multiplikation der Auflast q_v mit der Lastexzentrizität e_O bzw. e_U zu berechnen [62]. Bei einseitiger Querschnittsergänzung wird die Schwerelinie der Mauerwerkswand um e_s verschoben (Bild 6.28). Auflasten von Geschoßwänden werden somit exzentrisch in die verstärkte Wand eingeleitet. Hierdurch entstehen traglastmindernde positive Randmomente an den Wandenden. Bei Horizontalbeanspruchung der Wand wird erwartet, daß sich rotationsbedingt negative, traglaststeigernde Einspannmomente in Wand-Decken-Knoten ausbilden. Für unverstärkte und lagerfugenbewehrte Mauerwerkswände unter Horizontaldruckbeanspruchung wurde dies durch Versuchsergebnisse bestätigt [51;66].

Die genaue Lage von q_v und der Spannungszustand des Verbundquerschnittes verstärkter Wände vorhandener Gebäuden vor der Einwirkung der Horizontalallast sind von bauwerksspezifischen Parametern abhängig und können daher nicht allgemein angegeben werden. In Abschnitt 7.2 werden daher Berechnungen durchgeführt, die den Einfluß der Lage von q_v auf die Höhe der horizontalen Traglast beschreiben.

Vor Einwirkung der Horizontallast



Bei Einwirkung der Horizontallast

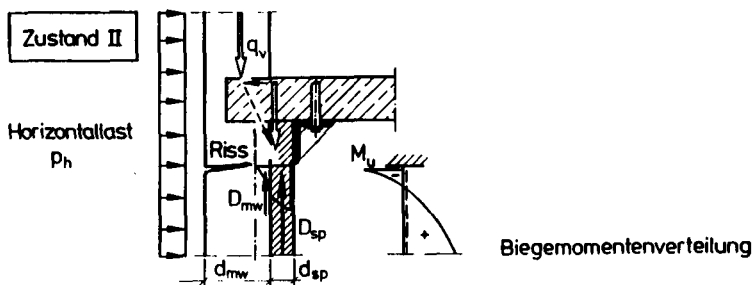
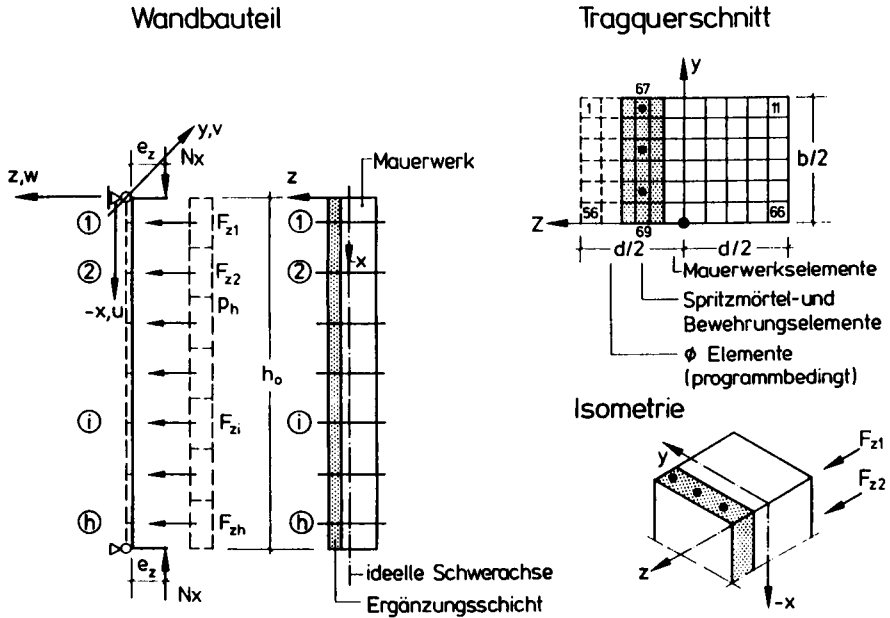


Bild 6.28: Lasteinleitung von Wandaufasten aus Geschoßwänden

6.3.5 Horizontale Traglasten einachsrig lastabtragender Wände

Das Trag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Wände wird durch die mechanischen Eigenschaften der im mehrschichtigen Tragquerschnitt durch Haftverbund schubfest miteinander gekoppelten Einzelbaustoffe bestimmt. Aufgrund der umfangreichen Werkstoff-, Geometrie- und Belastungsparameter wurden Traglastrechnungen mit Hilfe des Programmsystems STABA-F durchgeführt [12;79;86]. Einzelne Unterprogramme von STABA-F wurden im Hinblick auf eine allgemeine Formulierbarkeit von Werkstoffkennlinien modifiziert. Es gelten die Annahmen und Voraussetzungen von Abschnitt 6.1 und 6.3.2.

Aufgrund des unterschiedlichen Werkstoffverhaltens der Einzelbaustoffe ist der Tragquerschnitt in eine größere Anzahl starr miteinander verbundener Querschnittselemente zu gliedern. Die Unterteilung der Wand in einzelne Stababschnitte ermöglicht die Einbeziehung horizontaler Flächenlasten p_h in Form senkrecht zur Stabachse gerichteter Knotenlasten (Bild 6.29). Hinsichtlich der Traglastzustände unterscheidet STABA-F zwischen Querschnittsversagen bei Überschreitung aufnehmbarer Grenzschnittgrößen M_u und N_u und Stabilitätsversagen bei Überschreitung des stabilen Gleichgewichtszustandes. Programmintern erfolgt zunächst die Ermitt-



Berechnung verstärkter Mauerwerkswände

Bild 6.29: Elementierung einer einseitig verstärkten Mauerwerkswand

lung nichtlinearer Momenten-Krümmungs-Beziehungen bei vorgegebener Längskraft N_x (= Auflast q_y) und anschließend die Berechnung der Zustandsgrößen Biegemoment M_y , Querkraft Q_z , Verformung $w(x)$ und Stabneigung φ (Bild 6.30).

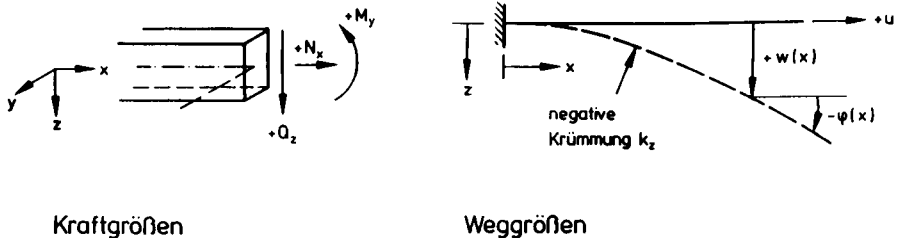


Bild 6.30: Schnittkräfte und Verformungen von Stabtragwerken [34]

Bei der Bestimmung von der Längskraft N_x abhängiger M-k-Beziehungen werden die Dehnungen

$\varepsilon_i(y,z)$ der Querschnittselemente bei Vorgabe der Krümmung k_z nach der Verträglichkeitsbedingungen $\varepsilon_i(y,z) = \varepsilon_0 + k_z \cdot z$ bestimmt. Die Dehnung ε_0 im Schwerpunkt des Verbundquerschnittes wird dabei iterativ so lange verändert, bis die Einzelkräfte der Einzelelemente mit der Längskraft N_x im Gleichgewicht stehen. Die Dehnungen $\varepsilon_i(y,z)$ sind über die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Werkstoffgesetze mit den Elementspannungen σ_i in den Teilquerschnittsflächen A_i verknüpft. Die Normalkräfte N_x und die aufnehmbaren, von N_x und k_z abhängigen Biegemomente M_y errechnen sich aus:

$$N_x = \sum_i^n A_i \cdot \sigma_i(y,z) \quad \text{bzw.} \quad M_y = \sum_i^n A_i \cdot \sigma_i(y,z) \cdot z_i \quad (6.61 \dots 6.62)$$

Eigenspannungen aus behindertem Schwinden der Ergänzungsschicht sowie die Mitwirkung der Spritzmörtelschicht auf Zug zwischen den Rissen sind nach Abschnitt 6.3.3 zu berücksichtigen. Die Zustandsgrößen M_y , Q_z , $w(x)$ und $\varphi(x)$ werden mit Hilfe des Reduktionsverfahrens bestimmt (siehe Bild A 6.2 und [34]). Bei deren Berechnung werden Einflüsse physikalischer und geometrischer Nichtlinearitäten einbezogen. Die horizontale Traglast p_{HU} ist erreicht, wenn kein Gleichgewicht zwischen inneren Schnittgrößen und äußeren Lasten gebildet werden kann.

6.3.6 Horizontale Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände

Die horizontalen Traglasten kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände wurden nach der Bruchlinientheorie bestimmt. Der experimentelle Nachweis für die Anwendbarkeit der Bruchlinientheorie zur Berechnung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände steht zur Zeit noch aus. Es wird jedoch erwartet, daß sich bei kreuzweise lastabtragenden, verstärkten Mauerwerkswänden ein ähnlicher Bruchlinienverlauf einstellt, wie er bei unverstärkten Mauerwerkswänden und Stahlbetonplatten experimentell nachgewiesen wurde (s. Bild A 5.2 und [98]). Zusätzlich werden einige theoretische Betrachtungen der Ableitung von Traglastformeln nach der Bruchlinientheorie vorangestellt. Wesentliche Bedingung für die Anwendbarkeit der Bruchlinientheorie ist die ausreichende Rotationsfähigkeit des verstärkten Mauerwerks. In [10;56] werden Einflüsse beschrieben, die die Rotationsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen begünstigen. Von diesen sind folgende auf flächenhaft verstärkte Mauerwerkswände übertragbar:

- vergleichsweise schlechter Verbund von Betonstahl und umgebendem Spritzmörtel als Folge unvermeidbarer "Spritzschatten",
- Schlankheiten der Mauerwerkswände $h_0/d_0 = 8 \dots 18$,
- Belastung durch Gleichflächenlasten senkrecht zur Wandebene.

Das Verhältnis von Druckzonenhöhe zu statischer Höhe $\xi = x/h$ ist ein Maß für die Rotationsfähigkeit von Bauteilen. Nach EC 2, Abschnitt 2.5.3.5.5, ist bei $\xi \leq 0,25$ die Rotationsfähigkeit von Stahlbetonplatten in jedem Fall gegeben [137]. Die bezogene Druckzonenhöhe von $\xi = 0,45$ gilt als eine obere Grenze, die bei Berücksichtigung rotationsbedingter Lastumlagerungen nicht überschritten werden darf [137]. Die Grenzwerte $\xi = 0,25$ bzw. $0,45$ werden als Maßstab für die Rotationsfähigkeit von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten übernommen. Die Größe von ξ ist u.a. vom Grenzbewehrungsgrad $\mu_{0Gr} = A_{sGr}/(b \cdot d_0)$ und von der Bruchdehnung der Biegebewehrung ε_{su} abhängig. Der Grenzbewehrungsgrad μ_{0Gr} ist u.a. vom Grenzbewehrungsgrad μ_{0Gr} und von der Bruchdehnung der Biegebewehrung ε_{su} abhängig. Der Grenzbewehrungsgrad μ_{0Gr} ist u.a. vom Grenzbewehrungsgrad μ_{0Gr} und von der Bruchdehnung der Biegebewehrung ε_{su} abhängig.

wehrungsgrad kennzeichnet die Bruchursache des Tragquerschnittes. Hier findet der Übergang vom Stahlversagen zu Mauerwerksversagen statt. Die Querschnittsrotation ist hier am größten. In Bild 6.31 sind die Stahldehnungen ϵ_s als Funktion des Grenzbewehrungsgrades $\mu_{0\text{Gr}}$ dargestellt, bei denen die rechnerische Bruchstauchung des Mauerwerks von $\epsilon_{u,mw} = -3,5\text{‰}$ erreicht wird. Der Rechenwert der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{R,mw}$ wurde zwischen $1,0\text{ MN/m}^2$ und $17,5\text{ MN/m}^2$ variiert. Für den Spritzmörtel wurde eine Rechenfestigkeit von $\beta_{R,sp} = 50\text{ MN/m}^2$ angenommen und die für Mauerwerk und PCC-Spritzmörtel bei Bauteilbemessungen anzuwendenden Werkstoffgesetze aus Bild 3.5 und 3.6 zugrunde gelegt. Die Fließdehnung der Betonstahlbewehrung ($R_m/R_e = 1,06$) in Höhe von $\epsilon_F = 2,91\text{‰}$ wird in Bild 6.31 in Form einer horizontalen, gestrichelten Linie dargestellt. Die Bandbreite baupraktisch relevanter Bewehrungsgrade flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände wird durch vertikale Begrenzungslinien deutlich gemacht. Normalkräfte und tension-stiffening wurden vernachlässigt. Mit Ausnahme von Querschnitten geringer Mauerwerksdruckfestigkeit ($\beta_{R,mw} = 1,0\text{ MN/m}^2$) wird die Fließdehnung der Biegebewehrung stets überschritten. Bei Tragquerschnitten mit vorgegebenem Grenzbewehrungsgrad $\mu_{0\text{Gr}}$ tritt Mauerwerksversagen (MWV) im Regelfall bei Stahldehnungen deutlich oberhalb der Fließgrenze auf, dem eine entsprechend große Rotation vorausgeht.

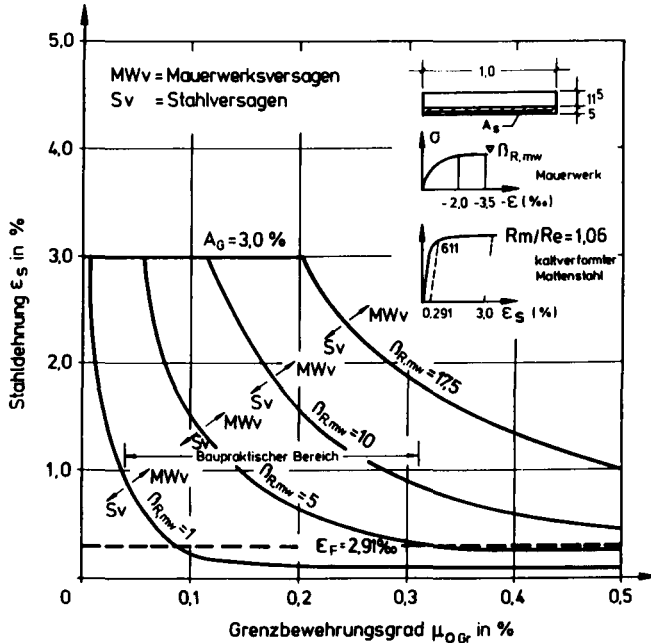


Bild 6.31: Stahldehnung ϵ_s bei Biegedruckversagen flächenhaft verstärkter Mauerwerksquerschnitte als Funktion des Grenzbewehrungsgrades $\mu_{0\text{Gr}}$

Bild 6.32 zeigt die Abhängigkeit der bezogenen Druckzonenhöhe vom Grenzbewehrungsgrad und der dimensionslos angegebenen Wandnormalkraft n . Erwartungsgemäß nimmt ξ mit wach-

0,45 bei Mauerwerk mit $\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$ bereits bei $\mu_{0Gr} = 0,1 \%$ überschritten. Bei Wän

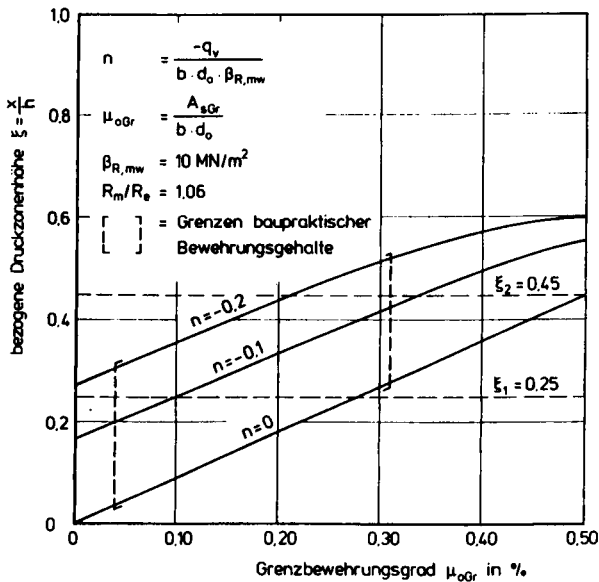
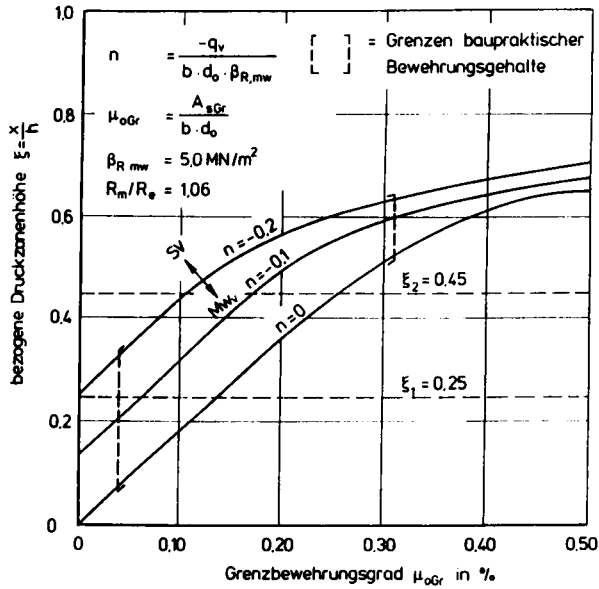


Bild 6.32: Bezogene Druckzonenhöhe x/h als Funktion des Grenzbewehrungsgrades μ_{0Gr} für Mauerwerk mit $\beta_{R,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$ und $\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$

den mit einer Mauerwerksdruckfestigkeit von 10 MN/m^2 und bezogenen Wandaufasten von $n = -0,2$ ist bei Grenzbewehrungsgraden von $\mu_{0 \text{ Gr}} \leq 0,2\%$ gerade noch eine ausreichende Rotationsfähigkeit gegeben. Daraus ergibt sich, daß z.B. die Traglast verstärkter Mauerwerkswände mit einer Mauerwerksschichtdicke von $11,5 \text{ cm}$, einem $\beta_{R,mw}$ -Wert von 10 MN/m^2 , einer Wandaufast von 330 kN/m und einem Bewehrungsquerschnitt von $A_s \geq 2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ nicht nach der Bruchlinientheorie berechnet werden kann. Bei einem $\beta_{R,mw}$ -Wert von 5 N/mm^2 beträgt der kritische Bewehrungsquerschnitt - gleiche Wandaufast und Mauerwerkdicke vorausgesetzt - ca. $1,4 \text{ cm}^2/\text{m}$. Bei Wänden mit 25 cm dicker Mauerwerksschicht, einem $\beta_{R,mw}$ -Wert von $5,0 \text{ MN/m}^2$ und Auflasten von 300 kN/m beträgt der Grenzbewehrungsquerschnitt $2,6 \text{ cm}^2/\text{m}$, bei Auflasten von 600 kN/m und $\beta_{R,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$ ca. $5,3 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Bild 6.33 zeigt Bruchlinienfiguren unterschiedlich gelagerter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände, deren horizontale Beanspruchbarkeit in Abschnitt 7.2.4 untersucht werden soll. Da-

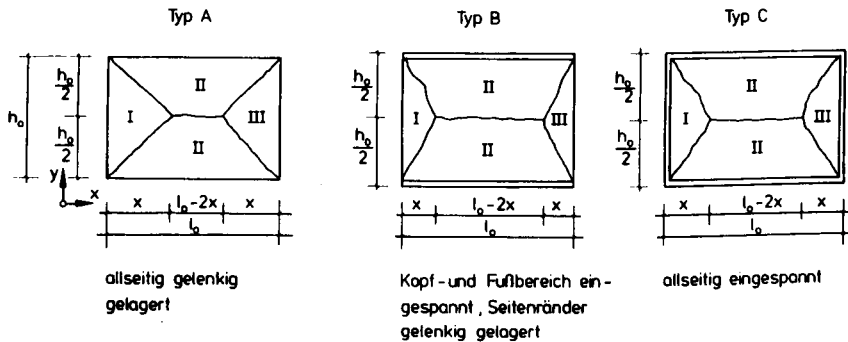


Bild 6.33: Bruchlinienfiguren kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände

bei werden praxisübliche Wandhöhen von $2,25\text{m} \dots 3,0\text{m}$ vorausgesetzt und von Seitenverhältnissen der Wände von $\beta = h_0/l_0 \leq 1,0$ ausgegangen. Die unterschiedlich hohe Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen wird durch den Faktor $\alpha = \beta_{R,mw} / \beta_{R,mw \perp} = 0,5$ berücksichtigt (siehe Tabelle 3.1), und traglastmindernde Einflüsse aus Theorie II. Ordnung werden näherungsweise durch den Ansatz verformungsbedingte Abtriebskräfte erfaßt (Bild 6.34).

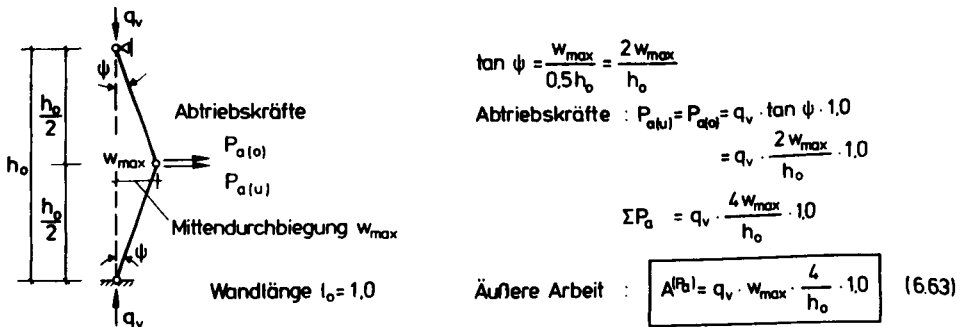


Bild 6.34: Äußere Arbeit von Abtriebskräften auf Biegung mit Normalkraft beanspruchter Wände

Bei einachsig lastabtragenden Wänden wird $A_a^{(Pa)}$ aus einem, über die gesamte Wandlänge l_o wirkenden, gleich großen Δm^{II} -Moment gebildet. Diese Voraussetzung für Gl. (6.64) führt bei kreuzweise lastabtragenden Wänden zu einer geringfügigen Überschätzung des traglastmindernden Einflusses aus Theorie II. Ordnung, da die Abtriebskräfte im Bereich der seitlichen, dreiecksförmigen Bruchtafeln eine geringere Arbeit leisten als längs der horizontalen Bruchlinie in Wandmitte. Die Annahme gleich großer Δm^{II} -Momente längs der Wandlänge erscheint jedoch vertretbar, da an kreuzweise lastabtragenden Wänden mit kleinen Wandaufasten nur geringe Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung zu erwarten sind.

In Bild 6.36 wird die Lösungsgleichung zur Berechnung horizontaler Traglasten beispielhaft für allseitig frei drehbar gelagerte, orthotrope Wände abgeleitet. Bild 6.36 enthält entsprechende Gleichungen für Wände des Typs B und C.

Orthotropiekoeffizient : $\lambda = \frac{m_x}{m_y}$; Schichtenkoeffizienten : $\lambda_y' = \frac{|m_y'|}{m_y}$; $\lambda_x' = \frac{|m_x'|}{m_x}$;

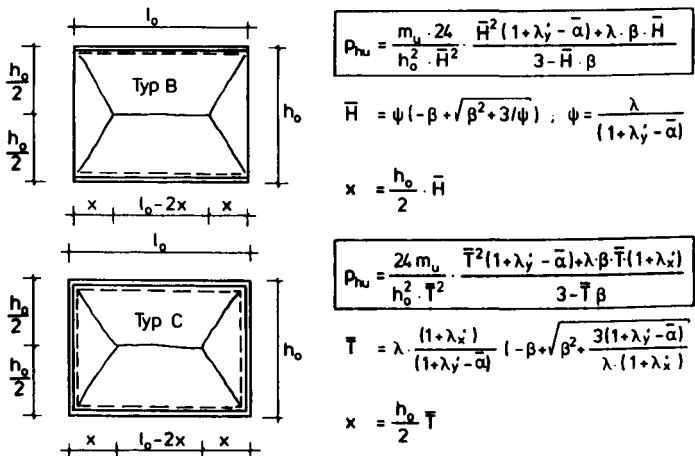


Bild 6.36: Bestimmung der horizontalen Traglast p_{hu} der Wände vom Typ B und C

6.4 Schubtragfähigkeit flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Das Schubtragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände ist von der Art der Ergänzungsschicht (stahlfaserbewehrt, betonstahlbewehrt) und von der konstruktiven Ausbildung des Wandanschlußpunktes abhängig. Es ist zwischen Mauerwerkswänden zu unterscheiden, die kraftschlüssig und solchen, die formschlüssig mit angrenzenden Decken und Wänden verbunden sind (Bild 6.37). Bei nachträglich errichteten, nichttragenden Wänden liegt meist nur formschlüssiger Kontakt vor. Bei außerplanmäßiger Biegebeanspruchung sind sie stets durch Stahlwinkel o.ä. gegen Herausfallen zu sichern. Im folgenden wird das Schubtragverhalten tragender Wände für den Bereich des Wand-Decken-Knotens untersucht, die kraftschlüssig mit angrenzenden Bauteilen verbunden sind. Die Ausführungen sind auf den Anschlußbereich orthogonal aneinanderstoßender Wände übertragbar.

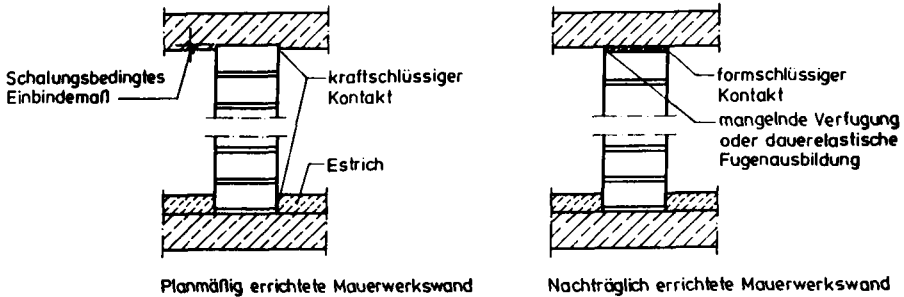


Bild 6.37: Form- und kraftschlüssiger Kontaktschluß von Mauerwerkswänden im Bereich des Wand-Decken-Knotens

6.4.1 Wände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und endverankerter Biegebewehrung

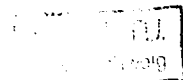
Es wird davon ausgegangen, daß eine ausreichende Querabstützung der Wände und die Aufnahme der Restzugkraft F_{8R} der Zugkraftlinie durch zusätzliche, im Wandanschlußbereich angeordnete Anschlußkonstruktionen sichergestellt sind (siehe Abschn. 8.2).

Zur Zeit liegen keine Untersuchungsergebnisse zum Schubtragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände vor. Mit Hilfe der Versuchsergebnisse konstruktiv vergleichbarer Bauteile sollen obere und untere Grenzen für die Schubtragfähigkeit flächenhaft verstärkter Wände angegeben werden. In Großbritannien werden vermörtelte, doppelschalige Wände oder sogenannte Quetta-Verband-Konstruktionen in betonstahlbewehrtem Ziegelmauerwerk ausgeführt (Bild A 6.3). Ihr konstruktiver Aufbau ist mit dem flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände vergleichbar. Zur Bemessung von Quetta-Verband-Konstruktionen oder von vermörtelten, doppelschaligen Ziegelwänden wird in BS 5628, Teil 2, Abschnitt 22.5.1 der Rechenansatz

$$\tau_o = \frac{Q}{b_o \cdot h} \quad (6.80)$$

angegeben [140]. Dieser Ansatz wird für Mauerwerkswände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten übernommen. Bild 6.38 zeigt die Ableitung von Gl. (6.80). Dort wird statt der statischen Höhe h der Hebelarm der inneren Kräfte z in die Schubspannungsgleichung eingesetzt (siehe Gl. (6.81)).

Bruchschubspannungswerte τ_{ou} von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten existieren bisher nicht, wohl aber von schlaff bewehrten Ziegelstürzen, lagerfugenbewehrten Mauerwerkswänden und zweischaligen, vermörtelten Mauerwerksbalken und -plattenstreifen. Bei der Prüfung scheinrecht Ziegelstürze mit Schubschlankeiten bis $\lambda = a/h = 3$ wurden Bruchschubspannungen von $\tau_{ou} = 0,48...0,6 \text{ N/mm}^2$ gemessen [18]. In Bild 6.39 werden τ_{ou} -Werte für scheinrechte Ziegelstürze, lagerfugenbewehrte Wände und durch beton-



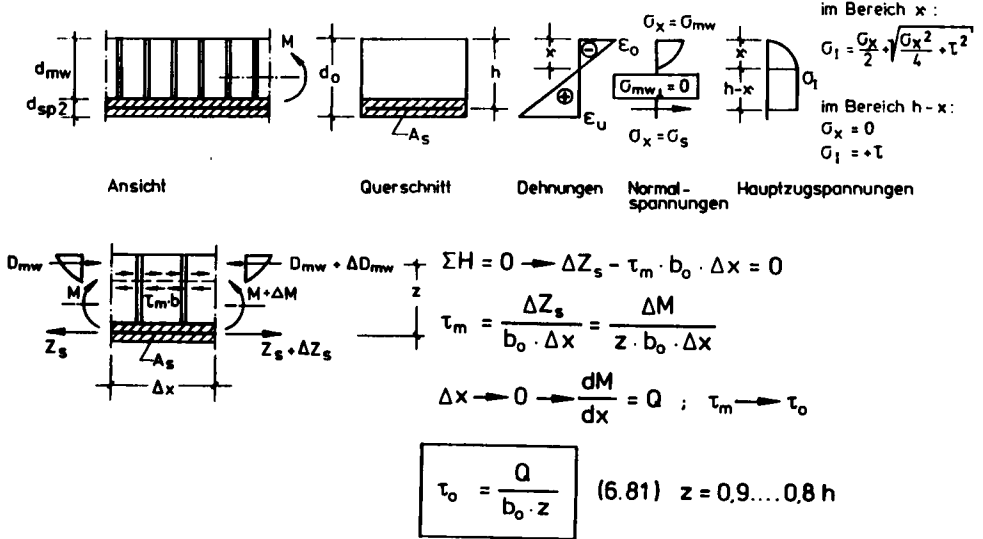


Bild 6.38: Schubtragmodell flächenhaft verstärkten Mauerwerks mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

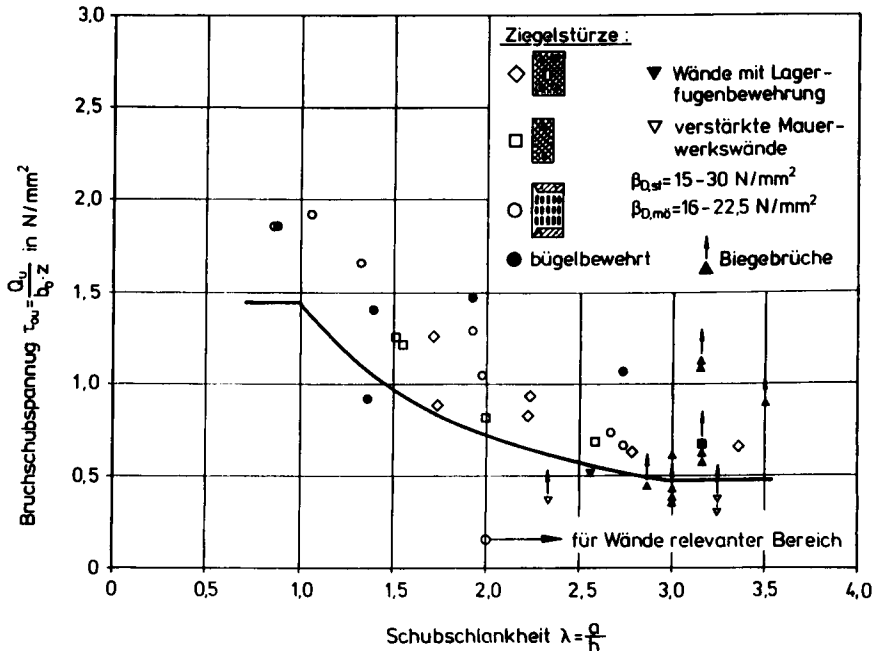


Bild 6.39: Bruchschubspannungswerte scheinrechter Ziegelstürze, lagerfugenbewehrter oder flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände [18;64;54]

stahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkte Mauerwerkswände in Abhängigkeit von der Schubschlankheit angegeben [52;64]. Schubspannungswerte, die bei Biegeversagen der Versuchskörper gemessen wurden, sind durch einen Pfeil gekennzeichnet. Hierdurch soll deutlich gemacht werden, daß die Bruchschubspannungswerte größer sind als die eingetragenen Meßwerte. Die τ_{ou} -Werte wurden nach Gl. (6.81) berechnet. Sie nehmen mit wachsender Schubschlankheit $\lambda = a/h$ ab (Gleichstreckenlast: Schubabstand $a = \ell/4$). Sie variieren im Bereich für Wände relevanter Schubschlankheiten von $\lambda \geq 2,0$ zwischen $0,75 \text{ N/mm}^2$ und $0,49 \text{ N/mm}^2$.

Bild 6.40 enthält Bruchschubspannungswerte τ_{ou} dreischichtiger Mauerwerksbalken und gemauerter Plattenstreifen, die aus Versuchsergebnissen nach Gl. (6.80) berechnet wurden [116]. Im Bereich von $2,0 \leq \lambda < 5,0$ liegen die Bruchschubspannungswerte oberhalb $0,5 \text{ N/mm}^2$. Mit Gl. (6.82) können schubschlankheitsabhängige, auf die statische Höhe h bezogene Bruchschubspannungswerte ermittelt werden:

$$\tau_{ou}^{(\lambda)} = 0,35 \cdot \frac{\lambda + 0,55}{\lambda - 0,55} \leq 1,2 \text{ N/mm}^2 \quad (6.82)$$

Werden die in Bild 6.40 angegebenen Spannungswerte in auf den Hebelarm $z = 0,8 h$ bezogene Größen umgerechnet, ergeben sich nahezu die gleichen Bruchschubspannungswerte wie in Bild 6.39.

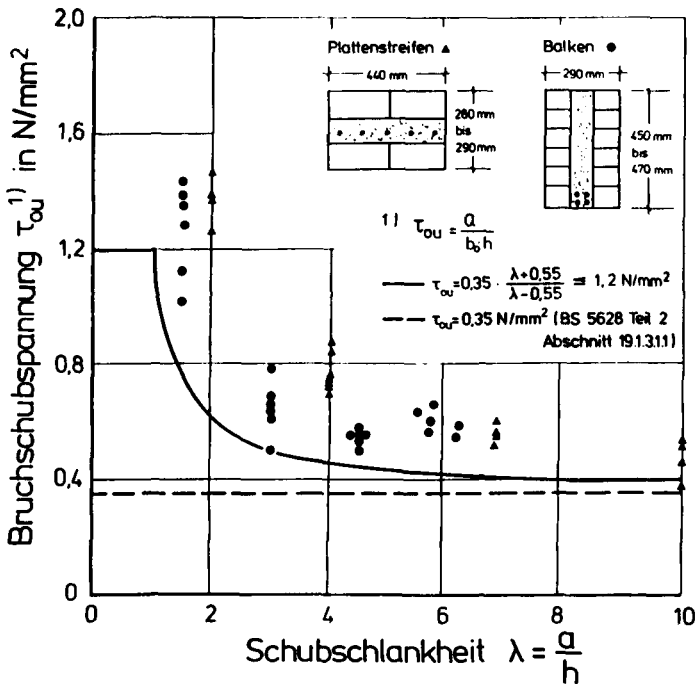


Bild 6.40: Bruchschubspannungswerte bewehrter Mauerwerksbalken oder -plattenstreifen [116]

Die Größe τ_{OU} ist auch vom Bewehrungsgrad $\mu = A_s / (b_o \cdot h) \cdot 100\%$ abhängig. Mit steigendem Bewehrungsgehalt nehmen die τ_{OU} -Werte zu [116]. Die in Bild 6.40 angegebenen τ_{OU} -Werte wurden an Prüfkörpern gemessen, deren kleinster Bewehrungsgrad mit 0,9 % höher war als die für flächenhaft verstärkte Mauerwerkswände baupraktisch relevanten Bewehrungsgehalte von 0,1 % bis 0,3 %. Die Versuchsergebnisse von [116] sind daher u. U. nur bedingt auf die hier zu untersuchenden Wände übertragbar.

Für bewehrtes Mauerwerk, dessen Biegebewehrung in Lagerfugen oder in Aussparungen angeordnet und mit Mauermörtel der Druckfestigkeit $f_{D,m\ddot{o}} = 6,5$ bis $16,0$ N/mm² vollständig umhüllt ist, gilt gemäß BS 5628 Teil 2, Abschnitt 19.1.3.1.1: $\tau_{OU} = 0,35$ N/mm². Dieser von μ und λ unabhängige Bruchschubspannungswert ist in Bild 6.40 in Form einer Parallele zur Abszissenachse dargestellt. In BS 5628 Teil 2, Abschnitt 19.2.3.1.2, ist festgelegt, daß Mauerwerk, dessen Bewehrung in Aussparungen, Hohlschichten oder -kammern von Beton der Güteklasse 25 (gemäß BS 5628) umschlossen ist, eine rechnerische Bruchschubspannung von $\tau_{OU} = 0,35 + 17,5 \cdot \mu \leq 0,7$ N/mm² zugewiesen werden darf. Für Bewehrungsgrade von $\mu \leq 0,3\%$ beträgt die maximale Bruchschubspannung demnach $0,4$ N/mm².

Den folgenden Berechnungen werden τ_{OU} -Werte nach BS 5628 als untere Bruchschubspannungsgrenze zugrunde gelegt. Da flächenhaft verstärkte Mauerwerkswände und vermörtelte, doppelschalige Wandkonstruktionen (Bild A 6.3) einen vergleichbaren konstruktiven Aufbau besitzen, beschreiben nach Gl. (6.82) zu berechnende τ_{OU} -Werte eine obere Schubspannungsgrenze, durch deren Ansatz größtmögliche, von der Schubschlankheit abhängige Bruchschubspannungen in Traglastrechnungen berücksichtigt werden. Da diesen Schubspannungswerten gemessene Querkraftwerte zugrunde liegen, werden durch Gl. (6.82) in Abschnitt 6.2.1 beschriebene Sekundärtragwirkungen aus Ribverzahnung, Verdübelungswirkung der Biegebewehrung und Biegetragfähigkeit der Mauerwerkszähne indirekt mit erfaßt.

6.4.2 Wände mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

Stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten können nicht zugfest mit angrenzenden Decken oder Wänden verbunden werden. Hier kann bestenfalls durch angedübelt Stahlwinkel eine zusätzliche Querabstützung der Wand erreicht werden, die im folgenden vorausgesetzt wird.

Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zur Schubtragfähigkeit von Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten liegen nicht vor. Es wurde daher der Frage nachgegangen, ob Bruchschubspannungswerte mit der im Eurocode 2 [137] angegebenen empirischen Schubspannungsformel berechnet werden können. Sie lautet

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w \cdot d \quad (6.83)$$

mit

V_{Rd1} :	Aufnehmbare Querkraft
$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk;0,05}$:	Grundwert der Schubfestigkeit
$k = 1,6 - d < 1$:	Beiwert zur Berücksichtigung gestaffelter Bewehrung
$f_{ctk;0,05}$:	5 %-Fraktile der Betonzugfestigkeit
$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$:	Bewehrungsgrad der Biegebewehrung (hier: $\rho_1 = 0$)

In Bild 6.41 wird davon ausgegangen, daß Querkräfte nur in der Spritzmörtelschicht übertragen werden. Der Bruch tritt ein, wenn die Hauptdruckspannungen σ_{II} die Druckfestigkeit des Stahlfaserspritzmörtels $\beta_{D,spf}$ (siehe Gl. (6.85)) oder die Hauptzugspannungen σ_I die Zugfestigkeit $\beta_{Z,spf}$ überschreiten (s. Gl. (6.86)).

6.4.3 Wände ohne zusätzliche Anschlußkonstruktionen

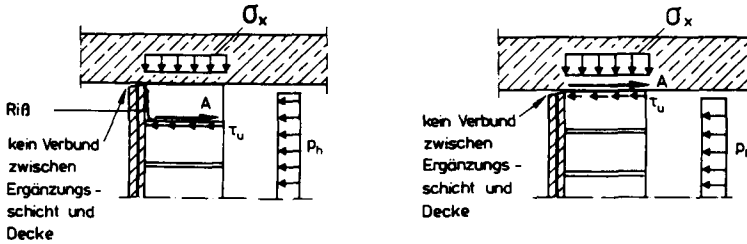
Bei Wänden ohne zusätzliche Anschlußkonstruktionen wird die Einleitung der horizontalen Auflagerkräfte in angrenzende Bauteile allein aufgrund des Schubtragvermögens der Mauerwerkschicht ermöglicht. Die Zugkraftdeckung an den Wandenden ist u.U. nicht gegeben. Bild 6.42 zeigt eine Zusammenstellung von Bruchkriterien für nicht zusätzlich abgestützte Mauerwerkswände.

Es wird davon ausgegangen, daß der Haftverbund zwischen Spritzmörtelschicht und angrenzender Stahlbetondecke aufgrund von Ribbildung nicht mehr gegeben ist. Bei Reibungsversagen der Wände (Bild 6.42: Bruchkriterium I) tritt der Bruch in der Kontaktfläche von oberster Steinschicht und angrenzender Decke oder in der darunter liegenden Lagerfuge auf (Gl. (6.87) oder Gl. (6.88)). Die Reibungsbeiwerte μ und Kohäsionsspannungswerte β_K sind Tabelle 3.2 zu entnehmen. Es wird erwartet, daß ein Verdrehen der Mauersteine nicht auftritt, so daß eine Abminderung von μ und β_K , wie in DIN 1053 Teil 2 berücksichtigt, nicht erforderlich ist (s.a. Abschn. 6.1.3).

Bei Steinversagen (Bild 4.2: Bruchkriterium II) wird die Zugfestigkeit $\beta_{Z,st}$ der Mauersteine in der unmittelbar an Anschlußbauteile angrenzenden Steinschicht überschritten. Dies tritt bei Mauerwerk mit geringer Stein- oder hoher Mörtelfestigkeit auf. Die Entstehung von Zugkräften in der obersten Steinschicht wird in Bild 6.42 anhand von Stabwerksmodellen erläutert. Die Querkraft im Wandanschlußpunkt wird durch die Zugstrebe Z_1 in die oberste Steinschicht eingeleitet. Diese "Rückverhängung" wird erforderlich, da die geneigte Druckstrebenkraft D_3 im Mauerwerk sich gegen die Stahlzugkraft Z_s der Biegebewehrung abstützen möchte, hier jedoch wegen fehlender Querabstützung der Wand keine Auflagerungsmöglichkeiten findet. Es entstehen Zugkräfte Z_0 , Z_1 , Z_2 in den obersten beiden Mauersteinschichten, die bei Überschreitung der Steinzugfestigkeit zum Schubversagen der Wand führen. Die Bruchschubspannung τ_{OU} kann mit Gl. (6.89) berechnet werden. Dabei wird unterstellt, daß im Mauerstein keine Erhöhung der Schubspannung auftritt, da eine Verdrehung der Mauersteine durch die Ergänzungsschicht behindert wird. Die Mauersteine reißen, wenn die schiefe Hauptzugspannung σ_I die Steinzugfestigkeit überschreitet.

Infolge rotationsbedingter Einschnürung der Druckspannungen übertragenden Mauerwerkschicht können die Druckspannungswerte theoretisch die Mauerwerksdruckfestigkeit überschreiten. Die Hauptdruckspannungen σ_{II} im Mauerwerk werden durch die Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ begrenzt: Bruchkriterium III von Bild 6.42. Die in der ungerissenen Querschnittsfläche wirkenden Schubspannungen sind mit der Formel $\tau = Q \cdot S / (l \cdot b)$ zu berechnen.

Bruchkriterium I : Reibungsversagen im Mauerwerk



Wand - Decke :

$$\tau_u = \beta_{KD} + \mu_D \cdot \sigma_x \quad (6.87)$$

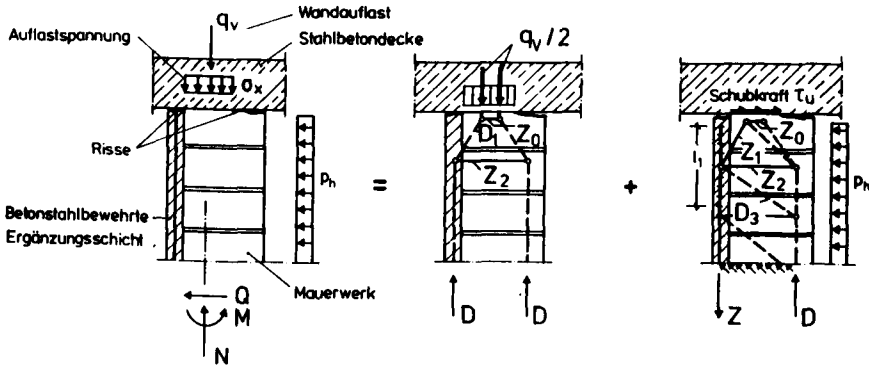
$$\beta_{KD} \equiv \beta_K; \mu_D = 0,75$$

Lagerfuge :

$$\tau_u = \beta_K + \mu \cdot \sigma_x \quad (6.88)$$

$\beta_K; \mu$: siehe Tabelle 3.2

Bruchkriterium II : Überschreitung der Zugfestigkeit der Mauersteine $\beta_{Z, st}$



$$\sigma_I = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{st}^2} = -\beta_{Z, st} \rightarrow \tau_u = \beta_{Z, st} \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{\beta_{Z, st}}} \quad (6.89)$$

σ_x ; $\beta_{Z, st}$: pos. einsetzen

Bruchkriterium III : Überschreitung der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D, mw}$

$$\sigma_{II} = \frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \beta_{D, mw} \rightarrow \tau_u = \beta_{D, mw} \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{\beta_{D, mw}}} \quad (6.90)$$

σ_x : pos. einsetzen

Bild 6.42: Bruchkriterien von Wänden ohne zusätzliche Anschlußkonstruktionen

Bei den Untersuchungen zum Biegetragverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände versagten die Wände W4, W6 und W7 durch Schubbruch [54]. Bild A 6.4 zeigt die Rißverläufe im Auflagerbereich der Prüfwände. Die Rißverläufe lassen den Schluß zu, daß W4 und W7 durch Überschreitung der Steinzugfestigkeit oder der Mauerwerksdruckfestigkeit und W6 durch Über-

schreitung aufnehmbarer Reibungsspannungen versagte. Die Anwendbarkeit der Gin. (6.87...6.90) wurde mit den in [54] gemessenen Bruchschubspannungen überprüft. Bild 6.43 zeigt die einhüllenden Kurvenzügen der Bruchschubspannungen für die Versuchswände W4, W6 und W7. Sie grenzen die vom Tragquerschnitt aufnehmbaren Kombinationen aus Normalspannungen σ_x und Schubspannungen τ von Wertepaaren ab, die zum Versagen der Wände führen. Die aus Meßwerten berechneten σ_x - τ_u -Werte sind als Einzelpunkte in Bild 6.43 dargestellt.

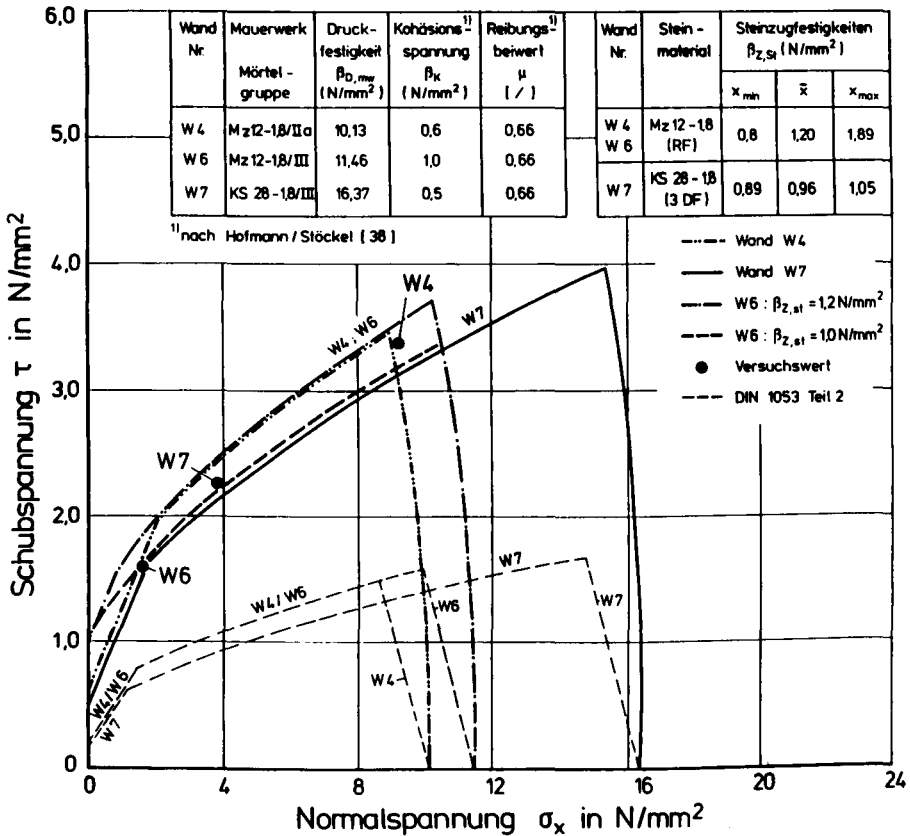


Bild 6.43: Bruchschubspannungslinien der Versuchswände W4, W6 und W7 [54]

Sie liegen dicht neben den Hüllkurvenzügen der Versuchswände. Da die Schnittpunkte der einzelnen Hüllkurvenabschnitte die Bruchkriterien in Abhängigkeit von der Höhe der Normalspannung σ_x des ungerissenen Restquerschnittes graphisch abgrenzen, können die Versagensursachen theoretisch nachvollzogen werden. Wie aus den Reißverläufen zu erkennen war, trat der Bruch der Wand W7 durch Überschreitung der Steinzugfestigkeit, der von W6 durch Rei-

bruchsversagen in den Lagerfugen und der von W4 durch Druckversagen des Mauerwerks ein. Zu Vergleichszwecken sind in Bild 6.43 nach DIN 1053 Teil 2 berechnete Bruchschubspannungskurven mit dargestellt. Die in den Versuchswänden aufgetretenen Schubspannungen werden durch die nach DIN 1053 berechneten Hüllkurvenzüge nicht zutreffend beschrieben. Die in DIN 1053 Teil 2 angegebenen Kohäsionsspannungs- und Reibungsbeiwerte sind abgeminderte Zahlenwerte, die das Tragverhalten durch Schubkräfte in der Ebene beanspruchter Wände berücksichtigen. Sie sind auf hier untersuchte, senkrecht zur Ebene beanspruchte Wände nicht anwendbar.

7.0 Verifikation des Rechenmodells und Parameterstudie zur Tragfähigkeitssteigerung von Wänden durch flächenhafte Verstärkung

7.1 Verifikation des Rechenmodells

In Abschnitt 6.3 wurde ein Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände vorgestellt, das nun durch Vergleich berechneter und gemessener Bruchschnittgrößen, Traglasten und Verformungen verifiziert werden soll.

7.1.1 Interaktion von Biegemoment und Normalkraft

Zur Überprüfung in Abschnitt 6.3.2 abgeleiteter Rechenansätze der Bruchschnittgrößen verstärkten Mauerwerks wurden Interaktionslinien für Biegemomente und Normalkräfte im rechnerischen Bruchzustand erstellt und theoretische Größen mit gemessenen Werten verglichen.

Bild 7.1 zeigt Interaktionslinien der Bruchschnittgrößen geprüfter Mauerwerkswände, die auf der

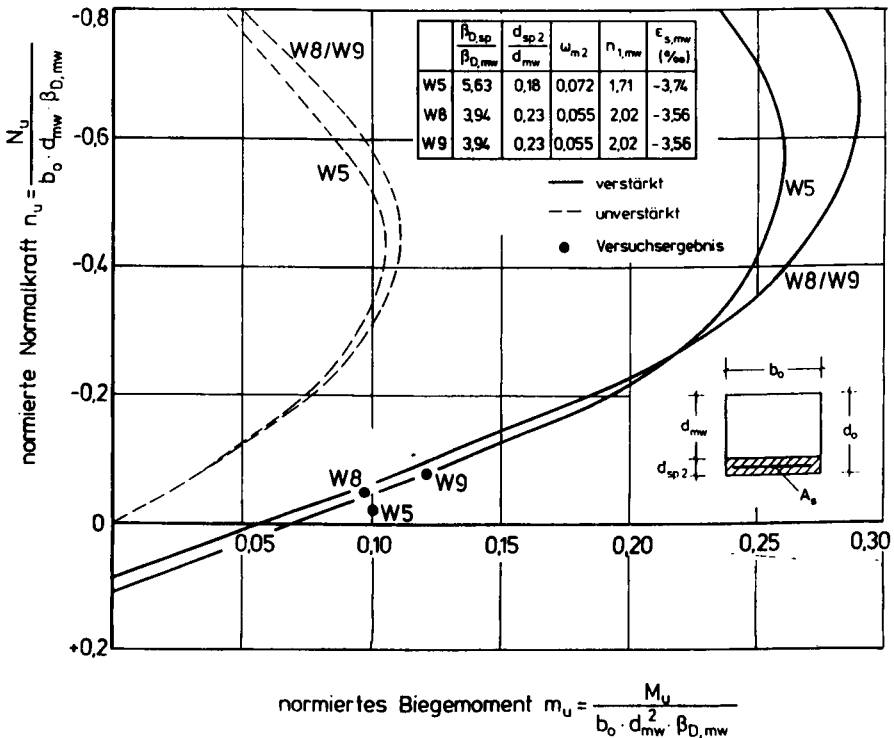


Bild 7.1: Interaktionsdiagramme von Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungschichten

Biegezugseite durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt worden waren. Die zur Berechnung der Interaktionslinien verwendeten Zahlenwerte $n_{1,mw}$ und $\varepsilon_{s,mw}$ wurden anhand von Spannungs-Dehnungslinien geprüfter Mauerwerkskörper ermittelt, die zeitlich parallel zu den Wänden W5, W8 und W9 mit den gleichen Mauersteinen und Mauermörteln erstellt worden waren. Die Einzelpunkte gemessener n_U - m_U -Kombinationen liegen dicht neben den Kurven der theoretischen Bruchschnittgrößen. Die Interaktionslinien verstärkten Mauerwerks schneiden die Abszissenachse außerhalb des Koordinatenursprungs. Verstärktes Mauerwerk ist in der Lage, auch bei nicht vorhandenen Auflasten Biegemomente aus Horizontallasten aufzunehmen. Wenngleich dieser Fall in der Praxis nicht gegeben ist, so können doch relativ niedrige Wandauflasten bei ein- oder zweigeschossigen Gebäuden auftreten. Das Verhältnis der Bruchschnittgrößen verstärkten und unverstärkten Mauerwerks ist hier besonders hoch. Für die Wände W5, W8 und W9 beträgt der Verstärkungsfaktor ca. 540 % bis 250 %.

Bild 7.2 zeigt Interaktionslinien normierter Bruchschnittgrößen von einseitig verstärktem Mauer

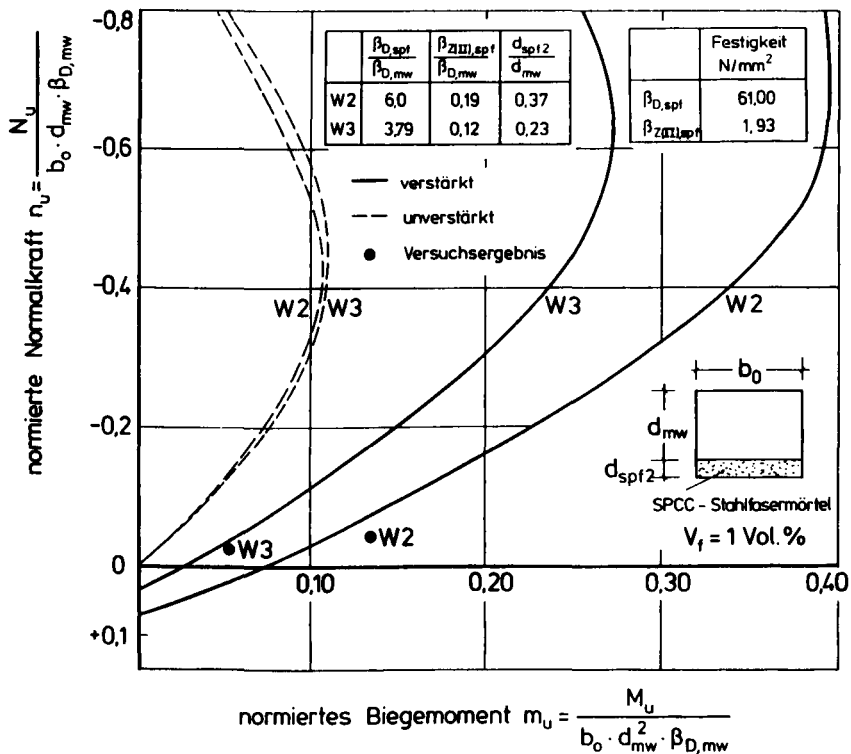


Bild 7.2: Interaktionsdiagramm für Mauerwerk mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

werk mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten [54]. Die Einzelpunkte gemessener Grenzschnittgrößen-Kombinationen liegen dicht neben den Interaktionslinien. Die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden mit geringen Auflasten kann durch stahlfaserbewehrte Ergänzungs-

schichten wesentlich erhöht werden. Aufgrund des duktilen Werkstoffverhaltens von Stahlfaser-mörtel werden auch bei größeren Dehnungen der Ergänzungsschicht Zugkräfte übertragen. Die Größe des Verstärkungsfaktors ist von der Dicke der Ergänzungsschicht und der Nachrißfestigkeit des Stahlfaserspritzmörtels abhängig. Bei W2 ($d_{spf2}/d_{mw} = 0,37$) wurde eine Steigerung des aufnehmbaren Biegemomentes um 500 % festgestellt. Bei der Wand W3 betragen der Verhältniswert $d_{spf2}/d_{mw} = 0,23$ und die Erhöhung des aufnehmbaren Bruchmomentes ca. 360 %.

7.1.2 Traglasten und Verformungen

Im folgenden werden berechnete und gemessene Last-Durchbiegungslinien einachsig lastabtragender verstärkter Mauerwerkswände miteinander verglichen. Bild 7.3 zeigt die statischen Systeme der in [54] geprüften Wände, deren Vertikallast in die Schwerlinie der Mauerwerksschicht eingeleitet wurde. Da der Schwerpunkt des Verbundquerschnittes bis auf eine Ausnahme nicht mit dem der Mauerwerksschicht übereinstimmt, waren bei der rechnerischen Überprüfung der Versuchsergebnisse der Wände W2 bis W10 positive Randmomente infolge exzentrischer Einleitung der Wandaufasten zu berücksichtigen.

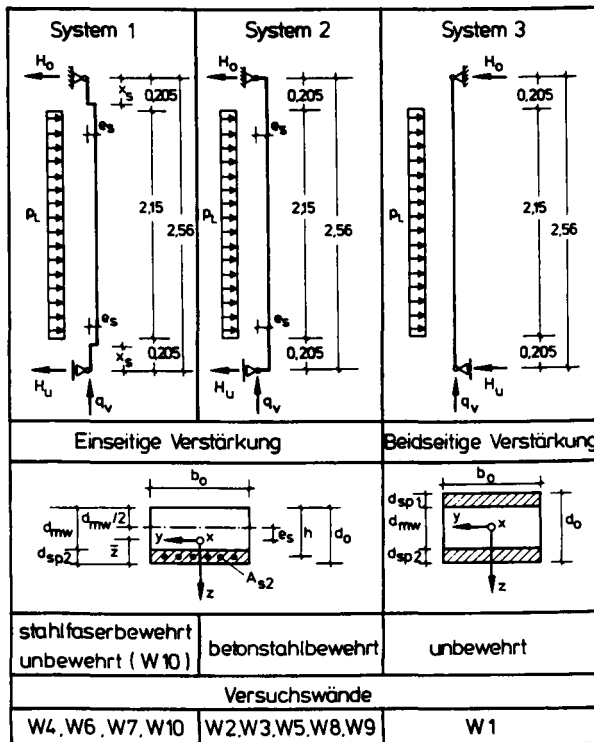
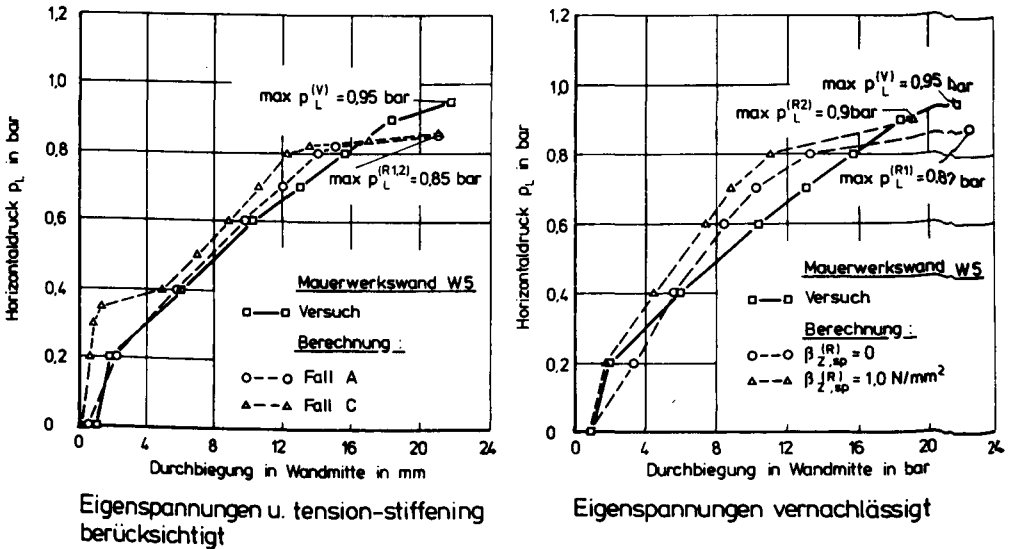


Bild 7.3: Tragquerschnitte und statische Systeme der Versuchswände aus [54]

Tabelle A 7.1 enthält Angaben zur Querschnittsgeometrie der Versuchswände. In Tabelle A 7.2 sind die mechanischen Kennwerte von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten zusammengestellt. Am Beispiel der Versuchswand W5 wird der Einfluß von Eigenspannungen aus behindertem Schwinden und des tension-stiffening-Effekts auf das Trag- und Verformungsverhalten der Wände erläutert. Bei der Berechnung der Last-Durchbiegungslinien wurde das in Abschnitt 6.3.3 vorgestellte Schichtenmodell angewendet und eine reduzierte Zugfestigkeit des Spritzmörtels $\beta_{Z,sp}^{(R)}$ in Ansatz gebracht. Hierzu wird auf die Fallunterscheidungen des Bildes 6.25 Bezug genommen. Es waren:

- Fall A: $\sigma_{sw,sp} < \beta_{Z,sp} \cdot \epsilon_{sp}$; $\epsilon_{sp} < \epsilon_{s,sp}$
 Fall B: $\sigma_{sw,sp} > \beta_{Z,sp} \cdot \epsilon_{sp}$; $\epsilon_{sp} > \epsilon_{s,sp}$
 Fall C: vereinfachte σ - ϵ -Linie des Spritzmörtels mit "vermindertem" $\beta_{Z,sp}^{(R)}$

Bild 7.4 zeigt berechnete und gemessene Mittendurchbiegungen von W5. Fall B wurde nicht berücksichtigt, da hiernach berechnete Durchbiegungen sich nur unwesentlich von den nach Fall C



(1 bar = 100 kN/m²)

Bild 7.4: Durchbiegung der Versuchswand W5

ermittelten unterscheiden (s. Bild 6.26). Bei Berücksichtigung von Eigenspannungen und des tension-stiffening ist eine gute Übereinstimmung berechneter und gemessener Verformungen erkennbar. Im Vergleich zur Kurve Fall A, die den Zustand I durch einen etwas zu steilen Kurvenanstieg beschreibt, stimmen die berechneten Werte der Kurve Fall C auch bei niedrigen Laststufen gut mit den gemessenen überein. Die Annahmen A und C beeinflussen nicht die Größe der berechneten Traglast, die ca. 10 % kleiner ist als die gemessene Bruchlast. Bei Vernachlässigung der Eigenspannungen wird die Biegesteifigkeit der Mauerwerkswand überschätzt. Infolge

schwindbedingter Druckspannungen in der Mauerwerksschicht verringert sich der Hebelarm der inneren Kräfte. Der Abstand der resultierenden Biegedruckkraft vom gedrückten Querschnittsrand ist größer als bei Wänden, die nicht zusätzlich durch Eigenspannungen beansprucht werden. Infolge des behinderten Schwindens der Ergänzungsschicht wird das innere Bruchmoment bei gleicher Krümmung der Wände verringert.

Bild 7.5 zeigt Last-Durchbiegungslinien der Versuchswand W8. Bei der Berechnung dieser Wand wurde die beste Übereinstimmung von theoretischen und gemessenen Werten festgestellt. Die Last-Durchbiegungslinien verlaufen fast parallel. Der Unterschied zwischen der berechneten und der gemessenen horizontalen Traglast beträgt 5 %.

Die Wände W4, W6 und W7 versagten durch Schubbruch [54]. Bild A 7.8 zeigt Last-Durchbiegungslinien der Versuchswand W6, die bis auf die fehlende Endverankerung der Biegebewehrung den gleichen konstruktiven Aufbau besaß und durch die gleiche Auflast beansprucht wurde wie die Wand W5. W5 versagte durch Biegebruch bei einer um 110 % größeren Horizontallast als derjenigen von W6. Die Bewehrungsführung im Bereich der Wandenden war somit für die Versagensart und die Höhe der Traglasten der Versuchswände maßgebend. Vergleichsrechnungen ergaben, daß die fehlende Endverankerung der Biegebewehrung an den Wänden W4, W6 und W7 zu Traglastverminderungen von 14 % bis 52 % geführt hatten [54].

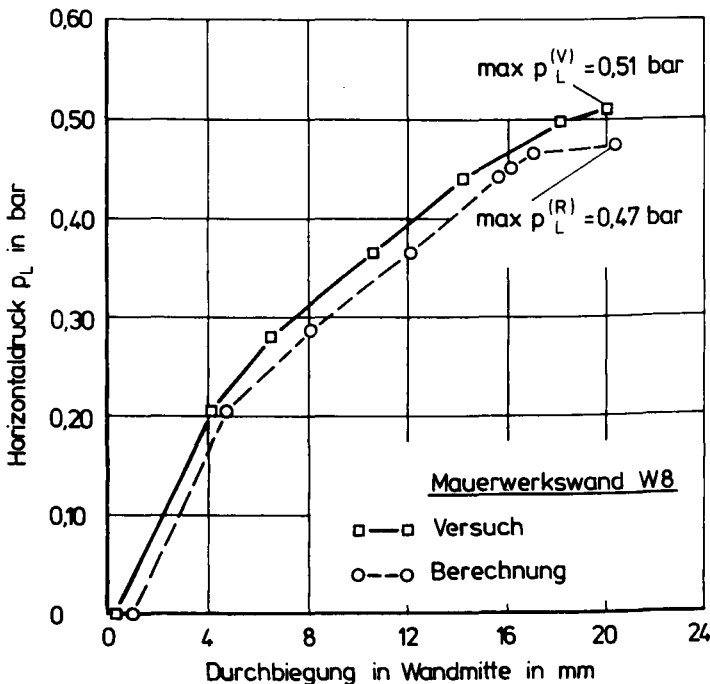


Bild 7.5: Mittendurchbiegung der Versuchswand W8

Bild 7.6 zeigt Last-Durchbiegungskurven der Versuchswand W3, die einseitig durch eine stahlfaserbewehrte Ergänzungsschicht verstärkt worden war.

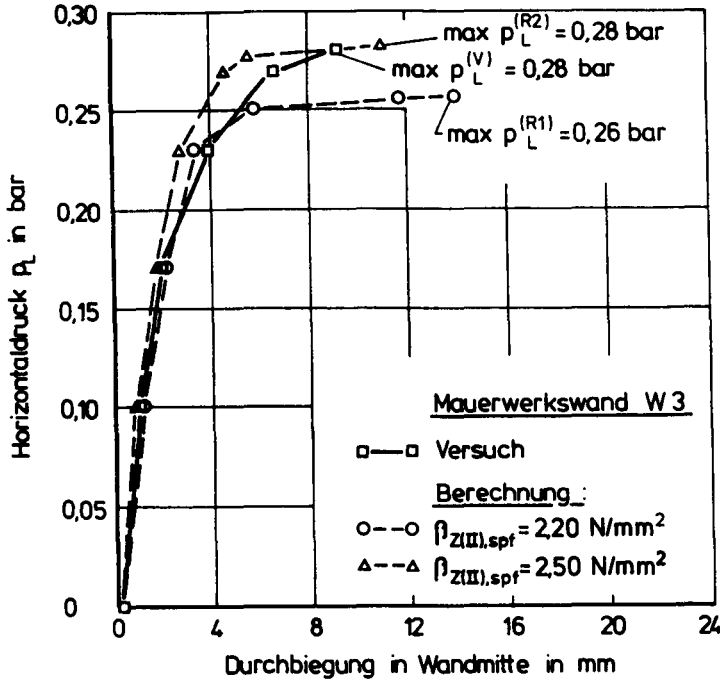


Bild 7.6: Mittendurchbiegung der Versuchswand W3

Tabelle A 7.3 enthält eine Zusammenstellung der Werkstoffkennwerte, die für die Berechnung der Last-Durchbiegungslinien von Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten verwendet wurden. Bei Verwendung der an zugbeanspruchten Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel gemessenen Nachrißfestigkeit von $\beta_{Z(II),spf} = 1,93 \text{ N/mm}^2$ als Kennwert für die Festigkeit der Ergänzungsschicht wurde eine unzureichende Übereinstimmung zwischen berechneter und gemessener Traglast festgestellt. Daher wurden weitere Berechnungen mit dem Größtwert der an Zugproben ermittelten Nachrißfestigkeit von $2,25 \text{ N/mm}^2$ und einem weiteren Zugfestigkeitswert von $2,5 \text{ N/mm}^2$ durchgeführt. $\beta_{Z(II),spf} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ entspricht im Mittel dem Zugfestigkeitswert $\text{cal } \beta_{Z(II),spf}$ der nach Gl. (3.28), Bild 3.11 aus der Biegezugfestigkeit äqu $\beta_{BZ(II),spf}$ aus Spritzproben geschnittener Biegebalken zu berechnen ist. Im Gebrauchslastbereich wurde eine gute Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Durchbiegungen festgestellt. Bei Belastungen nahe der Bruchlast sind die Durchbiegungs- und Traglastwerte nahezu identisch, wenn für die Nachrißfestigkeit $\beta_{Z(II),spf}$ der aus der Biegezugfestigkeit des Stahlfaserspritzmörtels abgeleitete Festigkeitswert von $\text{cal } \beta_{Z(II),spf} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ eingesetzt wird.

Insgesamt konnte das Biegetrag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände rechnerisch zufriedenstellend nachvollzogen werden (Bild 7.7).

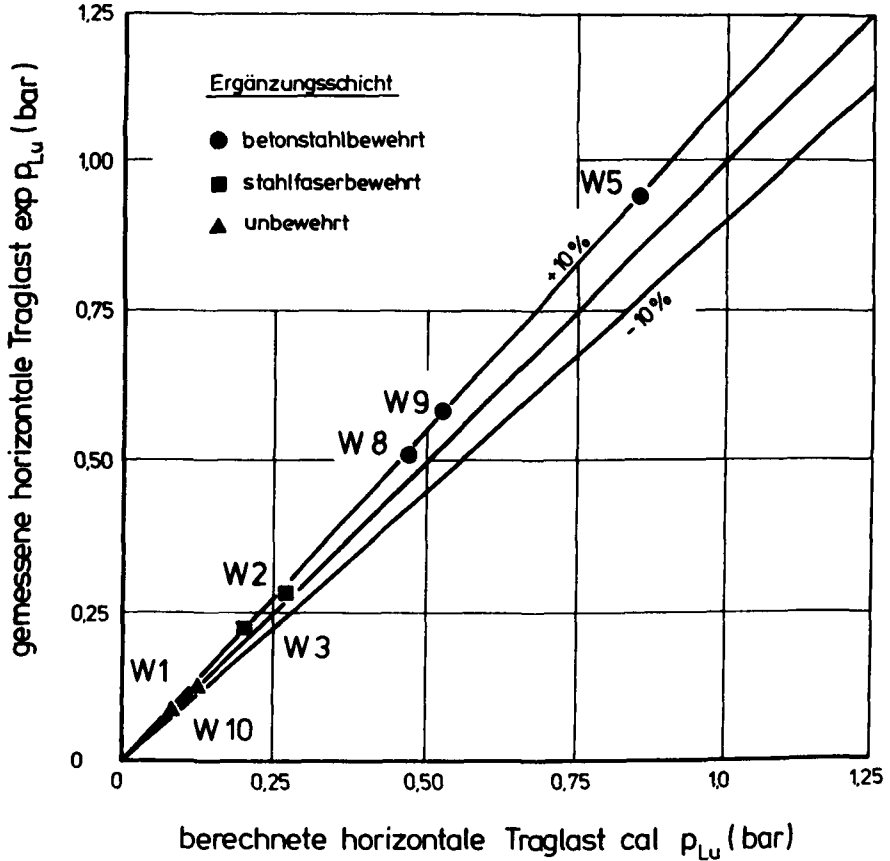


Bild 7.7: Vergleich gemessener (exp p_{Lu}) und berechneter horizontaler Traglasten (cal p_{Lu}) verstärkter Mauerwerkswände

Das in Abschnitt 6.3 erläuterte Berechnungsverfahren ist auf der Basis der vorliegenden Versuchswerte zur Ermittlung der Traglasten und Verformungen einachsigt lastabtragender, verstärkter Wände geeignet. Es wird daher im Rahmen der folgenden Parameterstudie für Traglastberechnungen angewendet.

7.2 Parameterstudie zur Tragfähigkeitssteigerung von Wänden durch flächenhafte Verstärkung

Anhand von Interaktionslinien wird die durch Verstärkung erreichbare Steigerung der Bruchschnittgrößen von Mauerwerk quantifiziert. Es werden Verstärkungsfaktoren angegeben, die das Verhältnis der Traglasten verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände bei statischer Beanspruchung beschreiben und Grenzen der Tragfähigkeitssteigerung unter Berücksichtigung der Schubtragfähigkeit der Wände aufzeigen.

Tabelle 7.1 zeigt die in Bruchschnittgrößen- und Traglastberechnungen variierten Werkstoff- und Geometrieparameter. Die im einzelnen untersuchten Einflüsse wurden durch Ankreuzung markiert. Ergänzende Angaben befinden sich in den entsprechenden Interaktions- und Traglastdiagrammen.

Nr.	PARAMETER		S ¹⁾	E ²⁾	K ³⁾
1	Wandabmessung	Höhe : $h_0 = 2,25 \text{ m}$ (3,0 m für Vergleichsrechnungen) Mauerwerksdicke : $d_{mw} = 11,5 \text{ cm}$; 17,5 cm ; 24 cm Spritzmörtelschicht : $d_{sp} = 5,0 \text{ cm}$; 3,5 cm		X	X
2	Lastabtrag	einachsig ; kreuzweise $\epsilon = l_0 / h_0 = 1,0$; 1,5 ; 2,0		X	X
3	Lagerung	gelenkig ; eingespannt		X	X
4	Verstärkungsumfang	einseitig bzw. beidseitig verstärkt	X	X	X
5	Wandaufasten	$q_v = 0$ bis 250 kN/m		X	X
6	Mauerwerk	$\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$; 10,0 MN/m ² $E_{o,mw} = 1000 \beta_{R,mw}$; SDL siehe Bild 3.5	X	X	X
7	Verstärkungsart	<u>betonstahlbewehrte Ergänzungsschicht</u> : Spritzmörtel : $\beta_{R,sp} = 50 \text{ MN/m}^2$; $E_{o,sp} = 33\,000 \text{ MN/m}^2$ SDL : siehe Bild 3.6 Bewehrung : BSt 500 M ; SDL : DIN 1045, Bild 12 $a_s = 0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ bis $5,0 \text{ cm}^2/\text{m}$ verankert ; unverankert	X	X	X
8		Bewehrungsmatten aus Faserverbundwerkstoffen		X	
9		<u>stahlfaserbewehrte Ergänzungsschicht</u> : $\beta_{R,spf} = 50 \text{ MN/m}^2$; SDL : siehe Bild 3.9 Fasergehalt : $V_f = 0,5 \text{ Vol. \%}$ bis $2,0 \text{ Vol. \%}$	X	X	X

Tabelle 7.1: Parametervorgaben der Bruchschnittgrößen- und Traglastberechnungen

Den Parametervorgaben liegt ein baupraktischer Anwendungsfall aus dem baulichen Zivil- und Katastrophenschutz zugrunde. Bei dem derzeitigen Mangel an Schutzräumen in der Bundesrepublik Deutschland stellt sich die Frage, wie aus Mauerwerk bestehende Kellerwände von Wohngebäuden so zu verstärken sind, daß sie als seitliche Umfassungsbauteile von Hauschutzräumen des Grundschutzes genutzt werden können. Zur Erzielung eines ausreichenden mechanischen Schutzes gegen herabfallende Trümmer und gegen Explosion sind Schutzraumwände auf einen senkrecht zur Wandebene gerichteten Horizontaldruck zu bemessen, der rechnerisch durch eine statische Ersatzlast zu berücksichtigen ist [151...153]. Die Ersatzlast beträgt je nach Schutzraumgröße, Anzahl der Vollgeschosse des Gebäudes und Lage der Wände im Gebäude im Gebrauchslastzustand 6 kN/m^2 bis 15 kN/m^2 . Belastungen aus Erddruck sind hierin nicht enthalten. 24 cm dicke Mauerwerkswände in Kellern üblicher Höhen mit Auflasten von 200 kN/m können im Bruchzustand einen Horizontaldruck von 20 kN/m^2 aufnehmen [51;52]. Die Forderung, mit Mauerwerkswänden bei Auflasten von weniger als 200 kN/m einen Horizontaldruck von mindestens 35 kN/m^2 im Bruchzustand aufnehmen zu können [53;54], setzt eine Steigerung der Biegetragfähigkeit gemauerter Wände voraus.

Die Auswahl der in Tabelle 7.1 enthaltenen Parameter orientierte sich deshalb an den baulichen Gegebenheiten von Kellerwänden vorhandener Gebäude. Es wird davon ausgegangen, daß die zu untersuchenden Wände durch eine statische, horizontale Flächenlast und durch Wandauflasten beansprucht werden. Es wird die Tragfähigkeit der Wände im rechnerischen Bruchzustand untersucht und auf die sich im Textteil und im Anhang dieser Arbeit befindenden Interaktions- und Traglastdiagramme Bezug genommen.

Die Auswirkungen stoßartiger Beanspruchungen auf die Biegebeanspruchbarkeit der Wände werden in Abschnitt 7.3 erläutert. Dort wird die Frage diskutiert, ob mit Hilfe dynamischer Lastfaktoren von der Biegetragfähigkeit statisch beanspruchter Wände auf ihre Tragfähigkeit bei stoßartiger Beanspruchung geschlossen werden kann.

7.2.1 Bruchschnittgrößen

a) Verstärkungsumfang

Die Bilder 7.8 und 7.9 zeigen Interaktionslinien normierter Bruchschnittgrößen von unverstärktem und von einseitig bzw. beidseitig verstärktem Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten. Es soll untersucht werden, welche Steigerung der Bruchschnittgrößen bei Mauerwerk mit extrem unterschiedlicher Druckfestigkeit in Abhängigkeit des gewählten Verstärkungsumfanges erreicht werden kann.

Tabelle 7.2 enthält eine Auswertung der Interaktionslinien für 24 cm dicke Mauerwerkswände mit Normalkräften von 50 kN/m und 200 kN/m . Abweichend von Tabelle 7.1 wurde in Bild 7.9 eine besonders geringe Mauerwerksdruckfestigkeit von $\beta_{R,mw} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ zugrundegelegt. Mit Ausnahme von Wänden, die durch Wechsellasten beansprucht werden, sind beidseitige Querschnittsergänzungen nur bei Mauerwerkswänden mit hohen Auflasten und geringer Mauerwerksdruckfestigkeit sinnvoll einsetzbar. Durch beidseitige Verstärkung von Mauerwerk hoher

Festigkeit und geringer Auflasten können nur um 16 % größere Bruchmomente aufgenommen werden als bei einseitiger Verstärkung (M_U^B/M_U^E : bei $\beta_{R,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$). Bei Mauerwerk mit einer Druckfestigkeit von $\beta_{R,mw} = 2 \text{ MN/m}^2$ beträgt die Tragfähigkeitssteigerung hingegen 87 %. Da einseitig verstärktes Mauerwerk geringer Festigkeit eine größere Druckzone zur Aufnahme der Biegedruckkräfte benötigt als höherfestes, ist der Hebelarm der inneren Kräfte z und somit das aufnehmbare Biegemoment entsprechend kleiner. Bei beidseitiger Verstärkung werden Biegedruck- und Zugkräfte fast ausschließlich in den Ergänzungsschichten übertragen. Die Mauerwerksschicht bleibt nahezu spannungsfrei. Der Hebelarm z entspricht dann ungefähr dem Schwerpunktsabstand der Ergänzungsschichten. Im gewählten Beispiel kann das Bruchmoment durch einseitige Verstärkung um den Faktor 4 bis 10, durch beidseitige Verstärkung um den Faktor 4 bis 17 gesteigert werden (siehe M_U^B/M_U^U bzw. M_U^B/M_U^U in Tabelle 7.2).

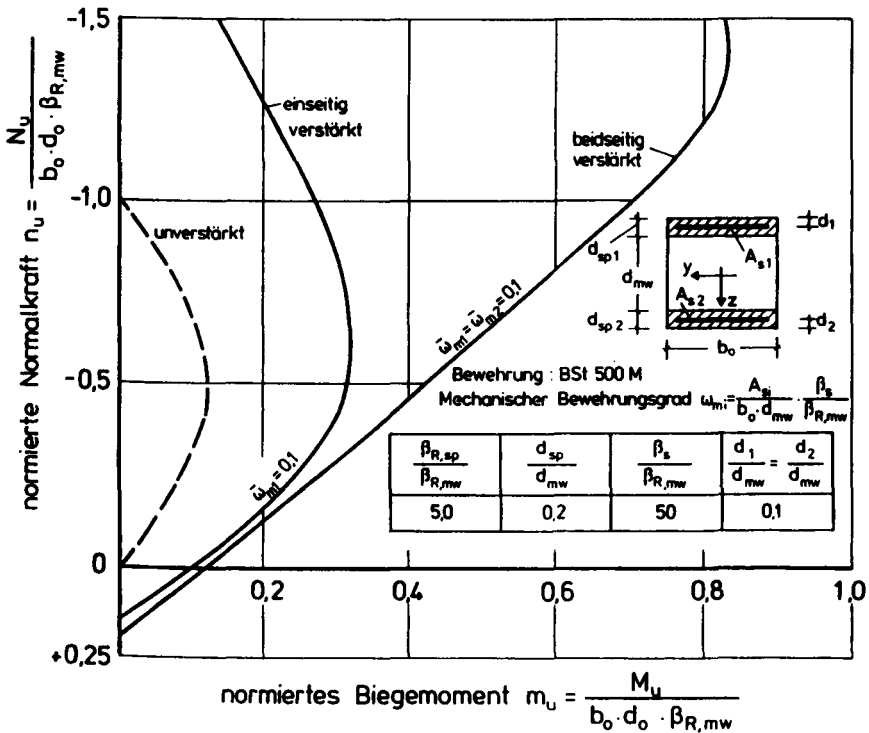


Bild 7.8: Interaktionsdiagramm für einseitig bzw. beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärktes Mauerwerk hoher Druckfestigkeit

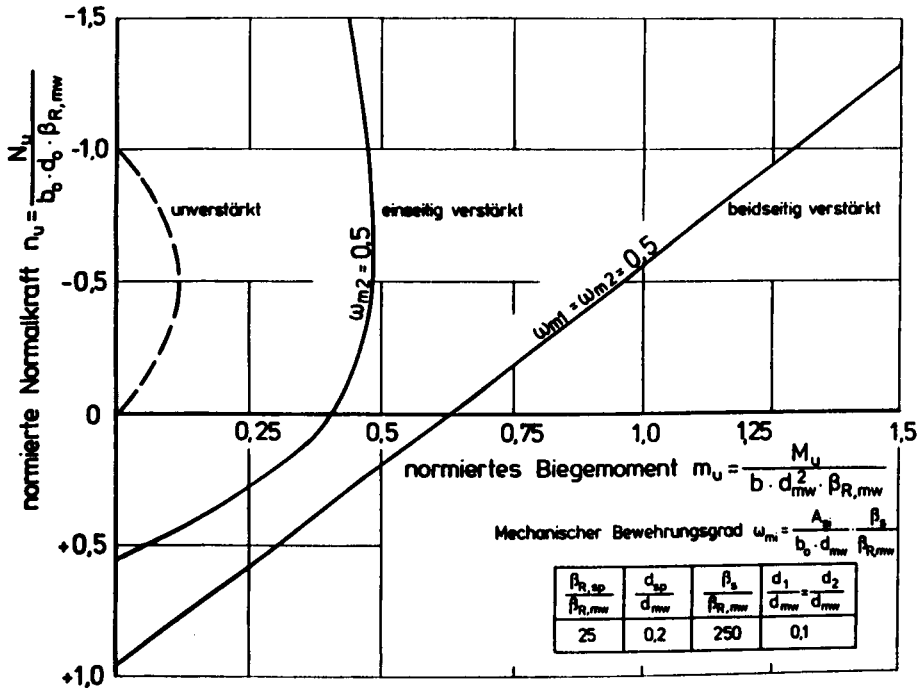


Bild 7.9: Interaktionsdiagramm für einseitig bzw. beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärktes Mauerwerk geringer Druckfestigkeit

Wand- auflast q_v (kN/m)	Zahlenverhältnisse aufnehmbarer Bruchmomente					
	$\beta_{R,mw} = 2,0 \text{ MN/m}^2$ (Bild 7.9)			$\beta_{R,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$ (Bild 7.8)		
	$\frac{M_U^B}{M_U^E}$	$\frac{M_U^B}{M_U^U}$	$\frac{M_U^E}{M_U^U}$	$\frac{M_U^B}{M_U^E}$	$\frac{M_U^B}{M_U^U}$	$\frac{M_U^E}{M_U^U}$
50	1,60	17,30	10,76	1,23	13,4	10,93
100	1,70	9,46	5,57	1,15	7,51	6,52
200	1,87	7,36	3,93	1,16	4,47	3,87

M_U : Bruchmomente
 E: einseitige Verstärkung; B: beidseitige Verstärkung
 U: unverstärkt

Tabelle 7.2: Steigerung der Biegetragfähigkeit durch einseitige oder beidseitige Verstärkung von Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

b) Werkstoffkenngrößen und Querschnittsabmessungen

Werkstoffeigenschaften und -kenngrößen sowie Querschnittsabmessungen von Mauerwerk und Ergänzungsschicht bestimmen die Tragfähigkeit der Wände.

Die Bilder A 7.1 bis A 7.3 zeigen Interaktionslinien von einseitig verstärktem Mauerwerk, bei deren Berechnung die Art des Werkstoffgesetzes von Mauerwerk, das Verhältnis der Schichtdicken von Mauerwerk und Ergänzungsschicht d_{sp2}/d_{mw} und das Verhältnis der Druckfestigkeit von Spritzmörtel und Mauerwerk $\beta_{R,sp}/\beta_{R,mw}$ variiert wurden. Die angenommene Dicke der Spritzmörtelschicht betrug stets 5 cm und die des Mauerwerks 11,5 cm bis 25 cm (reichsformatige Mauerziegel). Für $\beta_{R,sp}$ wurden Zahlenwerte zwischen 42 MN/m² und 60 MN/m² gewählt.

Bild A 7.1 zeigt, daß die Art des Werkstoffgesetzes von Mauerwerk (linear, nichtlinear, nichtlinear-plastisch, ideal-plastisch) keinen Einfluß auf die Höhe des aufnehmbaren Biegemomentes von Wänden mit geringen Auflasten besitzt. Bei höheren Wandauflasten ist dies nicht der Fall, da zu deren Übertragung größere Druckzonen erforderlich sind als bei Wänden mit geringen Auflasten und die Mauerwerksdruckfestigkeit in der Biegedruckzone voll ausgenutzt wird. Somit werden bei einer vergleichsweise völligen, parabel-rechteckförmigen Druckspannungsverteilung (Bild A 7.1: Linie B) größere Biegedruckkräfte bzw. Biegemomente übertragen als bei linearer Spannungsverteilung. Im folgenden wird das Parabel-Rechteck-Diagramm als Werkstoffgesetz für Mauerwerk verwendet, da hiermit die beste Annäherung zwischen gemessenen und berechneten Bruchschnittgrößen erreicht wird (s. Bild 6.4).

Die Spritzmörtelgüte beeinflußt die Höhe des Bruchmomentes m_u von einseitig verstärkten Mauerwerkswänden mit geringen Auflasten ebenfalls nur unwesentlich. Im Zustand II sind nur die Biegedruckkraft im Mauerwerk und die in der Ergänzungsschicht übertragbaren Zugkräfte tragfähigkeitsbestimmend (Bild A 7.2). Bei Vernachlässigung des Unterschiedes der E-Moduli und der unterschiedlichen Festigkeiten von Mauerwerk und Spritzmörtel (Linie C, Bild A 7.2) beträgt der bei der Bruchschnittgrößenberechnung entstehende Fehler bei bezogenen Wandauflasten von $n_u \leq -0,1$ weniger als 10 %.

Das Verhältnis von Ergänzungsschichtdicke zu Mauerwerksdicke d_{sp2}/d_{mw} ist ebenfalls für die Größe normierter Bruchschnittgrößen unterhalb des Balance-Points von untergeordneter Bedeutung (Bild A 7.3).

c) Betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten

Die Interaktionslinien der Bilder A 7.4 und A 7.5 zeigen, daß das Bruchmoment von verstärktem Mauerwerk, und somit die Traglasten verstärkter Wände, durch Erhöhung des Bewehrungsgrades auch bei konstanter Normalkraft gesteigert werden kann. Im Gegensatz hierzu nimmt die Biegetragfähigkeit von unverstärktem Mauerwerk nur mit ansteigender Normalkraft zu.

d) Stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten

Im folgenden wird die Erhöhung der Bruchschnittgrößen von Mauerwerk durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten untersucht. Hierzu wird auf die Interaktionslinien des Bildes 7.10 von einseitig und von beidseitig verstärktem Mauerwerk Bezug genommen.

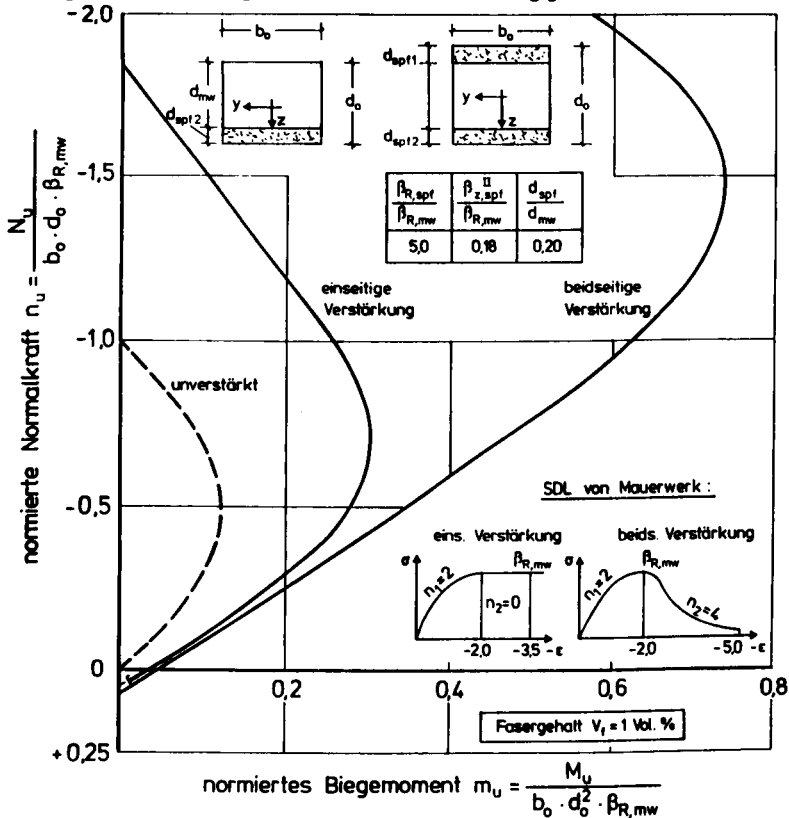


Bild 7.10: Interaktionsdiagramm von einseitig und von beidseitig durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten verstärktem Mauerwerk

Mit einem angenommenen Fasergehalt der Ergänzungsschichten von 1,0 Vol.-% wurde nach Gl. (3.26) bzw. (3.27) eine Nachrißfestigkeit des Spritzmörtels von $\beta_{Z(II),sp1} = 1,8 \text{ MN/m}^2$ berechnet. Tabelle 7.3 enthält eine Auswertung der Interaktionslinien von Bild 7.10 für 24 cm dickes Mauerwerk mit einer Druckfestigkeit von $\beta_{R,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$. Durch beidseitige Verstärkung werden um 15 % bis 25 % höhere Traglaststeigerungen erreicht als durch einseitige Verstärkung. Durch einseitige Querschnittsergänzung können von verstärktem Mauerwerk ca. 140 % bis 460 % höhere Biegemomente aufgenommen werden als von unverstärktem Mauerwerk. Bei beidseitiger Verstärkung beträgt der Verstärkungsfaktor 180 % bis 600 %.

Wand- auflast q_v (kN/m)	Verhältnis aufnehmbarer Bruchmomente		
	$\beta_{D,mw} = 10 \text{ MN/m}^2$		
	$\frac{M_U^B}{M_U^E}$	$\frac{M_U^B}{M_U^U}$	$\frac{M_U^E}{M_U^U}$
50	1,25	7,0	5,6
100	1,17	4,6	3,9
200	1,15	2,8	2,4

M_U : Bruchmomente; E: einseitige Verstärkung

B: beidseitige Verstärkung; U: unverstärkt

Tabella 7.3: Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerk durch einseitige oder beidseitige Verstärkung mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

Die Tragfähigkeit der Ergänzungsschichten kann durch Erhöhung ihres Fasergehaltes gesteigert werden. Die Bilder A 7.6 und A 7.7 zeigen Interaktionslinien von Mauerwerk mit einseitig oder beidseitig angeordneten, stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten, deren Fasergehalt zwischen 1,0 % und 3,0 % variiert wurde. Wie erwartet, erhöht sich das aufnehmbare Biegemoment mit zunehmendem Fasergehalt. Da Stahlfaserspritzmörtel mit Fasergehalten über 2,0 Vol.-% mit herkömmlichen Spritzmaschinen nur sehr schwer verarbeitet werden können, wird hierdurch auch die mögliche Tragfähigkeitserhöhung der Wände bei konstanter Dicke der Ergänzungsschicht begrenzt. Für $n_U \leq 0,2$ beträgt die erreichbare Steigerung des bezogenen Bruchmomentes m_U maximal 85 %.

7.2.2 Horizontale Traglasten einachsrig lastabtragender Wände

Bei der Angabe von horizontalen Traglasten p_{hU} verstärkter Mauerwerkswände wird zwischen Schub- und Biegeversagen der Wände unterschieden.

Traglastwerte, die bei Biegeversagen erwartet werden, wurden nach Abschnitt 6.3.5 berechnet (ansteigende Traglastkurven). Die von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten kurz vor ihrem Schubversagen aufnehmbaren Querkräfte Q_U wurden nach Umstellung von Gl. (6.80) mit dem Ansatz

$$Q_U = \tau_{OU} \cdot b_O \cdot h \quad (7.1)$$

bestimmt und anschließend hiermit Traglastwerte berechnet. Die Schubspannung $\tau_{OU} = 0,35 \text{ MN/m}^2$ wurde als untere Bruchschubspannungsgrenze gewählt. Nach Gl. (6.82) berechnete τ_{OU} -Werte beschreiben eine obere Schubspannungsgrenze, die den Einfluss der

Schubslankheit λ auf die Schubtragfähigkeit der Wände berücksichtigt. Die zugehörigen Traglastkurven verlaufen parallel zur Abszissenachse der Traglastdiagramme.

Bei den Traglastrechnungen wurden gemäß der Tabelle 7.1 von Seite 109 die Wandabmessungen, der Lastangriffspunkt der Wandauflast, die Lagerungsbedingungen der Wände im Wand-Decken-Knoten, die Mauerwerksdruckfestigkeit, Verstärkungsart und -umfang der Wände sowie die Werkstoffkennwerte der Verstärkungsmaterialien variiert.

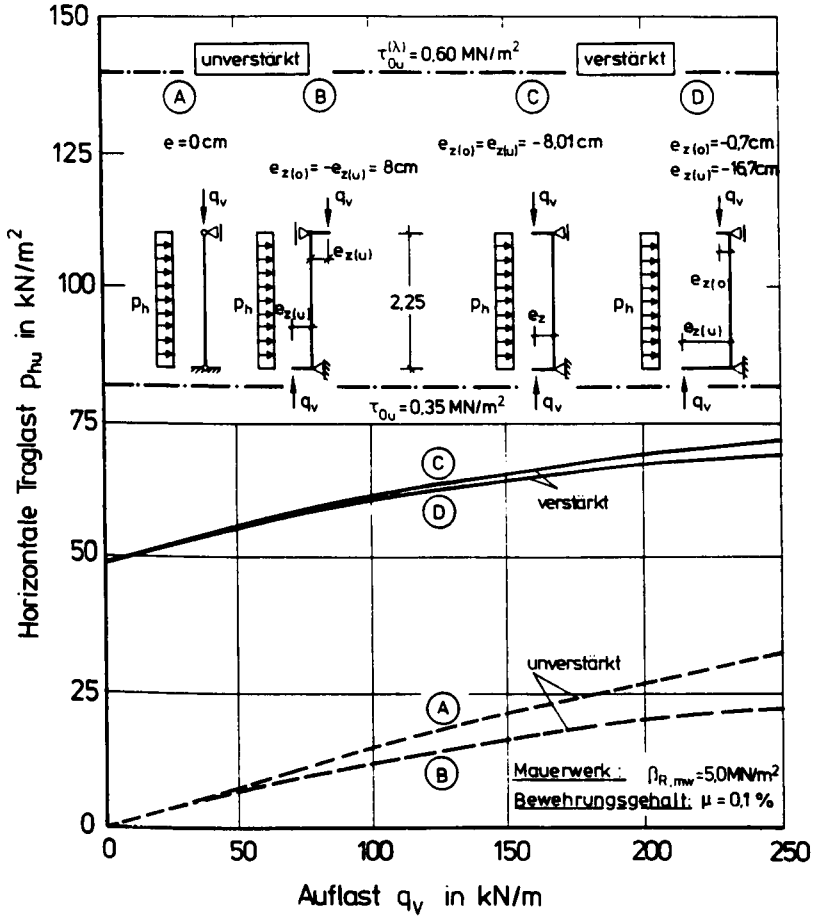
a) Lasteinleitung der Wandauflast und Lagerungsbedingungen

Anhand der Traglastkurven von Bild 7.11 und Bild 7.12 wird untersucht, welchen Einfluß die durch Ribbildung entstehende Verschiebung des Lastangriffspunktes von q_v auf die horizontale Traglast flächenhaft verstärkter Wände besitzt. Wegen der Rahmentragwirkung von Decken und Wänden werden Auflasten exzentrisch zum Schwerpunkt des Wandquerschnittes eingeleitet. Die Größe der Lastexzentrizität e_z ist von bauwerkspezifischen Gegebenheiten abhängig [62]. Im folgenden Beispiel wird vereinfachend davon ausgegangen, daß die exzentrisch eingeleitete Auflast q_v an den Enden einer 24 cm dicken, unverstärkten Außenwand Kopf- und Fußmomente in Höhe von $M_{(o)} = -M_{(u)} = -q_v \cdot d_{mw}/3$ hervorruft (Bild 7.11; Linie B). An Innenwänden wirken in den meisten Fällen keine Rahmenmomente ($e_z = 0$: Bild 7.11, Linie A).

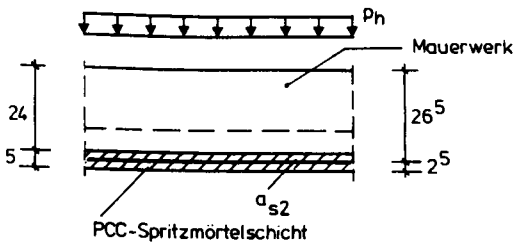
In Bild 7.11 wird davon ausgegangen, daß sich der Angriffspunkt von q_v während der Einwirkung der Horizontallast nicht verändert. Da q_v im Traglastzustand auf den ideellen Schwerpunkt des Tragquerschnittes der verstärkten Wand zu beziehen ist, ändert sich die Größe von e_z um das Maß der Schwerpunktverschiebung (Bild 7.11; Fall C und D). Hierdurch entstehen positive, traglastmindernde Randmomente an den Wandenden. Die Traglaststeigerung beträgt bei Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m ca. 680 % bzw. 200 %. Ein Schubversagen der Wände ist nicht zu erwarten.

In Bild 7.12 wird vorausgesetzt, daß sich, wie im Bauwerk erwartet, der Lastangriffspunkt von q_v verändert, weil die verstärkte Wand auf der lastzugewandten Seite an ihren Enden aufreißt und q_v über die ungerissene Ergänzungsschicht eingeleitet wird (s. a. Bild 6.28). Hierdurch entstehen negative, traglaststeigernde Randmomente (Bild 7.12; Fall D). Die Traglastkurven A und B von Bild 7.12 wurden zu Vergleichszwecken aus Bild 7.11 (dort mit D bzw. C benannt) übernommen. Die Traglastdifferenzen verstärkter Wände infolge der unterschiedlichen Lage von q_v betragen bei Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m ca. 20 % bis 60 % (vgl. Linie A und B mit Linie D in Bild 7.12).

Die im folgenden angegebenen Traglastwerte wurden unter der Voraussetzung berechnet, daß eine Ausnutzung sämtlicher Tragreserven der Wände im Katastrophenfall möglich ist und rotationsbedingt negative Randmomente an den Wandenden auftreten. Für unverstärkte und für Mauerwerkswände mit Lagerfugenbewehrung wurde die Richtigkeit dieser Hypothese im Experiment nachgewiesen [51;66]. Für flächenhaft verstärkte Wände steht dieser Nachweis noch aus. Es wird jedoch kein grundsätzlich anderes Tragverhalten erwartet als in [95; 116] festgestellt.



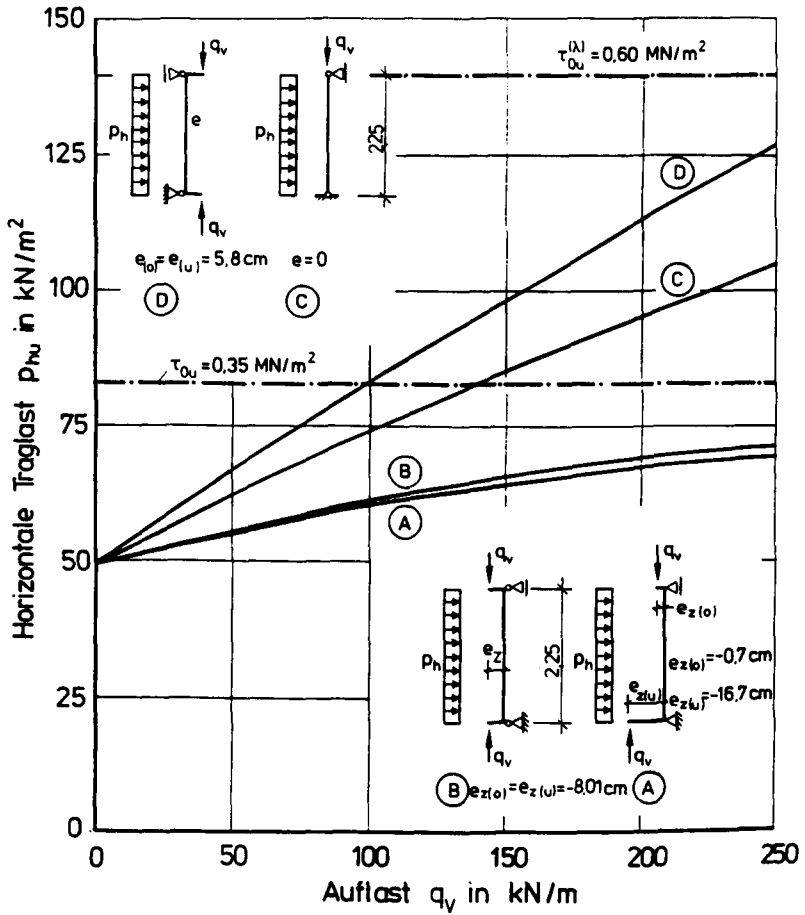
Querschnitt :



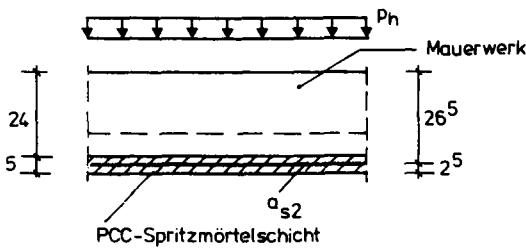
$$\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu = 0,1 \%$$

Bild 7.11: Horizontale Traglasten einseitig verstärkter Mauerwerkswände bei Annahme einer unveränderten Lage des Lastangriffspunktes von q_v



Querschnitt :



$$\beta_{R,mw} = 5,0 \text{ MN/m}^2$$

$$\mu = 0,1 \%$$

Bild 7.12: Horizontale Traglasten einseitig verstärkter Mauerwerkswände mit unterschiedlichen Lastangriffspunkten von q_v

Eine gelenkige Lagerung liegt vor, wenn die Wandauflast im Schwerpunkt des Verbundquerschnittes in die Wand eingeleitet wird und dort während der Biegebelastung bis zum Bruch verbleibt. Wenngleich dies in der Praxis selten gegeben ist, wird hierdurch doch der Traglastunterschied zu eingespannten Wänden deutlich. Bild A 7.9 zeigt Traglastkurven von Mauerwerkswänden mit einseitig angeordneten, betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und von unverstärkten Wänden. Es wurde entweder gelenkige (Linie I und III) oder eingespannte Lagerung der Wände (Linie II und IV) angenommen. Bei Wänden mit geringen Auflasten wirken sich Randeinspannungen kaum auf die Höhe der horizontalen Traglasten aus. Bei verstärkten Wänden mit 50 kN/m bis 200 kN/m Auflast beträgt der Traglastunterschied nur 6 % bis 18 %. Auf die Berücksichtigung negativer Randmomente kann bei einseitig verstärkten Wänden mit geringen Auflasten daher verzichtet werden.

b) Verstärkungsumfang von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

Die Bilder A 7.11 bis A 7.13 zeigen Traglastkurven verstärkter Mauerwerkswände, bei denen der Bewehrungsgrad, die Anzahl der Ergänzungsschichten sowie die Wandabmessungen variiert wurden.

Die horizontale Traglast nimmt mit steigendem Bewehrungsgrad zu (Bild A 7.11). Der größte, in Bild A 7.11 berücksichtigte Bewehrungsgrad von $\mu = 0,15\%$ entspricht einem Bewehrungsquerschnitt der zugrunde gelegten Wände von ca. $4\text{ cm}^2/\text{m}$. Betonstahlmatten dieses Querschnittes sind für die Verstärkung von Wänden enger Kellerräume gerade noch einsetzbar. Bei Annahme eines Biegeversagens der Wände betragen die Traglaststeigerungen im Auflastbereich von 50 kN/m bis 200 kN/m ca. 480 % bis 150 %. Eine Steigerung der Biegetragfähigkeit durch Erhöhung des Bewehrungsgrades über 0,15 % ist nicht möglich, da auch bei Zugrundelegung der oberen Bruchschubspannungsgrenze von $\tau_{OU} = 0,6\text{ MN/m}^2$ erwartet werden muß, daß die Wände vorzeitig durch Schubbruch versagen.

Bild A 7.12 ermöglicht einen Vergleich der horizontalen Traglasten von 3,0 m hohen Wänden ($d_{mw} = 17,5\text{ cm}$) mit einseitig oder beidseitig angeordneten, betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten. Durch beidseitige Verstärkung können bei Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m um 25 % bis 42 % höhere Traglasten erreicht werden als durch einseitige Verstärkung. Wird die Biegebewehrung beidseitig verstärkter Wände zugfest endverankert, betragen die Traglastserhöhungen in dem genannten Auflastbereich 115 % bis 97 %. Hierbei wurde angenommen, daß rotationsbedingt in Wandmitte und an den Wandenden gleich große Traglastmomente entstehen ($M_U^{(F)} = |M_U^{(S)}|$). Tritt vorzeitiges Biegeversagen an den Wandenden auf ($|M_U^{(S)}| > M^{(F)}$), so sind die Traglastwerte beidseitig verstärkter Wände im Mittel noch 74 % größer als die einseitig verstärkter Wände. Bei Zugrundelegung der oberen Bruchschubspannungsgrenze von $\tau_{OU}^{(\lambda)} = 0,51\text{ MN/m}^2$ ist ein Schubversagen der Wände erst bei Auflasten von mehr als 200 kN/m zu erwarten.

Bei der Berechnung der Traglastkurven des Bildes A 7.13 wurden neben dem Verstärkungsumfang der Wände auch deren Mauerwerksdicke ($d_{mw} = 17,5\text{ cm} \dots 24\text{ cm}$) und Wandhöhe ($h_0 = 2,25\text{ m} \dots 3,0\text{ m}$) variiert. Eine Endverankerung der Biegebewehrung von beidseitig verstärkten Wänden auf ihrer lastzugewandten Seite wurde nicht berücksichtigt. Bild A 7.13 zeigt, daß eine 24 cm dicke, 2,25 m hohe, unverstärkte Mauerwerkswand mit einer Wandauflast von

250 kN/m nahezu die gleiche horizontale Traglast besitzt wie eine beidseitig verstärkte, 3,0 m hohe Mauerwerkswand mit 17,5 cm Mauerwerksdicke und einem geometrischen Bewehrungsgrad von $\mu_1 = \mu_2 = 0,1\%$. Bei fehlender zugfester Endverankerung der Biegebewehrung ist die Verstärkungswirkung beidseitig angeordneter Ergänzungsschichten relativ gering, da die Randmomente verhältnismäßig klein bleiben und Lastumlagerungen sich daher nur wenig traglast erhöhend auswirken.

c) Mauerwerksdruckfestigkeit einseitig verstärkter Wände

Der Rechenwert der Mauerwerksdruckfestigkeit $\sigma_{R,mw}$ vorhandenen Mauerwerks beträgt häufig 5 MN/m² bis 10 MN/m². Bild A 7.10 zeigt Traglastkurven von unverstärkten und mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerkswänden, bei denen die Mauerwerksdruckfestigkeit in den genannten Grenzen variiert wurde. Der Druckfestigkeitsunterschied wirkt sich bei Wänden mit Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m nur mit 3 % bis 7 % auf den Traglastwert aus, da die Mauerwerksdruckfestigkeit in der Biegedruckzone von Wänden mit geringen Auflasten nicht ausgenutzt wird. Bei der Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit überwiegend biegebeanspruchter Wände mit Hilfe materialprüftechnischer Untersuchungsmethoden sind daher keine erhöhten Genauigkeitsanforderungen an das Prüfergebnis erforderlich.

d) Ergänzungsschichten mit Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen

Hinsichtlich ihrer Korrosionseigenschaften besitzen alkalibeständige Faserverbundwerkstoffe Vorteile gegenüber Betonstahl. Im folgenden wird geprüft, ob Bewehrungen aus Faserverbundwerkstoffen von Ergänzungsschichten auch in bezug auf die Tragfähigkeitssteigerung von Wänden geeigneter sind als Betonstahlmatten.

Bild A 7.14 zeigt Traglastkurven einseitig verstärkter, 2,25 m hoher Mauerwerkswände, deren Ergänzungsschichten mit Betonstahlgewebe oder mit Bewehrungsgittern aus Faserverbundwerkstoffen bewehrt sind (siehe Abschn. 3.6, Bild 3.14 und Tabelle A 3.17). Es wurde davon ausgegangen, daß die Stäbe nichtmetallischer Bewehrungsgitter aus einer Kombination hochmolekularer Karbon- und E-Glasfasern (NEFMAC HSCF/GF-580/1,37-2,58; Fasergehalt $V_f = 40$ Vol.-%) hergestellt worden sind [73]. Der Einfachheit halber wurde gelenkige Lagerung der Wände angenommen. Die im Vergleich zum Faserverbundmaterial geringere Streckgrenze des Betonstahls führt bei Wänden mit niedrigen Auflasten zu geringeren Traglasten als bei Verwendung der höherfesten Verbundwerkstoffe. Aufgrund des geringeren E-Moduls sind an Wänden mit hohen Auflasten größere Verformungen und sich traglastmindernd auswirkende Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung zu erwarten als an Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten. In dem in Bild A 7.15 gewählten Beispiel beträgt die maximale Durchbiegung der durch eine betonstahlbewehrte Ergänzungsschicht verstärkten Wand nur 30 % der Maximalverformung einer vergleichbaren Wand mit Bewehrungsgittern aus Faserverbundwerkstoffen.

Gittergewebe auf Aramid- oder E-Glasfaserbasis werden häufig als Putzarmierung für gerissenes Mauerwerk verwendet. Ihre Werkstoffeigenschaften wurden in Tabelle A 3.18 beschrieben. Linie A in Bild A 7.16 zeigt, welche Verstärkungswirkung von Ergänzungsschichten mit einer Bewehrung aus Aramid-Gittergewebe ausgeht. Die maximale Dehnung des Aramidgewebes wurde zur Begrenzung der Wanddurchbiegungen in Anlehnung an DIN 1045 auf $\epsilon_u = 5,0\text{‰}$ festgelegt.

Die anrechenbare Zugfestigkeit beträgt daher nur 240 N/mm^2 . Zum Vergleich wird eine Traglastkurve von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten angegeben (Linie B). Es wurde ein einheitlicher Bewehrungsquerschnitt von $0,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ gewählt. Die Traglasten von Wänden mit Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m , deren Ergänzungsschichten mit Gittergeweben bewehrt wurden, sind um 30% bis 10% kleiner als die von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten.

Technische Gewebe haben einen vergleichsweise geringen Querschnitt. Zur Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerk durch bewehrte Putzschichten muß der vorhandene Bewehrungsgrad μ den Mindestwert μ_{\min} überschreiten (siehe Bild 2.7). Vergleichsrechnungen haben ergeben, daß μ_{\min} bei Biegezugfestigkeiten des Mauerwerks von $\beta_{\text{BZ},\text{mw}\perp} = 0,2 \dots 0,3 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\beta_{\text{BZ},\text{mw}\parallel} = 0,6 \dots 0,9 \text{ N/mm}^2$ größer als $0,014 \%$... $0,021 \%$ bzw. $0,04 \%$... $0,06 \%$ sein muß. Bei Verwendung von Betonstahlgewebe ist der erforderliche Mindestbewehrungsgrad μ_{\min} nur halb so groß. Den Berechnungen lag in Anlehnung an DIN 1045 eine einheitlich angenommene Grenzdehnung der Bewehrung von $5,0 \text{ ‰}$ zugrunde.

Aufgrund ihres vergleichsweise geringen E-Moduls und der dadurch entstehenden größeren Bauteilverformungen sind Matten oder Gittergewebe aus Faserverbundwerkstoffen als Bewehrung von Ergänzungsschichten biegebeanspruchter Mauerwerkswände weniger geeignet als Betonstahlmatten. Sie werden daher im folgenden nicht weiter berücksichtigt.

e) Stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten

Bild A 7.17 zeigt Traglastkurven von einseitig durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerkswänden. Der Fasergehalt der Ergänzungsschicht wurde zwischen $1,0 \text{ Vol.-%}$ und $2,0 \text{ Vol.-%}$ variiert. Die Traglastenerhöhung von Wänden mit Auflasten von 50 kN/m bis 200 kN/m beträgt ca. 430% bis 140% ($V_f = 2,0 \text{ Vol.-%}$) bzw. 240% bis 90% ($V_f = 1,0 \text{ Vol.-%}$). In Bild A 7.17 werden ebenfalls Grenztragfähigkeitskurven angegeben, die die Schubtragfähigkeit der Wände beschreiben. Dabei wurde angenommen, daß der Tragquerschnitt an den Wandenden aufreißt und das Schubversagen durch Überschreitung in der Ergänzungsschicht übertragbarer Hauptzugspannungen ausgelöst wird (Gl. (6.86), Bild 6.41). Für die Zugfestigkeit $\beta_{\text{Z},\text{spf}}$ der Ergänzungsschicht wurde die Nachrißfestigkeit $\beta_{\text{Z(II)},\text{spf}}$ des Stahlfaserspritzmörtels in Gl. (6.86) eingesetzt. Bei Fasergehalten von mehr als $1,0 \text{ Vol.-%}$ sind demzufolge Biegebrüche, unter $1,0 \text{ Vol.-%}$ auch Schubbrüche zu erwarten. Eine experimentelle Bestätigung dieser Berechnungsergebnisse steht jedoch noch aus.

Bild A 7.18 zeigt Traglastkurven einseitig oder beidseitig verstärkter Wände mit Fasergehalten der Ergänzungsschichten von $1,0 \text{ Vol.-%}$. Sie zeigen, daß durch beidseitige Verstärkung ca. 30% höhere Traglasten erreicht werden als durch einseitige Verstärkung.

In Bild A 7.19 sind Traglastkurven von einseitig und von beidseitig verstärkten Mauerwerkswänden mit Mauerwerksdicken von $17,5 \text{ cm}$ bis 24 cm und Wandhöhen von $2,25 \text{ m}$ und $3,0 \text{ m}$ dargestellt. Randeinspannungen der Wände wurden berücksichtigt (Bild 6.21). Je nach Verstärkungsumfang variiert die Traglaststeigerung bei $2,25 \text{ m}$ hohen Wänden von 24 cm Mauerwerksdicke und Auflasten von 50 kN/m und 200 kN/m zwischen 230% und 100% bzw. 330% und

150 %. Bei 3,0 m hohen, einseitig verstärkten Wänden mit 17,5 cm Mauerwerksdicke beträgt die Traglasterrhöhung im genannten Auflastbereich zwischen 260 % und 100 %. Werden beidseitig Ergänzungsschichten angeordnet, ist eine Traglaststeigerung um 400 % bis 200 % möglich.

Bild 7.13 ermöglicht einen Vergleich der Traglastkurven von Mauerwerkswänden, die einseitig durch betonstahlbewehrte oder faserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt sind. Ihre Mauerwerksdicke wurde mit 24 cm, ihre Höhe mit 2,25 m angenommen.

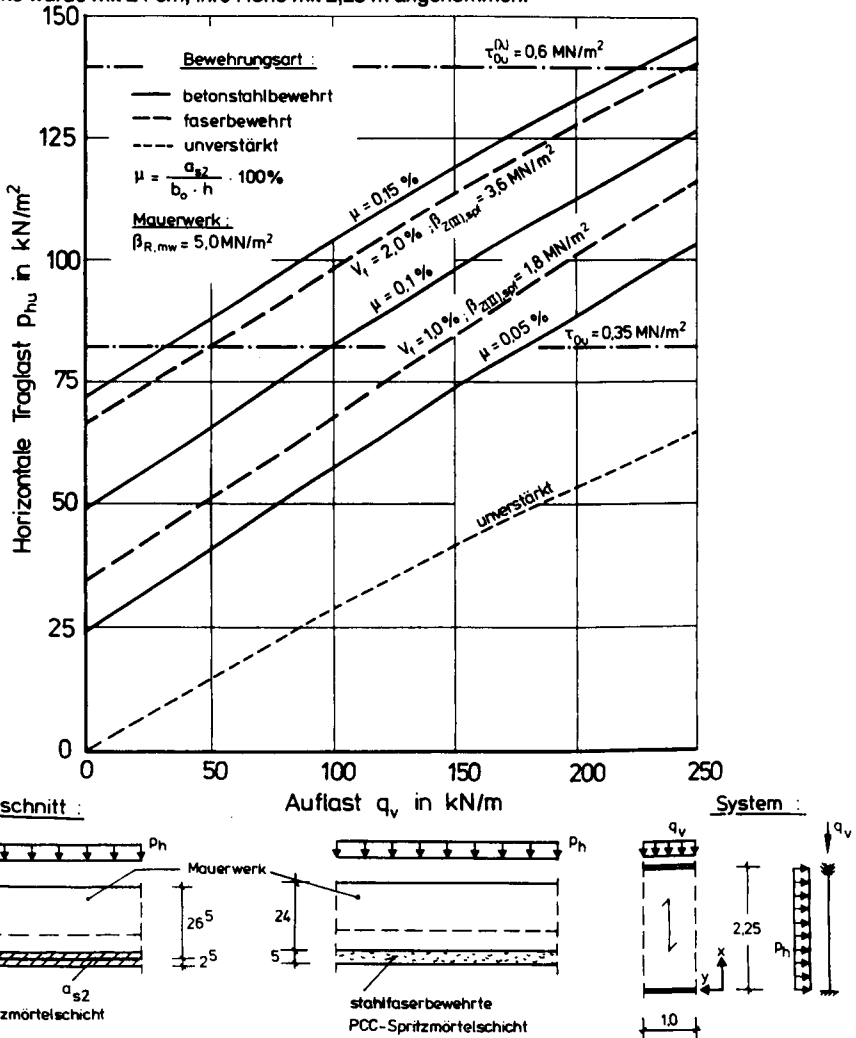


Bild 7.13: Horizontale Traglasten einseitig verstärkter Mauerwerkswände mit betonstahlbewehrten oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

Eine Einspannung der Wände im Bereich ihres Kopf- und Fußpunktes wurde rechnerisch berücksichtigt.

Durch die Verstärkungsmaßnahmen wird eine Steigerung der Biegetragfähigkeit von Wänden mit 100 kN/m Auflast um 100 % bis 250 % ermöglicht. Durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten können größere Traglaststeigerungen erreicht werden als durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten gleicher Schichtdicke. Die horizontalen Traglasten von Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten mit 1 Vol.-% Fasergehalt liegen etwa zwischen denen von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und einem Bewehrungsgehalt von 0,05 % bis 0,10 %. Betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten sind daher wirkungsvoller als stahlfaserbewehrte.

Bei Zugrundelegung der unteren Schubspannungsgrenze von $\tau_{OU} = 0,35 \text{ MN/m}^2$ ist eine Steigerung der Tragfähigkeit von Wänden mit einer Auflast von mehr als 100 kN/m durch Erhöhung des Bewehrungsgrades über 0,1 % nicht möglich, da die Wände auf Schub versagen, bevor ihre Biegetragfähigkeit erschöpft ist. Bei Annahme der oberen Bruchschubspannungsgrenze von $\tau_{OU} = 0,6 \text{ MN/m}^2$ ist ein Schubversagen von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten nicht zu erwarten, deren Bewehrungsgehalt kleiner als 0,15 % ist.

7.2.3 Horizontale Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände

Bei der Berechnung von Traglastkurven kreuzweise lastabtragender Wände wurden die in Abschnitt 6.1.2 und 6.3.6 abgeleiteten Traglastansätze angewendet und traglastmindernde Einflüsse nach Theorie II. Ordnung berücksichtigt. Hierbei wurde Gl. (6.27) bzw. Gl. (6.33) für unverstärktes Mauerwerk verwendet. Mittendurchbiegungen von Wänden aus bewehrtem Mauerwerk mäßiger Schlankheit ($\lambda \leq 20$) können gemäß DIN 1053 Teil 3 Abschnitt 4.3.4 näherungsweise mit dem Ansatz

$$w_{\max} = h_K/46 - d_O/8 \quad (7.2)$$

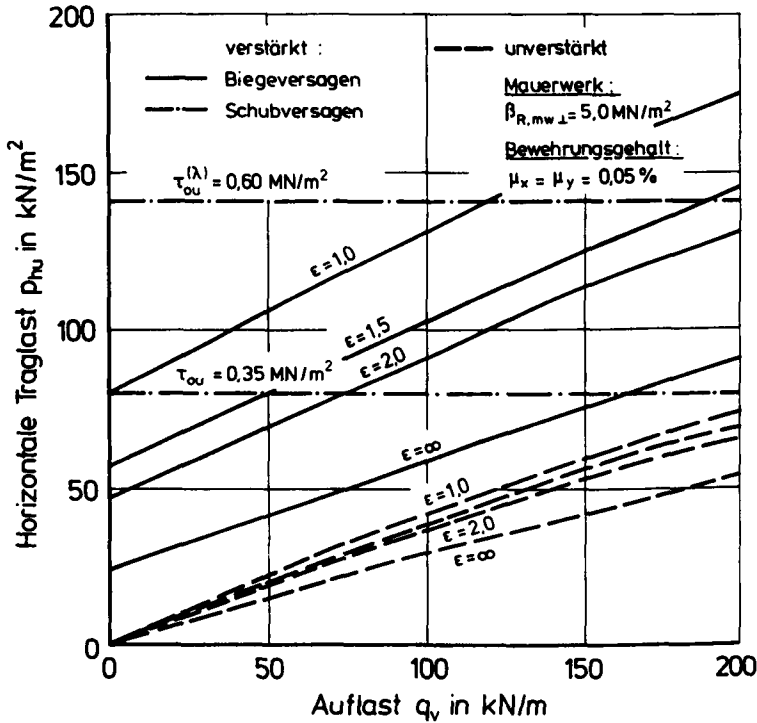
berechnet werden. Gl. (7.2) wurde für Wände mit betonstahlbewehrten oder faserbewehrten Ergänzungsschichten angewendet, w_{\max} aufgrund von Versuchserfahrungen jedoch nicht kleiner als 1 cm gewählt.

Den Parametervorgaben von Tabelle 7.1 auf Seite 109 entsprechend wurden bei den Traglastberechnungen die gleichen tragfähigkeitsbestimmenden Einflüsse untersucht wie bei den einachsigen lastabtragenden Wänden in Abschnitt 7.2.2:

a) Wandabmessungen

Die horizontalen Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände sind u.a. von dem Längen-Höhen-Verhältnis $\varepsilon = \ell_O/h_O$ der Wände abhängig. Bei der Berechnung der Traglastkurven von Bild 7.14 wurde von einer konstanten Wandhöhe von 2,25 m ausgegangen und der ε -Wert zwischen 1,0 und ∞ (= einachsiger Lastabtrag) variiert. Die Traglastkurven gelten für Wände mit

betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und einem geometrischen Bewehrungsgrad von $\mu_x = \mu_y = 0,05\%$. Die Tragfähigkeitssteigerung nimmt mit zunehmendem ϵ -Wert ab. Bei einer Auflast von 100 kN/m und steigendem Längen-Höhen-Verhältnis der Wände von $\epsilon = 1,0$ auf $\epsilon = \infty$ verringert sich der Verstärkungsfaktor von 210% auf 100% .



Querschnitt :

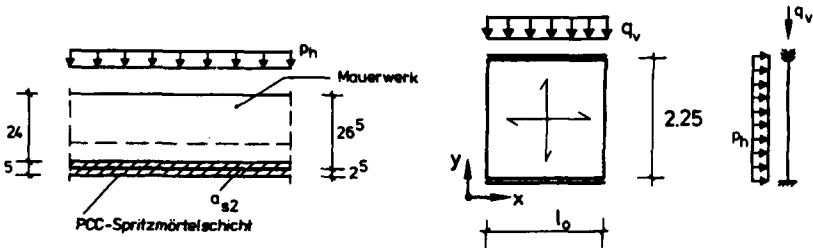


Bild 7.14: Horizontale Traglasten von einseitig verstärkten, kreuzweise lastabtragenden Mauerwerkswänden unterschiedlicher Längen-Höhen-Verhältnisse

Zur Erzielung eines kreuzweisen Lastabtrages langer Wände sind Pfeilervorlagen anzuordnen, die eine Reduzierung der Systemlänge der Wände bewirken. Ihr Abstand bestimmt die Versagensursache der Wände. Der Abstand der Pfeilervorlagen ist optimal gewählt, wenn kurz vor dem Bruch die Biege- und Schubtragfähigkeit der Wände erreicht wird. Dies ist bei den Bild 7.14 zugrundegelegten Wänden mit 190 kN/m Auflast der Fall, wenn durch Anordnung von Pfeilervorlagen das Verhältnis von Wandlänge zu Wandhöhe von ∞ auf 1,5 reduziert wird.

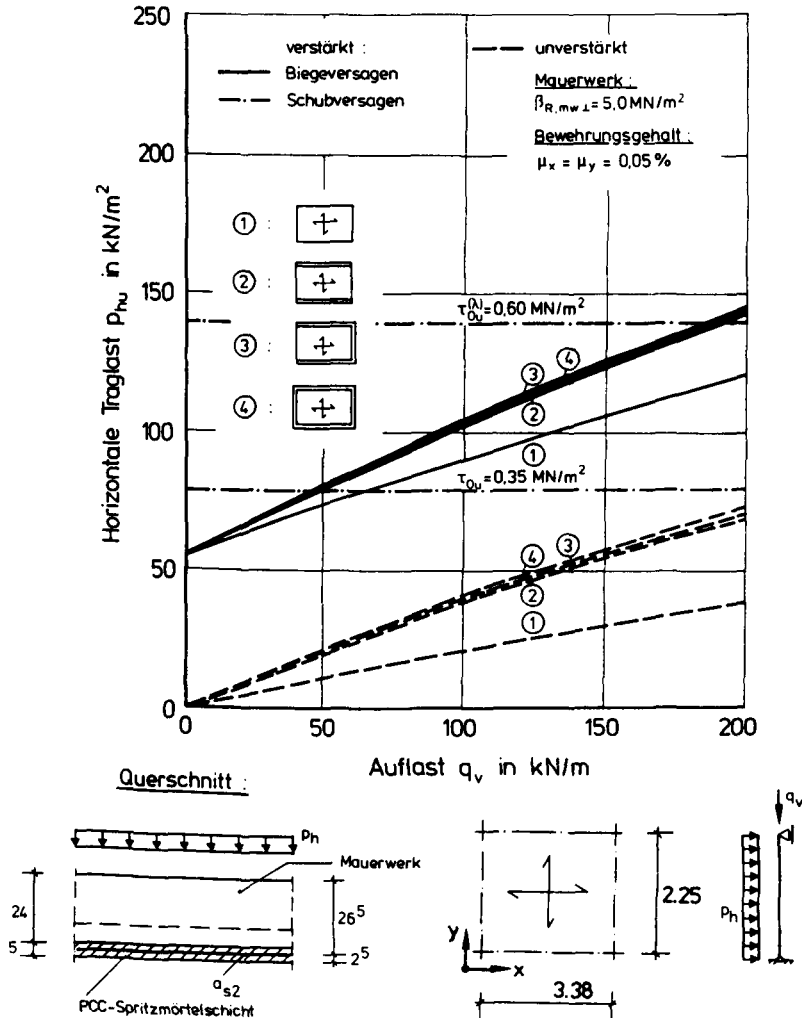


Bild 7.15: Horizontale Traglasten einseitig verstärkter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerks-wände mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

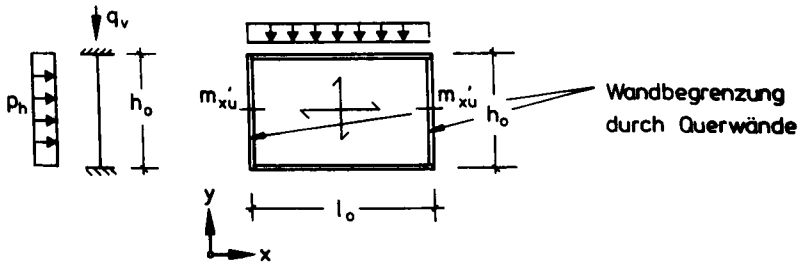
Bild A 7.21 zeigt Traglastkurven von einseitig verstärkten Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und von unverstärkten Wänden. Die Mauerwerksdicke wurde zwischen 11,5 cm und 24 cm variiert und ein einheitlicher Bewehrungsquerschnitt von 2,5 cm²/m angenommen. Es wurden für Kellerräume unübliche Wandhöhen von 3,0 m gewählt, um die Tragfähigkeit vergleichsweise schlanker Wände ebenfalls zu untersuchen. Zur Beschreibung der Schubtragfähigkeit der verstärkten Wände wurden nach Gl. (6.82) berechnete Bruchschubspannungen $\tau_{OU}^{(\lambda)}$ verwendet. Bild A 7.21 macht deutlich, daß auch bei Berücksichtigung schubschlankheitsabhängiger Bruchschubspannungen ein Schubversagen der verstärkten Wände erwartet werden muß, da die Schubschlankheit hoher, dünner Wände vergleichsweise groß und ihre Schubkräfte übertragende Fläche relativ klein ist.

b) Lagerungsbedingungen

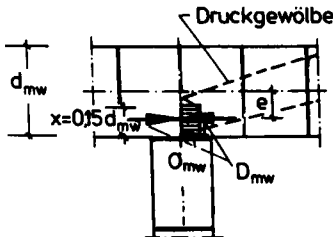
In Bild 7.15 von Seite 132 wird der Einfluß der Lagerungsbedingungen auf die Traglasten unverstärkter und verstärkter Wände untersucht. Einspannmomente $m'_{x,U}$ im Bereich angrenzender Querwände wirken sich nur unwesentlich auf die Traglasten von einseitig verstärkten und von unverstärkten Wänden aus. Die Biegezugfestigkeit des Mauerwerks $\beta_{BZ,mw}$ wurde bei der Berechnung von $m'_{x,U}$ vernachlässigt. Nach einsetzender Rißbildung hängt die Größe von $m'_{x,U}$ von dem Verdrehwiderstand der Mauersteine, der Steinzugfestigkeit und von der Höhe in den Lagerfugen übertragbarer Reibungskräfte ab (s. Abschn. 6.1.2, Bild 6.7 und Gl. (6.19), Bild 6.8). Die $m'_{x,U}$ -Momente sind kleiner als die im Bereich des Kopf- und Fußpunktes wirkenden Einspannmomente $m'_{y,U}$, die durch exzentrische Lastenleitung von q_v hervorgerufen werden. Die Traglasten allseitig eingespannter Wände (Linie 4) unterscheiden sich von denen im Kopf- und Fußbereich eingespannter Wände (Linie 2) um ca. 2 %. Im Bereich von Querwänden wirkende Einspannmomente einseitig verstärkter Wände können daher im allgemeinen vernachlässigt werden.

Die den Traglastkurven des Bildes 7.15 zugrunde liegenden $m'_{x,U}$ -Momente wurden unter der Annahme berechnet, daß in den seitlichen Einspannbereichen wirkende Bruchmomente entweder bei Überschreitung der Steinzugfestigkeit oder in den Lagerfugen übertragbarer Reibungskräfte erreicht werden. Bei widerlagerartigen Lagerungsbedingungen an den seitlichen Wandenden kann sich jedoch auch ein horizontaler Druckbogen ausbilden. Die Größe des Einspannmomentes $m'_{x,U}$ von unverstärkten Mauerwerkswänden ist dann von der Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{R,mw}$ abhängig (siehe Bild 7.16, Gl. (7.2); 7.3)). Eine verstärkte Mauerwerkswand stützt sich in Längsrichtung über die Ergänzungsschicht gegen das Mauerwerk der Querwände ab. Die Größe von $m'_{x,U}$ hängt dann von der Spaltzugfestigkeit $\beta_{SZ,st}$ (Bild 7.16; Gl. (7.4)) oder der Druckfestigkeit $\beta_{D,st(3)}$ bzw. $\beta_{D,st(2)}$ (Bild 7.16; Gl. (7.5)) der Mauersteine in den Querwänden ab. Zahlenwerte von $\beta_{SZ,st}$; $\beta_{D,st(3)}$ bzw. $\beta_{D,st(2)}$ wurden [108] entnommen.

Bild 7.17 zeigt Traglastkurven verstärkter und unverstärkter, allseitig eingespannter Mauerwerkswände, deren Randeinspannmomente $m'_{x,U}$ bei Annahme eines in Wandlängsrichtung sich ausbildenden Druckbogens nach Gl. (7.3), Gl. (7.4) oder Gl. (7.5) berechnet wurden. Zum Vergleich ist in Bild 7.17 eine Traglastkurve aus Bild 7.14 dargestellt, die unter der Voraussetzung eines Fugenversagens des Mauerwerks im Bereich angrenzender Querwände berechnet wurde (Linie 1, Bild 7.17).



Unverstärktes Mauerwerk :



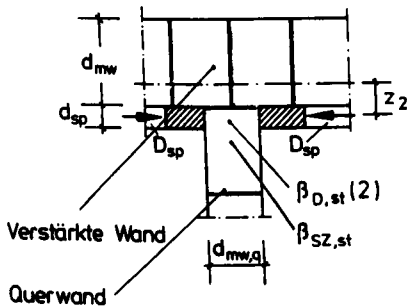
$$x' = 0,1 \dots 0,2 d_{mw} \quad [66]$$

$$\sigma_{mw} = 0,95 \cdot \beta_{R,mw \parallel} = 0,475 \beta_{R,mw \perp} \quad (7.2)$$

$$m'_{xU} = D_{mw} \cdot e$$

$$m'_{xU} = 0,0303 \beta_{R,mw \perp} \cdot d_{mw}^2 \quad (7.3)$$

Verstärktes Mauerwerk :



$$m'_{xU} = D_{sp} \cdot z_2$$

Begrenzung von D_{sp} :

- ① Spaltzugfestigkeit der Mauersteine $\beta_{SZ,st}$:

$$\max D_{sp} = \frac{\beta_{SZ,st} \cdot d_{mw,q} \cdot 1,0 \cdot \pi}{2}$$

$$m'_{xU} = 1/2 \cdot \beta_{SZ,st} \cdot d_{mw,q} \cdot \pi \cdot z_2 \quad (7.4)$$

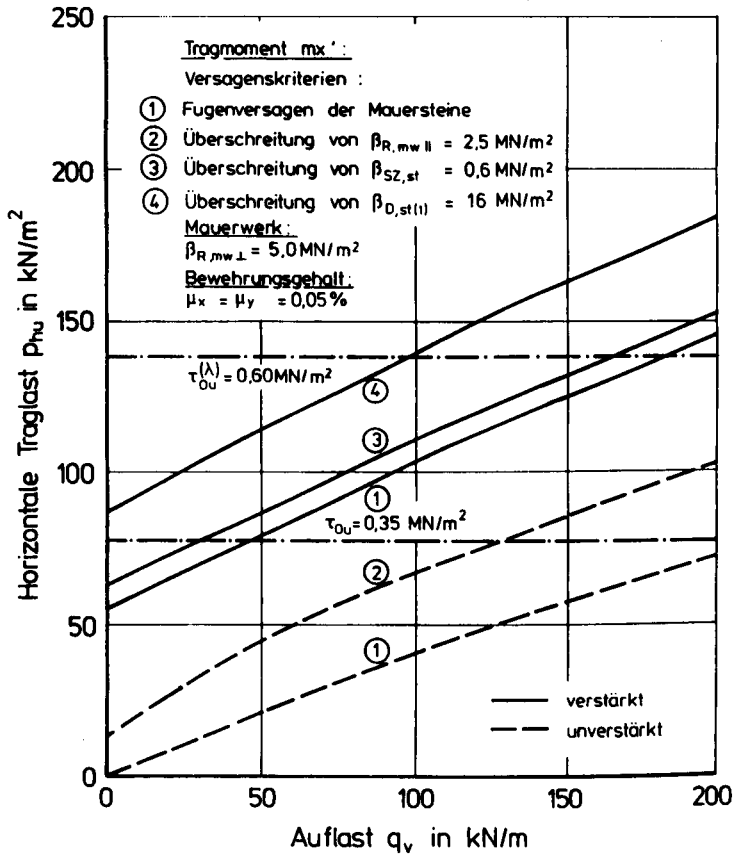
- ② Mauersteindruckfestigkeit $\beta_{D,st}(2)$

$$\max \beta_{D,st}(2) = 0,8 \beta_{D,st}(1)$$

$$\max D_{sp} = 0,8 \beta_{D,st}(1) \cdot d_{sp} \cdot 1,0$$

$$m'_{xU} = 0,8 \cdot \beta_{D,st}(1) \cdot d_{sp} \cdot z_2 \quad (7.5)$$

Bild 7.16: Bruchmomente m'_{xU} an den seitlichen Rändern kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände bei Annahme eines horizontalen Druckbogens in Wandlängsrichtung



Querschnitt :

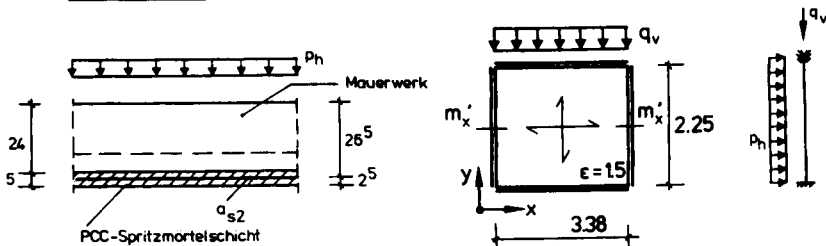


Bild 7.17: Horizontale Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände bei Annahme eines horizontalen Druckbogens in Wandlängsrichtung

Bei widerlagerartiger Abstützung kreuzweise lastabtragender, verstärkter Wände mit 100 kN/m Auflast werden 35 % höhere Horizontallasten aufgenommen als bei Fugensversagen der Wände. Bei unverstärkten Wänden beträgt der Traglastunterschied 65 %. Die angegebenen Traglasten sind als vorläufige Schätzwerte zu verstehen, da die maßgebende Versagensart der Wände bisher noch nicht im Experiment bestimmt worden ist.

c) Mauerwerksdruckfestigkeit

Bild A 7.20 zeigt Traglastkurven 2,25 m hoher, durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten einseitig verstärkter Mauerwerkswände mit einem Längen-Höhen-Verhältnis von $\varepsilon = \ell_o/h_o = 1,5$ und einer Mauerwerksdruckfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen von $\beta_{R,mw \perp} = 5,0 \text{ MN/m}^2$ bzw. 10 MN/m^2 . Die Mauerwerksdruckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen wird im folgenden stets mit $\beta_{R,mw \parallel} = 0,5 \beta_{R,mw \perp}$ angenommen (s. Tabelle 3.1 bzw. DIN 1053 Teil 3, Abschn. 4.2.3).

Wie bei einachsiger lastabtragender Wänden wirken sich unterschiedlich hohe $\beta_{R,mw \perp}$ -Werte im Auflastbereich bis 200 kN/m kaum auf die Höhe der erreichbaren horizontalen Traglasten aus. Die Traglastdifferenz beträgt bei Mauerwerkswänden mit $\beta_{R,mw \perp} = 5 \text{ MN/m}^2 \dots 10 \text{ MN/m}^2$ ca. 5 % bis 6 %. Bei Zugrundelegung einer oberen Bruchschubspannungsgrenze von $\tau_{ou} = 0,6 \text{ MN/m}^2$ ist bei Wänden mit Auflasten von weniger als 150 kN/m rechnerisch kein vorzeitiges Schubversagen zu erwarten. Die erreichbaren Traglaststeigerungen betragen im Auflastbereich von 50 kN/m bis 150 kN/m ca. 300 % bis 120 %.

d) Betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten

Bild A 7.22 zeigt Traglastkurven von einseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkten Mauerwerkswänden mit einem Bewehrungsgehalt von $\mu_x = \mu_y = 0,05 \dots 0,15 \%$. Wird Biegebruch als Versagensursache der Wände vorausgesetzt, steigt die horizontale Traglast erwartungsgemäß mit zunehmendem Bewehrungsgrad. In dem gewählten Beispiel entspricht der maximale Bewehrungsgrad von 0,15 % einem Bewehrungsquerschnitt von $4,0 \text{ cm}^2/\text{m}$. Die Biegetragfähigkeit derartig hoch bewehrter, kreuzweise lastabtragender Wände wird jedoch nicht ausgenutzt, da ein vorzeitiges Schubversagen der Wände eintritt. Die obere Schubspannungsgrenze von $\tau_{ou}^{(A)} = 0,6 \text{ MN/m}^2$ wird bereits von Wänden mit 70 kN/m Auflast und einem geometrischen Bewehrungsgrad von $\mu_x = \mu_y = 0,1 \%$ erreicht. Höhere Bewehrungsgehalte als 0,1 % sind demzufolge unwirtschaftlich.

Bild A 7.23 zeigt Traglastkurven von einseitig bzw. beidseitig verstärkten Wänden mit einer Mauerwerksdicke von 11,5 cm und einem geometrischen Bewehrungsgrad von 0,1 % in beiden Tragrichtungen. Bei beidseitig verstärkten Wänden wurde der Einfluß einer auf der lastzugewandten Seite zugfest endverankerter Biegebewehrung auf die Tragfähigkeit der Wände untersucht. Die zugfeste Endverankerung der Biegebewehrung ist Voraussetzung für Momentenumlagerungen. Bei gleich großen Biegemomenten an den Wandenden und in Wandmitte ($m_{y,u}^{(F)} = |m_{y,u}^{(S)}|$) von Wänden mit 50 kN/m Auflast werden ca. 50 % höhere Traglaststeigerungen erreicht als bei Wänden mit unverankerter Bewehrung. Momentenumlagerungen können sich jedoch u. U. nicht vollständig ausbilden, da die Wände vorzeitig auf Schub versagen (siehe Linie 4 in Bild A 7.23). In dem gewählten Beispiel führt die technisch aufwendige Endverankerung der

Biegebewehrung rechnerisch nicht zu der beabsichtigten Traglaststeigerung und erscheint daher unwirtschaftlich. Die Biegetragfähigkeit beidseitig verstärkter Wände mit Auflasten von 100 kN/m ist somit, unabhängig von der Verankerung der Biegebewehrung, ca. 50 % höher als von Wänden mit einseitiger Querschnittsergänzung.

e) **Stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten**

Bild A 7.24 zeigt Traglastkurven einseitig verstärkter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände mit einem Seitenverhältnis von 1,5 und einer Mauerwerksdicke von 24 cm. Der Fasergehalt der Ergänzungsschicht wurde zwischen 0,5 Vol.-% und 1,5 Vol.-% variiert. Die Traglastkurven gelten unter der Voraussetzung, daß die Wände durch Biegebruch versagen. Bei Wandauflasten von 100 kN/m beträgt die Traglaststeigerung je nach Fasergehalt zwischen 100 % und 300 %.

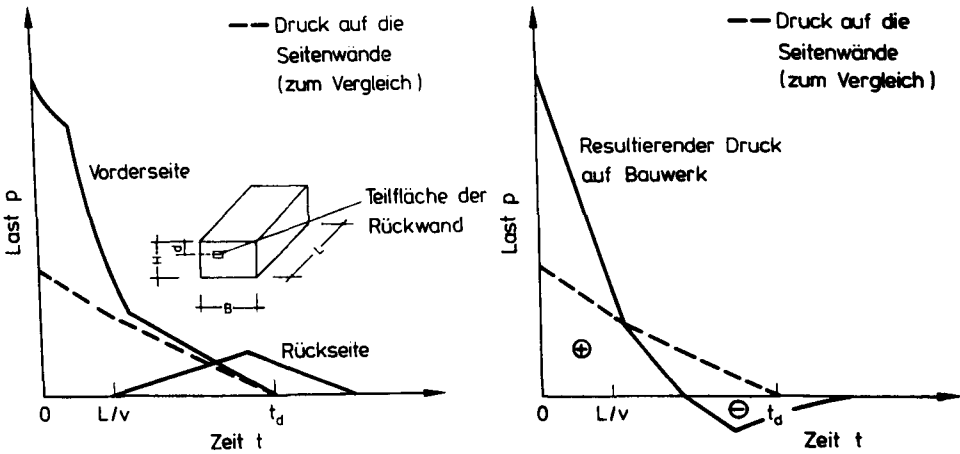
Die in Bild A 7.25 gezeigten Traglastkurven ermöglichen einen Vergleich der Traglasten kreuzweise und einachsig lastabtragender Mauerwerkswände mit einer Höhe von 2,25 m und einer Dicke der Mauerwerksschicht von 24 cm. Das Verhältnis von Wandlänge zu Wandhöhe der kreuzweise lastabtragenden Wände wurde mit 1,5 angenommen. Die Traglasten kreuzweise lastabtragender Wände mit 1 Vol.-% Fasergehalt der Ergänzungsschicht und 100 kN/m Wandauflast sind um ca. 74 % größer als bei Wänden mit einachsigem Lastabtrag. Verringert man den Fasergehalt kreuzweise lastabtragender Wände auf 0,5 Vol.-%, beträgt der Traglastunterschied zu einachsig lastabtragenden Wänden mit 1 Vol.-% Fasergehalt immerhin noch 22 %. Es wird deutlich, daß Ergänzungsschichten geringen Fasergehaltes auch bei langen Wänden sinnvoll eingesetzt werden können, wenn zur Erzielung eines kreuzweisen Lastabtrages zusätzlich Pfeilervorlagen angeordnet werden.

7.3 Einfluß stoßartiger Horizontalbeanspruchungen infolge Explosion

In Abschnitt 7.2 wurden Traglastwerte für unverstärkte und verstärkte Mauerwerkswände angegeben, deren Berechnung die Annahme einer statischen Lastaufbringung zugrunde liegt. Im folgenden wird der Frage nachgegangen, ob mit Hilfe dynamischer Lastfaktoren von der Biegetragfähigkeit statisch beanspruchter Wände auf ihre Tragfähigkeit bei stoßartiger Horizontalbeanspruchung geschlossen werden kann.

Die Entstehung von Horizontaldrücken als Folge externer Explosionen sowie deren Ausbreitung wird in [17] beschrieben: Die ungehinderte Freisetzung von Explosionsenergie führt zu einem plötzlichen Temperatur- bzw. Druckanstieg im unmittelbaren Bereich des Explosionszentrums. Da die dem Explosionszentrum näher liegenden Bereiche als Folge des höheren Druckes und deren höherer Temperatur schneller durchlaufen werden als weiter abgelegene, wird die Druckfront zunehmend steller und endet in einer schnelllaufenden Schockfront. Hierdurch entsteht ein nach außen wandernder Druckimpuls. Aufgrund temperaturabhängiger Volumenveränderungen folgt der Druckfront eine Sogphase. An einem von einer Schockfront getroffenen Hindernis entsteht eine Druckbeanspruchung, deren Druck-Zeit-Verlauf prinzipiell durch Überdruck- und Unterdruckbereiche gekennzeichnet ist (Bild 7.18).

v Geschwindigkeit



Druck auf die Rückwand

Resultierender Horizontaldruck

Bild 7.18: Auf ein Bauwerk einwirkende Horizontaldrücke infolge Explosion [29]

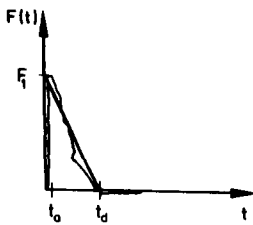
Bei der Tragfähigkeitsanalyse eines druckstoßbeanspruchten Bauteils sind die sich aus der Lastgeschichte ergebenden dynamischen Einflüsse hinsichtlich des Werkstoffverhaltens und der Systemantwort des Bauteils (elastisch, plastisch) zu berücksichtigen. Das Werkstoffverhalten bei dynamischer Lasteinwirkung wird durch den dynamischen Lastfaktor indirekt erfaßt. Die dynamische Belastung ist durch ihren Last-Zeit-Verlauf gekennzeichnet (Bild 7.19).

Dynamische Belastung

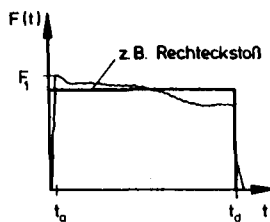
Statische Belastung

impulsartig

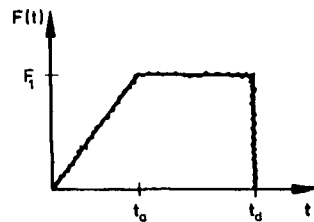
quasistatisch



$$t_a \ll T; t_d < T$$



$$t_a \ll T; t_d > T$$



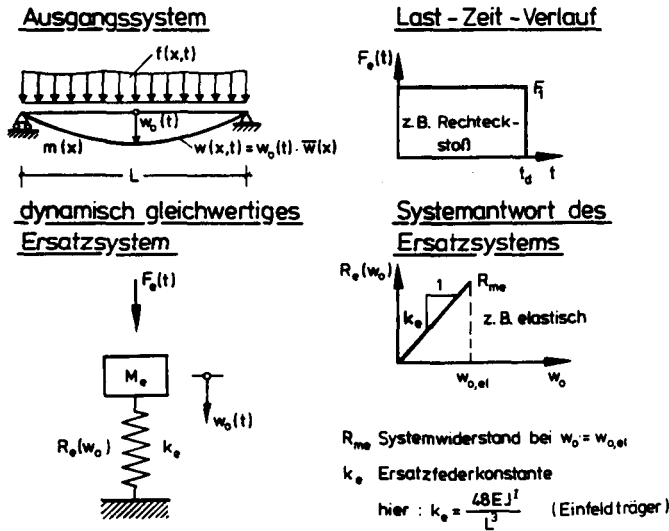
$$t_a > T; t_d > T$$

----- tatsächlicher Last-Zeit-Verlauf
 ———— Näherung

t_a Lastanstiegszeit
 t_d Lastdauer
 T Eigenschwingzeit

Bild 7.19: Last-Zeit-Verläufe dynamischer und statischer Druckbeanspruchung

Bei der Berechnung explosionsbeanspruchter Bauwerke werden für Einzelbauteile wie Platten, Balken oder Wände häufig vereinfachte, dynamisch gleichwertige Ersatzsysteme wie z.B. der Einmassenschwinger betrachtet (Bild 7.20).



Äquivalente Balkenmasse : $M_e = \int_0^L m(x) \cdot \bar{w}(x) dx$ (7.2)

Ersatzlast : $F_e(t) = \int_0^L f(x,t) \bar{w}(x) dx$ (7.3)

Gleichgewichtsbedingung : $M_e \cdot \ddot{w}_0(t) + R_e(w_0) - F_e(t) = 0$ (7.4)

Systemwiderstand : $R_e(w_0) = k_e \cdot w_0(t)$ (7.5)

DGL der Bewegungsgleichung des dynamisch gleichwertigen Ersatzsystems

$$\ddot{w}_0(t) + \omega_e^2 \cdot w_0(t) - \frac{F_e(t)}{M_e} = 0 \quad (7.6)$$

Eigenkreisfrequenz des Ersatzsystems :

$$\omega_e = \sqrt{\frac{k_e}{M_e}} = \frac{2\pi}{T} \quad (7.7)$$

Lösung der Bewegungsgleichung für den Rechteckstoß :

$$w_0(t) = \frac{F_1}{k_e} (1 - \cos \omega_e t) \quad \text{bzw.} \quad w_0(t) = w_{0,st} (1 - \cos \omega_e t) \quad (7.8 \dots 7.9)$$

Bild 7.20: Abbildung eines schwingenden Biegesystems auf einen Einmassenschwinger [17] und DGL der Bewegungsgleichung des dynamisch gleichwertigen elastischen Ersatzsystems

Systeme mit verteilten Massen wie Balken, Platten oder Wände besitzen streng genommen den Freiheitsgrad unendlich, da für jeden Massenpunkt ein eigenes Bewegungsgesetz gelten kann. Nur wenn die Biegelinien des Systems zu beliebigen Zeitpunkten zueinander affin sind, kann die Bewegung aller Massenteile eindeutig durch eine Verschiebungsgröße, wie z.B. die Durchbiegung w_0 , beschrieben werden. Diese Vereinfachung ist nur so lange zulässig, wie Oberschwingungen gegenüber der Grundschiwingung vernachlässigbar sind. In [66] wird die Anwendung des Einmassenschwingers als dynamisch gleichwertiges Ersatzsystem für Mauerwerkswände unter Druckstoßbelastung vorgeschlagen.

Bei einer Schwingdauer t_d von der halben Eigenschwingzeit T ist die Systemauslenkung $w_0(t_d = T/2)$ eines elastischen Einmassenschwingers unter Rechteckstoßbeanspruchung doppelt so groß wie seine statische Auslenkung $w_{0,st}$. Der Ausdruck $(1 - \cos \omega_e t)$ wird als dynamischer Lastfaktor (DLF) bezeichnet und gibt das Verhältnis von dynamischer und statischer Systemauslenkung bei gleicher Last $F_e(t) = F_1 = F_{st}$ an [3;17;70;75;128]. Der DLF wird in Näherungsverfahren als Erhöhungsfaktor dynamischer Lasten von Bauteilen verwendet, um Tragfähigkeitsanalysen dann mit statischen Berechnungsmethoden durchführen zu können. Bild 7.21 zeigt die Abhängigkeit des DLF von dem Last-Zeit-Verlauf und dem Verhältnis von Lasteinwirkungszeit zu Eigenschwingzeit eines elastischen Einmassenschwingers.

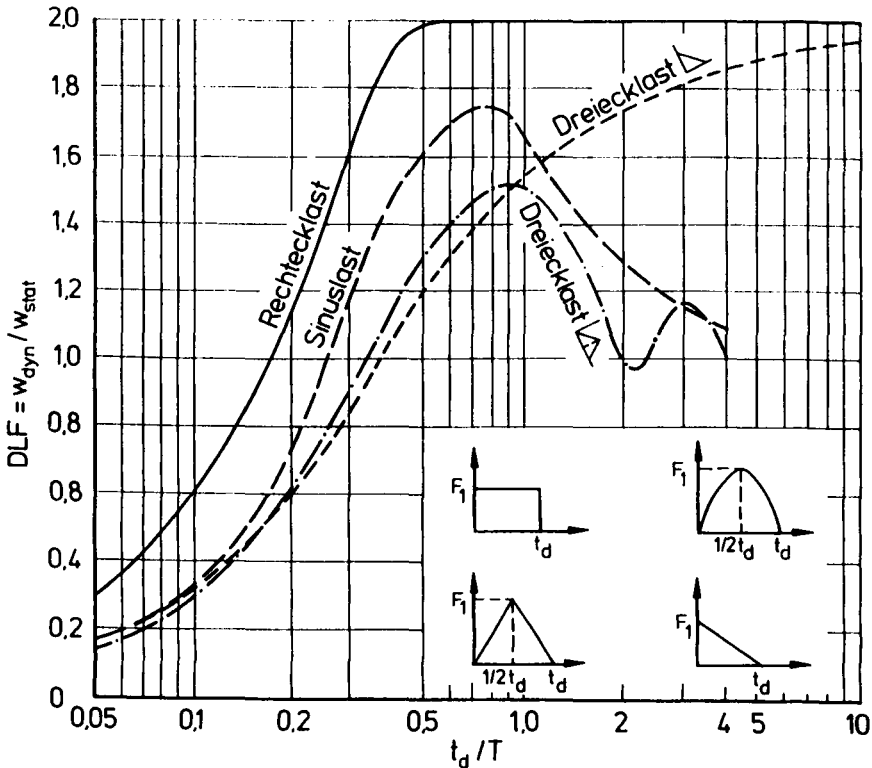


Bild 7.21: Dynamischer Lastfaktor eines elastischen Einmassenschwingers [17]

Wegen des nichtlinearen Materialverhaltens sowie verformungsabhängiger Steifigkeitsverhältnisse flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände können der elastische Einmassenschwinger nicht als dynamisch gleichwertiges Ersatzsystem und demzufolge die in Bild 7.21 angegebenen DLF nicht für Tragfähigkeitsanalysen physikalisch nichtlinearer Systeme verwendet werden. Aufgrund von Rißbildungen nimmt der Systemwiderstand R_{θ} bei Überschreitung der maximalen elastischen Verformung $w_{0,el}$ nicht mehr zu. Der Widerstandswert ist nicht mehr von der Verformung abhängig. Für $w_0 > w_{0,el}$ lautet die Differentialgleichung der Systemverformung:

$$M_{\theta} \cdot \ddot{w}_0(t) + R_{\theta} \cdot F_{\theta}(t) = 0 \quad (7.10)$$

Das System verhält sich elasto-plastisch oder, falls $w_{0,max} > w_{0,el}$, näherungsweise ideal plastisch. Zur Beschreibung der Systemantwort des nichtlinearen Einmassenschwingers auf seine Belastung $F_{\theta}(t)$ werden idealisierte Widerstandsfunktionen $R_{\theta}(w_0)$ verwendet (Bild 7.22).

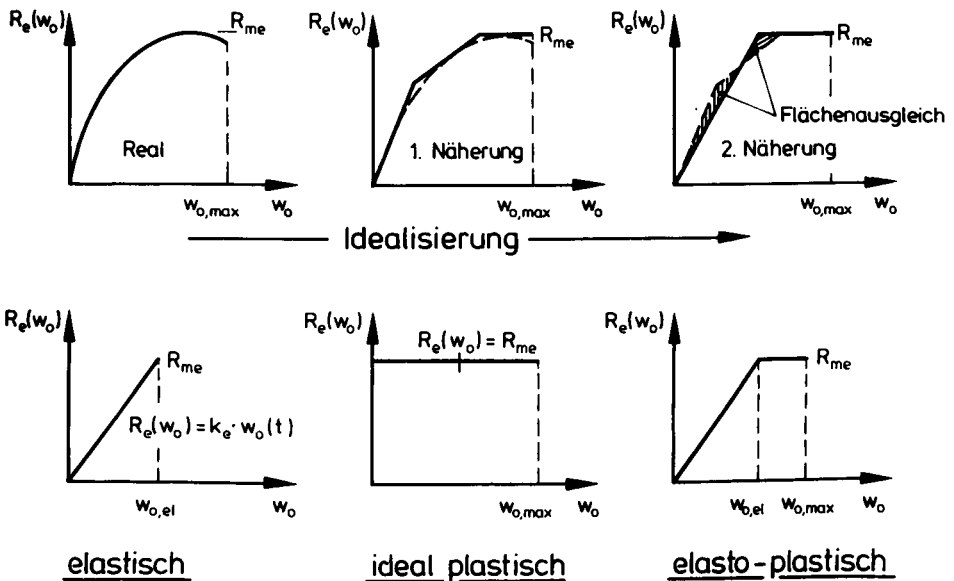


Bild 7.22: Widerstandsformen nichtlinearer Einmassenschwinger

Die dynamische Tragfähigkeit von Bauteilen mit nichtlinearem Verformungsverhalten wird näherungsweise durch Zerstörungskennlinien beschrieben, die das Verhältnis von dynamischer zu statischer Bruchlast $\tilde{\lambda} = F_{u,dyn}/F_{u,stat}$ als Funktion von scheinbarer Eigenkreisfrequenz und Belastungsdauer $\omega_0 \cdot t_d$ angeben. Zerstörungskennlinien werden unter der Voraussetzung gleich großer Verformungen $w_{0,max}$ bei statischer und dynamischer Belastung berechnet [70]. Bild

7.23 zeigt Zerstörungskennlinien für elastisch-plastische Systeme unter Rechteckstoß-Belastung. Für $t_d = T/2$ erhält man den Wert $\omega_0 \cdot t_d = \pi$, der, auf die Zerstörungskennlinie des elastischen Systems mit Rechteckstoß projiziert, einen $\tilde{\lambda}$ -Wert von 0,5 ergibt. Die dynamische Bruchlast $F_{u,dyn}$ ist demzufolge halb so groß wie $F_{u,st}$. Der dynamische Lastfaktor $DLF = w_{o,dyn}/w_{o,st}$ war unter der Bedingung $F_{u,dyn} = F_{u,st}$ bestimmt worden. Bei gleich großer Belastung ist die maximale Durchbiegung bei dynamischer Beanspruchung doppelt so groß wie unter statischer. Für den elastischen Einmassenschwinger lautet die Beziehung zwischen $\tilde{\lambda}$ und dem DLF:

$$\tilde{\lambda} = \frac{F_{u,dyn}}{F_{u,st}} = \frac{1}{DLF} \quad (7.11)$$

Bei nichtlinearer Beziehung zwischen $w_{o,dyn}$ und $F_{u,dyn}$ bzw. $w_{o,st}$ und $F_{u,st}$ gilt Gl. (7.11) nicht

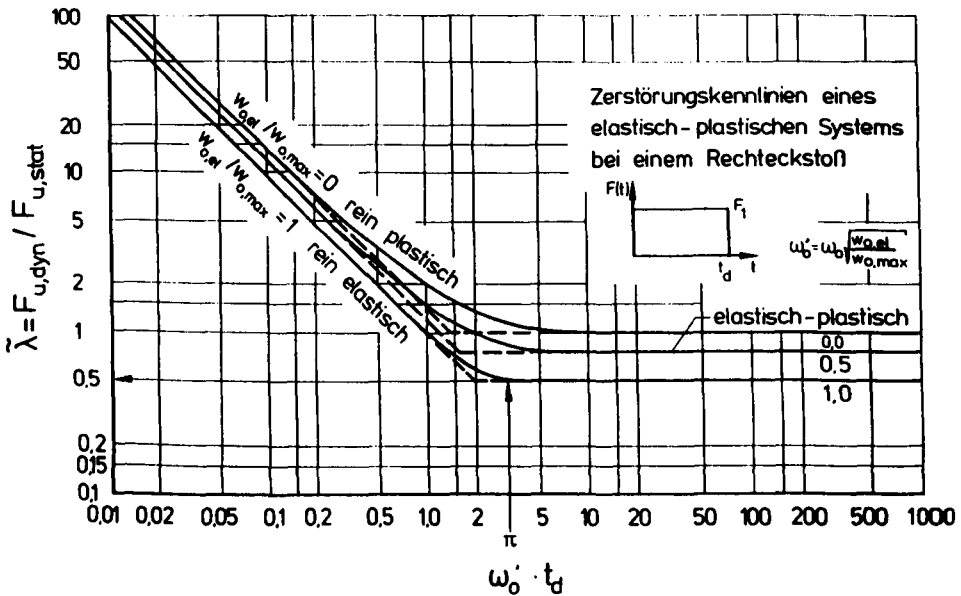


Bild 7.23: Zerstörungskennlinien elastisch-plastischer Systeme mit Rechteckstoß-Belastung [70]

mehr. Durch Plastifizierung des Systems nimmt das Verhältnis von dynamischer zu statischer Traglast für gleiche $\omega_0 \cdot t_d$ -Werte zu. Bei quasistatischer Belastung des Systems und ideal plastischer Systemantwort erreicht $\tilde{\lambda}$ mit 1,0 seinen Größtwert. Bei impulsartiger Belastung ($\omega_0 \cdot t_d < \pi$) wird $\tilde{\lambda}$ wesentlich größer als 1. Die Angabe allgemein gültiger Lastfaktoren, die das Verhältnis statischer, horizontaler Traglasten zu Traglasten bei dynamischer, stoßartiger Beanspruchung angeben, ist nicht möglich. Die Größe des Lastfaktors hängt von der Last-Zeit-Funktion, dem $\omega_0 \cdot t_d$ - bzw. t_d/T -Wert, der Eigenform der Biegelinie und der Systemantwort ab. Eine

genaue dynamische Analyse flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände ist daher rechnerisch nur mit einem erheblichen Aufwand durchführbar oder durch experimentelle Bauteiluntersuchungen möglich, da streng genommen für jedes Bauteil und/oder für jede Beanspruchungsart (Last - Zeit - Funktion) ein anderer Lastfaktor gilt.

In [66] wird über die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zur Plattentragwirkung lagerfugenbewehrter Mauerwerkswände unter Druckstoßbelastung berichtet. Es wurden Mauerwerkswände mit den Abmessungen $l_0/h_0/d_{mw}=1,69/1,0/0,12$ m und einem geometrischen Bewehrungsgrad von $\mu = 0,31$ % untersucht, die aus Modellziegeln hergestellt worden waren. Ihre Belastung wurde in Form eines Exponentialstoßes mit der Belastungsdauer von 15 msec bzw. 38 msec aufgebracht (Tabelle A 7.4). Mit einem Verhältniswert von Belastungsdauer zu Eigenschwingzeit von $t_d/T = 0,6$ bis 1,5 wurden aus den Untersuchungsergebnissen $\tilde{\lambda}$ -Werte zwischen 0,95 und 1,1 berechnet. Bild 7.24 zeigt Zerstörungskennlinien elastisch-plastischer Systeme mit Exponentialstoß. Die Ergebnisse aus [66] sind als Einzelpunkte in Bild 7.24 dargestellt. Sie liegen dicht neben der Kennlinie elastisch-plastischer Einmassenschwinger. Die Untersuchungsergebnisse decken jedoch nur einen geringen Teil möglicher $\omega_0' \cdot t_d$ -Werte ab. Sie sind wegen der unterschiedlichen Abmessungen und des unterschiedlichen konstruktiven Aufbaus der in [66] untersuchten Wände nicht auf flächenhaft verstärkte Mauerwerkswände übertragbar.

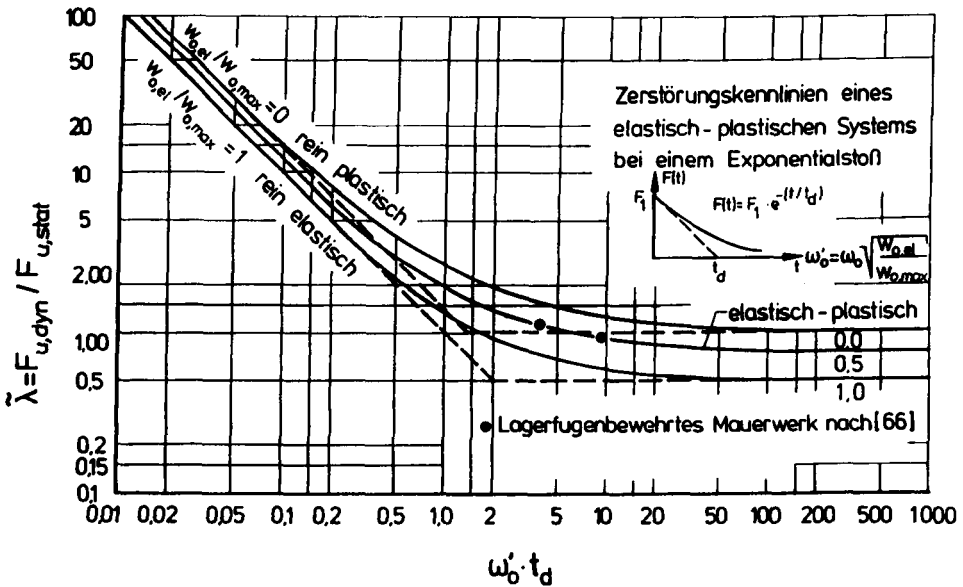


Bild 7.24: Zerstörungskennlinien elastisch-plastischer Systeme mit Exponentialstoß [70]

8.0 Anwendung der Untersuchungsergebnisse in der Konstruktionspraxis

Um zu beurteilen, ob eine Verstärkung erforderlich ist und wie wirksam gewählte Verstärkungsmaßnahmen sind, ist die vorhandene Biegetragfähigkeit unverstärkter Mauerwerks zu ermitteln. Hierzu ist die Kenntnis der Mauerwerksdruckfestigkeit erforderlich, die mit Hilfe des im folgenden zu erläuternden Prüfverfahrens bestimmt werden kann. Der erhaltene Druckfestigkeitswert ist Grundlage eines Näherungsverfahrens für die Bemessung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände, das anschließend vorgestellt wird. Anmerkungen zur baulichen Durchbildung schließen sich an. Die ordnungsgemäße Durchführung der Verstärkungsarbeiten ist Voraussetzung für den Verstärkungserfolg. Es werden Check-Listen angegeben, mit deren Hilfe die fachgerechte Bauausführung im Sinne der Qualitätssicherung überwacht werden kann. Nach Abschluß der Verstärkungsarbeiten kann die Ausführungsqualität mit Hilfe einer Untersuchungsmethode überprüft werden, die am Ende des Kapitels 8 erläutert wird.

8.1 Prüfmethode zur Bestimmung der Druckfestigkeit vorhandenen Mauerwerks

Tabelle A 8.1 enthält eine Zusammenstellung von Prüfverfahren zur Bestimmung der Druckfestigkeit vorhandenen Mauerwerks, bei denen die Festigkeitswerte der Mauersteine und des Mauer Mörtels zunächst getrennt bestimmt werden und anschließend die Mauerwerksdruckfestigkeit nach Gl. (3.17) mit den erhaltenen Ergebniswerten berechnet wird. Eine Kommentarspalte in Tabelle A 8.1 enthält Hinweise über den Informationswert der Prüfergebnisse. Eine getrennte Prüfung von Mauerstein und Mauer Mörtel ersetzt nicht die Prüfung ganzer Mauerwerkskörper. Die Entnahme von Mauerwerksprismen der in DIN 18 554 Teil 1 geforderten Abmessungen von z. B. $b/d/h = 50/24/75$ cm scheidet häufig aus, da der damit verbundene Zerstörungsgrad der zu beurteilenden Wände erheblich ist. Bauteilschonender ist die Entnahme von Bohrkernen, deren Festigkeit anschließend im Labor zu bestimmen ist. Mit Hilfe von Umrechnungsfaktoren, die das Verhältnis von Bohrkernfestigkeit zur Festigkeit von Normprüfkörpern nach DIN 18 554 Teil 1 angeben, kann das zu beurteilende Mauerwerk den Festigkeitsklassen von DIN 1053 Teil 2 zugeordnet werden.

Berger schlägt vor, die Mauerwerksdruckfestigkeit $\beta_{D,mw}$ aus der Spaltzugfestigkeit von Bohrkernen ϕ 100 mm zu bestimmen, die senkrecht zur Wandebene aus den Mauerwerkswänden entnommen worden sind [2]. Es sind Bohrkern aus Steinmaterial und Fugenbohrkerne zu prüfen, die aus Mauersteinen und einer Lagerfuge bestehen. Die Prüfmethode basiert darauf, daß die Druckfestigkeit von Normprüfkörpern aus Mauerwerk und die Spaltzugfestigkeit der Fugenbohrkerne gleichermaßen von dem Querdehnvermögen von Mauerstein und Mauer Mörtel abhängen. Die Entwicklung dieser Prüfmethode ist z.Z. noch nicht abgeschlossen.

Im folgenden wird eine eigene Prüfmethode vorgestellt. Diese besteht darin, aus Mauerwerkswänden Bohrkern ϕ 200 mm senkrecht zur Wandebene zu entnehmen, sie in quaderförmige Kleinprüfkörper (KP) mit den Abmessungen $h_k/b_k/d_k = 0,15/0,125/0,125$ m zu schneiden und anschließend ihre Druckfestigkeit in Richtung der vertikalen Beanspruchungsrichtung der Wände zu bestimmen (Bild 8.1).

Fugenbild einer Mauerwerkswand mit Bohrkern - Entnahmestellen

Kleinprüfkörper (KP)

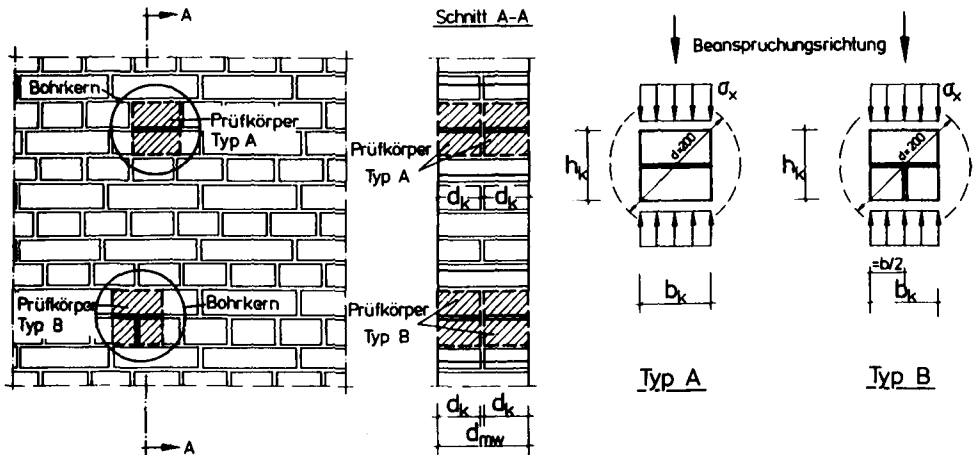


Bild 8.1: Kleinprüfkörper (KP) aus Bohrkernen zur Bestimmung der Druckfestigkeit vorhandenen Mauerwerks

Mit Hilfe von Umrechnungsfaktoren ψ sind die auf Kleinprüfkörper bezogenen Druckfestigkeitswerte $\beta_{D,KP}$ in auf Normprüfkörper nach DIN 18 554 Teil 1 (NP) bezogene Werte $\beta_{D,NP} = \beta_{D,mw} = \psi \cdot \beta_{D,KP}$ umzurechnen. Die Prüfmethode wurde für reichsformatiges Vollziegelmauerwerk entwickelt. Diese Mauerwerksart ist neben KS-Mauerwerk überwiegend in Gebäuden vorzufinden, die mehr als 20 Jahre alt sind [69].

Zur Bestimmung der Umrechnungsfaktoren ψ waren ca. 150 Kleinprüfkörper (Schlankheit $\lambda = h_k/d_k = 1,2 \dots 1,3$) aus Vollziegelmauerwerk unterschiedlicher Mörteldruckfestigkeit $\beta_{D,mö}$ geprüft worden. Es war zunächst zwischen den Prüfkörpertypen A und B (siehe Bild 8.1) zu unterscheiden, weil ihr Ausschnitt aus der Mauerwerkswand von dem Stoß- und Lagerfugenverlauf abhängig ist. Die Druckfestigkeit der Mauerziegel variierte zwischen 25 N/mm^2 und 28 N/mm^2 . Dies entspricht etwa im Mittel der Druckfestigkeit bis zu 150 Jahre alter Mauerziegel, die aus Gebäuden im Regierungsbezirk Braunschweig entnommen worden waren [51;52;54;55].

Es wurden weiterhin bestimmt:

- Druckfestigkeit von Normprüfkörpern ($h_k/d = 3..5$) gleicher Mauerwerksart und Mörtelzusammensetzung, die den gleichen Erhärtungsbedingungen ausgesetzt waren wie nachträg.

lich errichtete Mauerwerkswände, aus denen Bohrkern für die KP entnommen worden waren.

- Verhältniszerte von mittlerer Druckfestigkeit der Normprüfkörper $\beta_{D,NP}$ zur Einzeldruckfestigkeit $\beta_{D,KP}$ der Kleinprüfkörper nach zeitlich parallelen Prüfung.
- Druckfestigkeit zweier übereinandergestellter Kleinprüfkörper (Typ ÜA bzw. ÜB) zur Bestimmung des Einflusses der Prüfkörpergröße auf den Druckfestigkeitswert

In Tabelle A 8.2 sind die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen von Mauerwerk, Mauersteinen und der Mauermörtel von Kleinprüfkörpern und Normprüfkörpern zusammengefaßt. Tabelle A 8.3 zeigt die Ergebnisse der statistischen Auswertungen.

Es wurden berechnet:

- Mittelwert, Standardabweichung und Variationskoeffizient der Kleinprüfkörperfestigkeit $\beta_{D,KP}$ und des Umrechnungsfaktors ψ ,
- Konfidenzintervall für den Mittelwert ψ der Grundgesamtheit bei einer 5 %igen Irrtumswahrscheinlichkeit auf der Grundlage der Student'schen t-Verteilung nach [135] mit

$$\bar{x} - \frac{s}{\sqrt{n}} \cdot t_{5\%}(n-1) < \mu < \bar{x} + \frac{s}{\sqrt{n}} \cdot t_{5\%}(n-1) \quad (8.1)$$

- Schätzwert des Mittelwertes ψ der Grundgesamtheit bei 95 %iger Eintrittswahrscheinlichkeit auf der Grundlage der nichtzentralen t-Verteilung nach [118] mit

$$x_{pw} = \bar{x} - k_{95} \cdot s \quad (8.2)$$

Es wurde festgestellt, daß

- der Mittelwertunterschied der Druckfestigkeiten von Kleinprüfkörpern des Typs A und B statistisch nicht signifikant ist (Tab. A 8.3: Nr. 1/2; 7/8;18/19),
- der ψ -Wert mit ansteigender Mörteldruckfestigkeit $\beta_{D,m\delta}$ zunimmt (Tab. A 8.3: Nr. 1 und 17),
- der ψ -Wert übereinander gestellter Kleinprüfkörper größer ist als der eines einzelnen Kleinprüfkörpers(Tab. A 8.3: Nr. 1 und 3),
- der Mittelwert von ψ bei der Stichprobenanalyse zwischen 0,36 und 0,84 liegt und ab einer Mörteldruckfestigkeit von $\beta_{D,m\delta} \geq 7,8 \text{ N/mm}^2$ nicht mehr zunimmt (Tab. A 8.3: Nr. 1 und 16 bzw. 1 bis 13 und 15 bis 16).

Es braucht daher im folgenden nicht mehr zwischen Kleinprüfkörpern des Typs A und B unterschieden zu werden. Die ψ -Werte sind von der Druckfestigkeit des Mauermörtels abhängig.

Bild 8.2 zeigt den Einfluß der Versuchskörpergröße auf den Prüfwert der Mauerwerksdruckfestigkeit und verdeutlicht den Unterschied zwischen Wandfestigkeit, NP-Festigkeit, KP-Festigkeit und Steindruckfestigkeit.

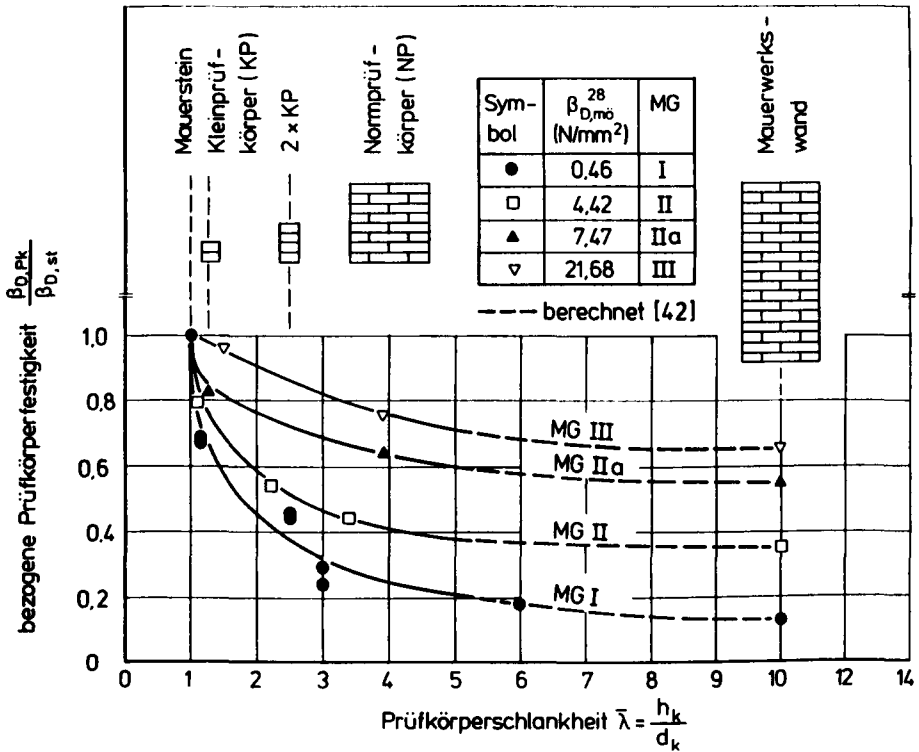


Bild 8.2: Druckfestigkeit $\beta_{D,PK}$ unterschiedlich großer Mauerwerksprüfkörper bei Variation der Mörtelgüte

Mit zunehmender Mörtelgüte verringert sich der Druckfestigkeitsunterschied von Mauerstein und Mauerwerkskörper, da die Querdehnfähigkeit des Mauermörtels abnimmt. Der Mauerwerkskörper nähert sich hinsichtlich seines Tragverhaltens dem eines homogenen Körpers an. Dann bewirkt nur der Gestaltseinfluß, daß der Unterschied von KP-Festigkeit und Steindruckfestigkeit von Prüfkörpern unterschiedlicher Abmessungen, aber gleicher Mörteldruckfestigkeit geringer ist als der Unterschied von Wandfestigkeit und Steindruckfestigkeit.

Bild 8.3 zeigt die Abhängigkeit des Umrechnungsfaktors ψ von der Mörteldruckfestigkeit $\beta_{D,m0}$ nach DIN 18555. Die Streubreite von ψ beträgt ca. 10%. Ab einem Verhältniswert von $\beta_{D,m0}/\beta_{D,st} = 0,3$ bleibt der ψ -Wert mit 0,8 nahezu konstant. Er nimmt bei kleineren $\beta_{D,m0}/\beta_{D,st}$ -Werten als 0,3 bis auf 0,36 ab. Bei niedrigen Mörtelfestigkeiten wirkt sich die Querdehnfähigkeit des Mauermörtels festigkeitsmindernd auf den Normprüfkörper aus. Der Einfluß der Prüfkörpergeometrie und der Mörtelfestigkeit ist maßgebend für den Unterschied zwischen KP-Festigkeit und NP-Festigkeit. Kleinprüfkörper hoher Mörteldruckfestigkeit verhalten sich ähnlich wie Betonwürfel. Wie bei Beton beträgt das Verhältnis zwischen der Druckfestigkeit von Prüfkörpern der Schlankheit $\lambda = h_k/d_k = 4$ und der von Versuchskörpern mit $\lambda = 1,0$ auch bei höchstem Mauerwerk ca. 0,8 (bei Beton: 0,83 [100]).

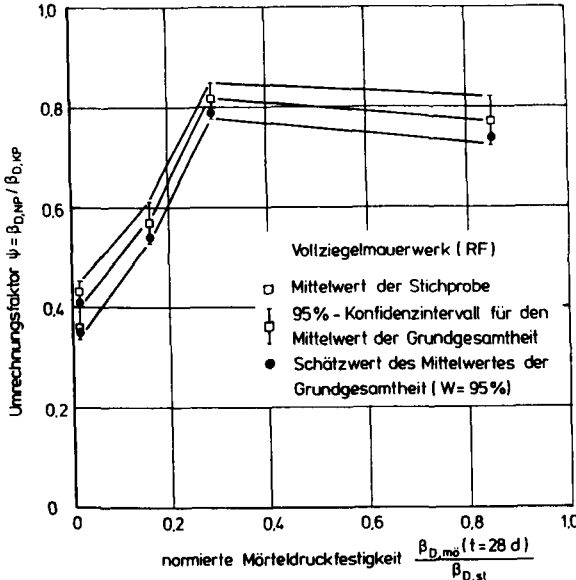


Bild 8.3: Umrechnungsfaktor ψ als Funktion von der Mörteldruckfestigkeit

In Bild 8.4 werden von der Prismenfestigkeit des Mauermörtels $\beta_{D,m0}$ abhängige ψ -Werte in

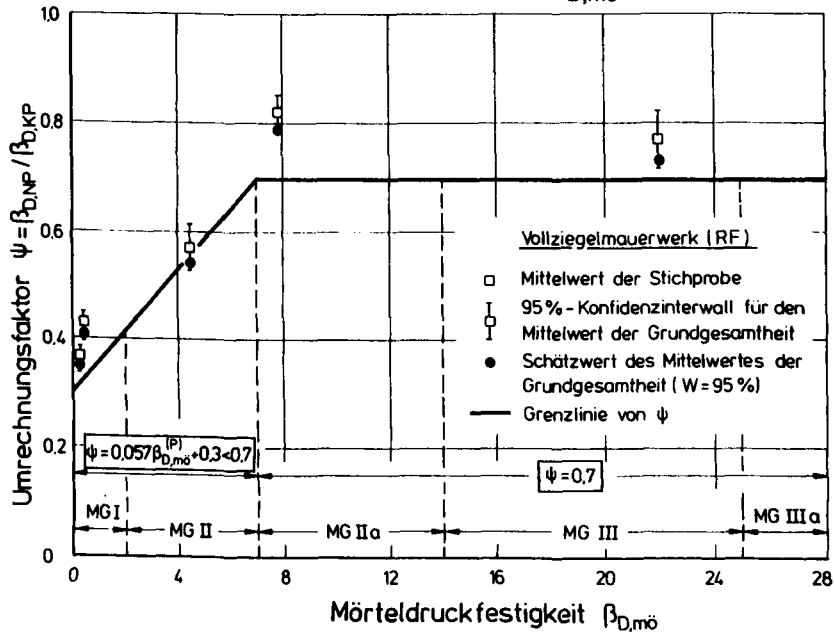


Bild 8.4: Umrechnungsfaktor ψ als Funktion der Normdruckfestigkeit von Mauermörtel nach DIN 18555 Teil 3

Form einer abschnittsweise linearen Grenzlinie dargestellt. Aufgrund der Anzahl bisher untersuchter Kleinprüfkörper höherer Mörteldruckfestigkeit wird der Maximalwert von ψ "auf der sicheren Seite liegend" auf 0,7 festgelegt. Der ψ -Wert nimmt für Mauermörtel mit einer geringeren Festigkeit als der Mindestfestigkeit von Mörteln der MG IIa bis auf 0,3 ab.

Zur Bestimmung des ψ -Wertes aus Bild 8.4 ist bei Bauteiluntersuchungen auch die Mörteldruckfestigkeit des zu beurteilenden Mauerwerks zu ermitteln. Dies geschieht durch Prüfung aus Lagerfugen entnommener, in Würfel (Kantenlänge: 1,0...1,5 cm) geschnittener Fugenmörtelstücke. Ebenso kann die Mörteldruckfestigkeit an großflächigeren Mörtelproben mit Hilfe von kleinflächigen Prüfstempeln (Aufstandsfläche: 10 mm x 10 mm) bestimmt werden (Bild 8.5).

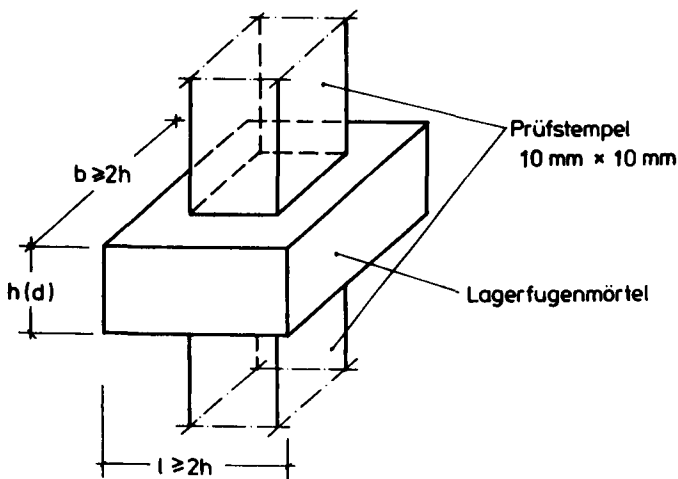


Bild 8.5: Bestimmung der Druckfestigkeit aus Lagerfugen entnommener Fugenmörtelstücke [111]

Die Druckfestigkeitswerte großflächigerer Mörtelproben sind im Mittel doppelt so groß wie die von würfelförmigen Mörtelstücken [111]. Der Verhältniswert $\alpha_{m\delta}$ der Mörteldruckfestigkeit würfelförmiger Mörtelproben $\beta_{D,m\delta F}$ zur Prismenfestigkeit $\beta_{D,m\delta}$ nach DIN 18555 Teil 3 [150] beträgt bei Mörteln mit einem Prüfalter von ≥ 28 Tagen im Mittel 0,8 bis 1,1 [111]. Auf prüfkörperbedingte Streuungen der $\alpha_{m\delta}$ -Werte wird hingewiesen. Die Bild 8.4 zugrunde liegende Prismenfestigkeit errechnet sich somit aus

$$\beta_{D,m\delta} = \beta_{D,m\delta F} / \alpha_{m\delta} \quad (8.3)$$

Zur Eingruppierung in die Festigkeitsklassen nach DIN 1053 Teil 1 und 2 wird die Serienfestigkeit β_{MS} und Nennfestigkeit β_{MN} des zu beurteilenden Mauerwerks benötigt. Es wird vorgeschlagen,

drei bis sechs Bohrkern zu entnehmen und den Mittel- sowie den Kleinstwert der KP-Druckfestigkeit $\beta_{D,KP}$ bzw. $\beta_{D,KPmin}$ zu bestimmen. Die Serienfestigkeit β_{MS} und die Nennfestigkeit β_{MN} sind dann aus

$$\beta_{MS} = \psi \cdot \beta_{D,KP} \quad \text{bzw.} \quad \beta_{MN} = \psi \cdot \beta_{D,KPmin} \quad (8.4...8.5)$$

abzuschätzen. Dabei wird angenommen, daß $\beta_{D,KPmin}$ dem 5 %-Fraktilwert der Grundgesamtheit entspricht.

Wesentliche Grundlagen für die Anwendung des Prüfverfahrens konnten ermittelt werden. Die Anwendung der Methode für Mauerwerk aus Vollziegeln geringerer Druckfestigkeit als $\beta_{D,st} = 25 \text{ N/mm}^2$ und für Mauerwerk anderer Steinarten ist noch zu verifizieren. Die zum Teil starken Streuungen der α_{m0} -Werte könnten u. U. durch Prüfung größerer Mörtelstücke vermieden werden. Ergänzende Untersuchungen werden daher für erforderlich gehalten.

8.2 Näherungsverfahren zur Bemessung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

Es wird ein auf der Bruchlinientheorie basierendes Bemessungsverfahren für einseitig verstärkte Mauerwerkswände mit betonstahl- oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten angegeben, das von Grenzzuständen der Tragfähigkeit überwiegend biegebeanspruchter Wände ausgeht.

Im Vergleich zu der in Abschnitt 6.3.5 beschriebenen genaueren Berechnungsmethode besteht die Näherung des Bemessungsverfahrens im wesentlichen in der

- Annahme eines Spannungsblockes als Werkstoffgesetz für Mauerwerk und zugbeanspruchtem PCC-Stahlfaserspritzmörtel anstatt genauerer nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Linien,
- Betrachtung durch Bruchlinien begrenzter Wandtafeln anstatt kontinuierlich gekrümmter Wandbereiche und in der
- Vernachlässigung von schwindbedingten Eigenspannungen und des tension-stiffening.

Das Prinzip geteilter Sicherheitsbeiwerte für Lasteinwirkungen und Baustofffestigkeiten wird berücksichtigt. Es gelten die in Abschnitt 6.1.2 und 6.3.6 genannten Voraussetzungen für die Anwendbarkeit der Bruchlinientheorie. Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung werden berücksichtigt, wenngleich ihr Einfluß auf Tragfähigkeit der hier untersuchten Wände mit einer Schlankheit von $\lambda = h_0/d_0 \leq 10$ gering ist. Stabilitätsversagen der Wände wird ausgeschlossen.

Das Nachweisprinzip wurde aus Eurocode 2 bzw. EC 6 übernommen [137;138]. Danach ist dem Maximum einer Beanspruchungsgröße S_d auf der "Widerstandsseite" der Bemessungsgleichung ein Beanspruchbarkeitswert R_d gegenüberzustellen (Bild 8.6). R_d ist aus den Minimalwerten der zu erwartenden Baustofffestigkeiten zu bestimmen.

Bemessungsgleichung:

$$S_d \leq R_d \quad (8.6)$$

für grundlegende Lastkombinationen:

$$S_d(\sum(\gamma_G \cdot G_k) + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum(\gamma_Q \cdot \psi \cdot Q_{k,i})) \leq R_d \left(\frac{f_{ik}}{\gamma_{mi}} \right) \quad (8.7)$$

für außergewöhnliche Lastkombinationen: $\gamma_{Qi} = 1,0$

$$S_{d,A}[\sum(\gamma_{GA} \cdot G_k) + A_d + \gamma_{Qi} \cdot \psi_1 \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_{Qi} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}] \leq R_{d,A} \left(\frac{f_{ik}}{\gamma_{mi}} \right) \quad (8.8)$$

f_{ik} : charakteristische Festigkeitswerte für
Mauerwerk, Spritzmörtel und Betonstahl
(Bez. siehe Seite III)

$\gamma_G, \gamma_{Qi}, \gamma_{mi}$: Sicherheitsbeiwerte
(siehe Tab. A 8.4 ... A 8.6)

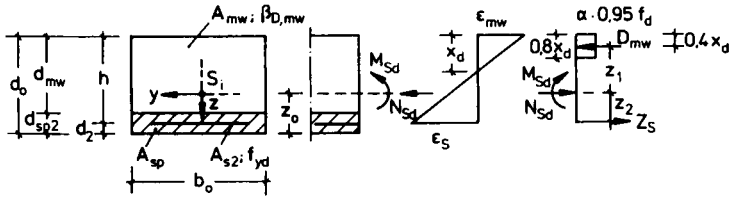
ψ : Kombinationsbeiwerte
(siehe Tab. A 8.7)

Bild 8.6: Bemessungsansatz

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_m, γ_G und γ_Q sowie die Kombinationsbeiwerte ψ wurden ebenfalls aus EC 2 und EC 6 übernommen. Bild A 8.1 zeigt die dem Bemessungsverfahren zugrunde liegenden Werkstoffgesetze. Sie orientieren sich an denen der Eurocodes und den Werkstoffgesetzen, die im Abschnitt 3.2 bzw. 3.5 beschrieben wurden. Bild 8.7 enthält Ansätze zur Berechnung von Bemessungswerten der aufnehmbaren Biegemomente M_{Rd} von Mauerwerk mit betonstahlbewehrten oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten. Die Bemessungsschnittgrößen M_{Rd}, M_{Sd} und N_{Sd} sind auf den Schwerpunkt des ideellen ungerissenen, verstärkten Mauerwerksquerschnitt zu beziehen (siehe Bild 4.4). Der Schwerpunkt ist mit Hilfe der E-Module von Mauerwerk und Spritzmörtel zu berechnen, die in Materialuntersuchungen zu ermitteln sind oder der Literatur entnommen werden können [108]. M_{Sd} und N_{Sd} sind die aufzunehmenden Biegemomente und Normalkräfte aus der Wandauflast q_v und der Horizontallast p_H .

Die Bestimmung der Bruchschnittgrößen für unverstärktes Mauerwerk erfolgt nach EC 6.

Mauerwerk mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten



Druckzonenhöhe x_d :

$$x_d = \frac{N_{Sd} + f_{yd} \cdot A_{s2}}{b_o \cdot \alpha \cdot f_d \cdot 0,76} \quad (8.9)$$

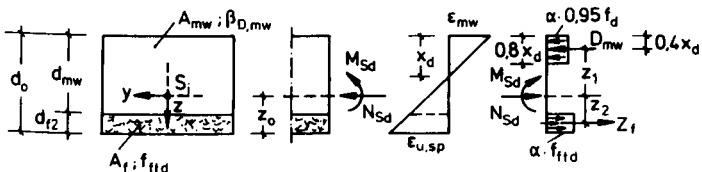
Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemomentes M_{Rd} :

$$M_{Rd} = A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot z_2 + \alpha \cdot f_d \cdot 0,76 x_d \cdot b_o \cdot z_1 \quad (8.10)$$

Innere Hebelarme z_1 :

$$z_1 = d_o - z_o - 0,4 x_d \quad z_2 = z_o - d_2 \quad (8.11 \dots 8.12)$$

Mauerwerk mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten



Druckzonenhöhe x_d :

$$x_d = \frac{N_{Sd} + A_f \cdot \alpha_z \cdot f_{ftd}}{b_o \cdot \alpha \cdot f_d \cdot 0,76} \quad (8.13)$$

Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemomentes M_{Rd} :

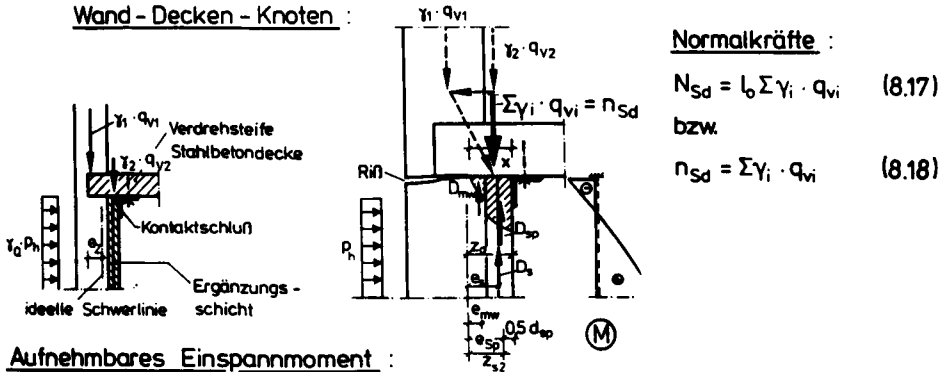
$$M_{Rd} = A_f \cdot \alpha_z \cdot f_{ftd} \cdot z_2 + \alpha \cdot f_d \cdot 0,76 x_d \cdot b_o \cdot z_1 \quad (8.14)$$

Innere Hebelarme z_1 :

$$z_1 = d_o - z_o - 0,4 x_d \quad z_2 = z_o - 0,5 d_{f2} \quad (8.15 \dots 8.16)$$

Bild 8.7: Berechnung von M_{Rd}

Bild 8.8 zeigt ein Bruchlinienmodell einer eingespannten, einachsig lastabtragenden Mauerwerkswand ($l_0 = 1,0 \text{ m}$) sowie die Berechnung der aufnehmbaren Horizontallast p_h (Gl. (8.27)).



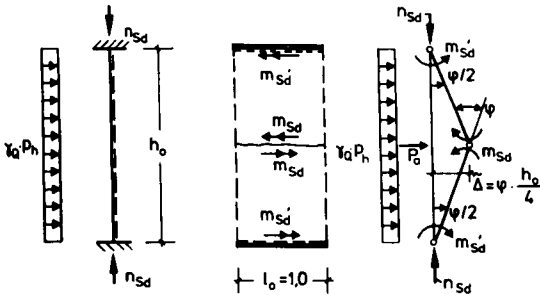
Aufnehmbares Einspannmoment :

$$l_0 \cdot m_{Rd}' = (D_{sp} \cdot e_{sp} + D_{mw} \cdot e_{mw} + D_s \cdot e_s) \quad \text{vernachlässigt} \quad (8.19)$$

bei geringen Wandaufasten ist : $l_0 \sum \gamma_i \cdot q_{vi} \leq \alpha \cdot f_{dasp} \cdot d_{sp} \cdot l_0 = D_{sp}$ (8.20)

Lastangriffspunkt von D_{sp} : $e_{sp} \cong z_0 - 0,5 d_{sp}$ (8.21)

Bruchfigur :



Äußere Arbeit :

aus p_h :

$$A_{ad} = \gamma_Q \cdot p_h \cdot 0,5 \cdot \bar{\Delta} \cdot h_0 \cdot l_0 \quad (8.22)$$

aus Abtriebskraft :

$$\Delta m_{Sd}^{\text{II}} = n_{Sd} \cdot w_{\text{max}}$$

$$A_{ad}^{(p_h)} = n_{Sd} \cdot w_{\text{max}} \cdot \frac{4}{h_0} \cdot l_0 \cdot \bar{\Delta} \quad (8.23)$$

Innere Arbeit : $A_{id} = (1 + \lambda') m_{Rd} \cdot \varphi \cdot l_0$; $\lambda' = m_{Rd}' / m_{Rd}$ (8.24...8.25)

Fundamentalsatz der Fließgelenklinientheorie :

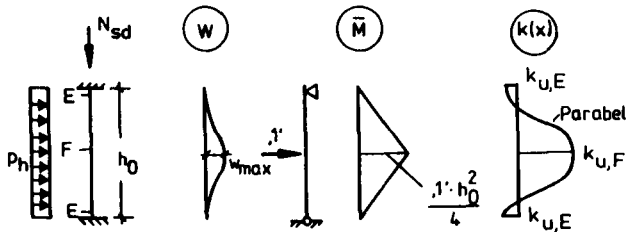
$$\sum A_{ad} = \sum A_{id} \quad (8.26)$$

Aufnehmbare Horizontallast : mit $\bar{\Delta} = w_{\text{max}}$

$$p_h = \frac{1}{\gamma_Q} [m_{Rd} (1 + \lambda') - n_{Sd} \cdot w_{\text{max}}] \frac{8}{h_0^2} \quad (8.27)$$

Bild 8.8: Berechnung der aufnehmbaren Horizontallast p_h

Der in Gl. (8.27) einzusetzende Zahlenwert der Wanddurchbiegung w_{\max} kann aufgrund von Versuchserfahrungen mit $w_{\max} = 0,05 \dots 0,1 d_0$ angenommen, bei Wänden der Schlankheit $\lambda = h_k/d_0 < 20$ nach DIN 1053 Teil 3, Abschnitt 4.34 mit Gl. (7.1) abgeschätzt oder aus Gl. (8.29) von Bild 8.9 berechnet werden.



$$w_{\max} = \int_0^{h_0} k(x) \cdot \bar{M} \, dx \quad (8.28)$$

$$w_{\max} = \frac{1}{48} \cdot h_0^2 (5 k_{u,F} - k_{u,E}) \approx \frac{h_0^2}{40} (4 k_{u,F} - k_{u,E}) \quad (8.29)$$

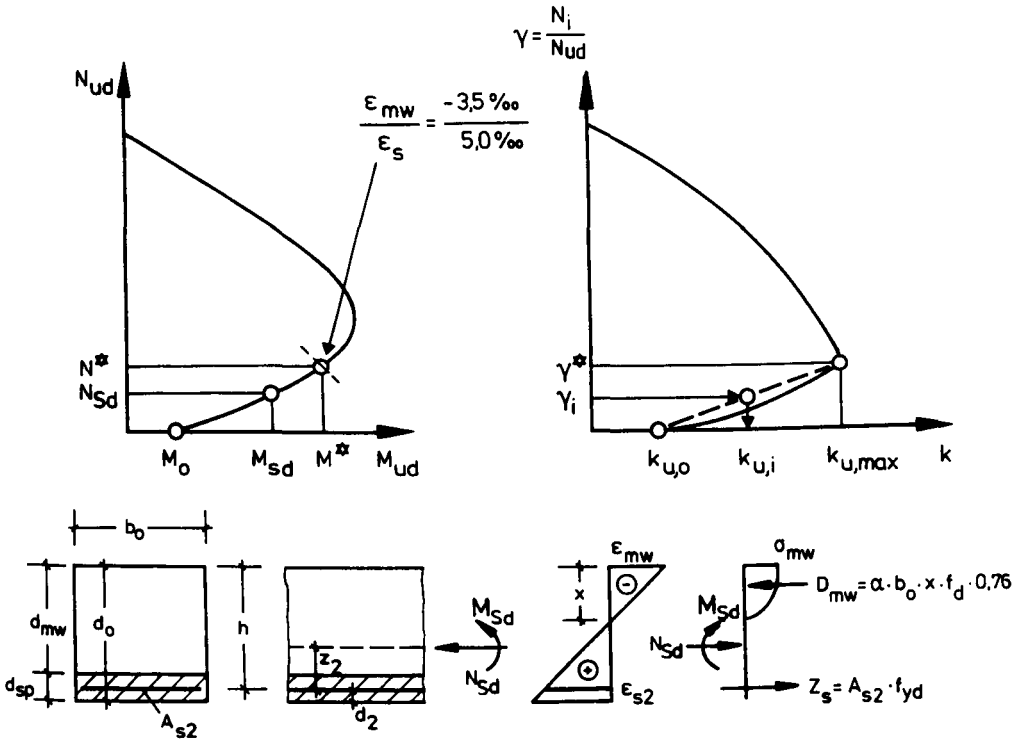
Bild 8.9: Berechnung von w_{\max} aus den Wandkrümmungen

Die in Gl. (8.29) einzusetzenden Krümmungswerte können näherungsweise nach Bild 8.10 berechnet werden.

Bild 8.10 zeigt, daß die zur Normalkraft N_{Sd} gehörende Krümmung $k_{u,i}$ ($i=F$: Wandmitte bzw. $i=E$: Wandende) durch lineare Interpolation zwischen der Krümmung $k_{u,\max} = (|-3,5 \text{ ‰} + 5 \text{ ‰}|) / h$ und der Krümmung $k_{u,0}$ ermittelt werden kann. $k_{u,\max}$ wird hierbei der Normalkraft N^* zugeordnet, die sich aus Grenzdehnungen der Biegedruckzone ($\epsilon_{mw} = -3,5 \text{ ‰}$) und der Biegebewehrung bzw. des Spritzmörtels der Ergänzungsschicht ($\epsilon_{s2} = 5 \text{ ‰}$ bzw. $\epsilon_{u,spf} = 5 \text{ ‰}$) bestimmen läßt. Die Krümmung $k_{u,0}$ wird aus $\epsilon_{s2} = 5,0 \text{ ‰}$ und dem ϵ_{mw} -Wert bei reiner Biegebeanspruchung des Tragquerschnittes berechnet.

Gl. (8.29) basiert auf der Annahme, daß die Krümmungen parabelförmig über die Wandhöhe verteilt sind. Für genauere Durchbiegungsberechnungen empfiehlt es sich jedoch, die Krümmungsverläufe durch trigonometrische Funktionen zu beschreiben. In Tabelle A 8.8 sind entsprechende Durchbiegungsformeln zusammengestellt.

Es wurde bisher davon ausgegangen, daß sich eine horizontale Bruchlinie stets in halber Wandhöhe ausbildet. Dies ist bei unterschiedlich großen Bruchmomenten an den Wandenden nicht gegeben. Für solche Fälle wird auf [98] verwiesen.



Rechenablauf :

① $N^* : \epsilon_{mw} / \epsilon_{s2} = -3,5 / 5,0\%$: $N^* = \alpha \cdot x \cdot b_o \cdot f_d \cdot 0,76 - A_{s2} \cdot f_{yd}$

② $k_{u,max} : k_{u,max} = \frac{|-3,5| + 5}{h}$; h in [m]

③ $k_{o,u} : \epsilon_{s2} = 5\% \rightarrow Z_s = A_{s2} \cdot f_{yd} = D_{mw} \rightarrow \epsilon_{mw}$ berechnen

$$k_{o,u} = \frac{\epsilon_{mw} + 5,0}{h}$$

④ $k_{u,i} : k_{u,i} = [k_{u,max} - k_{u,o}] \cdot \frac{N_{Sd}}{N^*} + k_{u,o}$ (8.30)

Bild 8.10: Berechnung von Krümmungswerten $k_{u,i}$ bei Bruchschnittgrößen-Kombinationen unterhalb des Balance-Points

Bei der Berechnung kreuzweise lastabtragender Wände sind die Gl. (6.70, 6.73 und 6.77) sinngemäß anzuwenden. Dies wird am Beispiel der für allseitig gelenkig gelagerte Wände geltenden Gl. (6.70) gezeigt. Die unter Berücksichtigung geteilter Sicherheitsbeiwerte zu berechnenden Tragmomente m_{Rdy} bzw. m_{Rdx} sind in Gl. (6.70) einzusetzen. Es ist

$$m_u = m_{Rdy} = m_{Rdx}/\lambda; \quad \Delta m^{\parallel} = \bar{\alpha} \cdot m_{Rdy} \quad \text{und} \quad (8.31...8.32)$$

$$\Delta m^{\parallel} = \sum \gamma_i \alpha_{vi} \cdot w_{\max} = n_{Sd} \cdot w_{\max} \quad (8.33)$$

Die Bemessungsgleichung für allseitig gelenkig gelagerte, kreuzweise lastabtragende Mauerwerkswände lautet dann

$$\gamma_Q \cdot p_h = p_{hd} \leq \frac{m_{Rd} \cdot 24}{h_0^2 \cdot B^2} \cdot \frac{\gamma \bar{B}^2 + \lambda B \cdot \bar{B}}{3 - \bar{B} \cdot B} \quad (8.34)$$

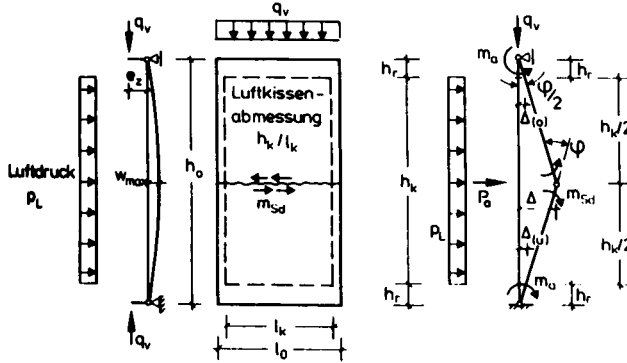
Der Nachweis der Schubtragfähigkeit von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ist nach BS 5628 Teil 2, Abschnitt 25; 22.5 und 20.2.2 durchzuführen. Die aufnehmbare Bemessungsquerkraft V_d errechnet sich somit aus:

$$V_d = \frac{f_{vk}}{\gamma_{mv}} \cdot b_0 \cdot h \quad \text{mit } \gamma_{mv} = 2,0 \quad (8.35)$$

Die charakteristische Scherfestigkeit f_{vk} wird vorläufig "auf der sicheren Seite liegend" mit $0,35 \text{ MN/m}^2$ angenommen. Dabei wird vorausgesetzt, daß die Biegebewehrung zugfest endverankert ist.

Die Anwendbarkeit des Näherungsverfahrens wird im folgenden durch Vergleich berechneter und in [54] gemessener horizontaler Traglasten überprüft. Zur Erzeugung der Horizontallast der Versuchswände waren Druckkissen verwendet worden, deren Anpreßfläche kleiner als die Oberfläche der Prüfwände war. Durch die exzentrische Einleitung der Wandauflasten entstanden positive Kopf- und Fußmomente an den Wandenden. Daher ist Gl. (8.27) entsprechend zu modifizieren. Als Baustoffkennwerte wurden die in Materialuntersuchungen ermittelten Festigkeitswerte verwendet und die Teilsicherheitsbeiwerte gleich 1 gesetzt. Bild 8.11 zeigt das Bruchlinienmodell, den Verformungsansatz und die Lösungsgleichung zur Berechnung der Traglastwerte p_{Hu} .

Bruchlinienmodell



Lasten:

Luftdruck p_L

$$p_a = q_v \cdot w_{max} \cdot \frac{4}{h_o} \cdot l_o$$

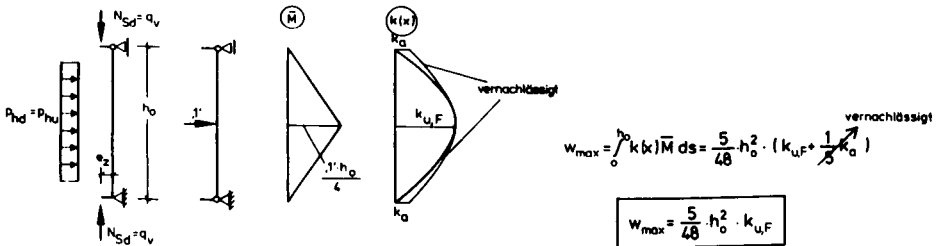
$$m_a = q_v \cdot e_z$$

Geometrie:

$$\Delta_{uF} = \Delta_{\omega} = \frac{\Delta}{0,5 h_o} \cdot h_r$$

$$\Delta = \varphi \cdot \frac{h_o}{4}$$

Durchbiegungsberechnung



$$w_{max} = \int_0^{h_o} k(x) M ds = \frac{5}{48} \cdot h_o^2 \cdot (k_{u,F} \cdot \frac{1}{3} N_Sd) \quad \text{vernachlässigt}$$

$$w_{max} = \frac{5}{48} \cdot h_o^2 \cdot k_{u,F}$$

Horizontale Traglast:
$$p_{hu} = \frac{(m_{a1} - n_{sd}(e_z + w_{max})) l_o \cdot 8}{(1 + \frac{h_r}{2} \cdot \frac{1}{h_o}) \cdot h_k \cdot h_o \cdot l_k} \quad (8.36)$$

Bild 8.11: Bruchlinienmodell geprüfter Versuchswände

Bild 8.12 zeigt einen Vergleich gemessener (exp p_{hu}) und berechneter horizontaler Traglasten (cal p_{hu}) der Versuchswände. Die berechneten Werte wurden mit dem Näherungsverfahren und durch eine EDV-Rechnung bestimmt. Es ist eine gute Übereinstimmung gemessener und nach dem Näherungsverfahren berechneter Werte erkennbar. Die Abweichungen gemessener und nach dem Näherungsverfahren berechneter Traglastwerte sind kleiner 10 %. Die Differenzen der berechneten Traglastwerte (EDV-Rechnung - Näherungsverfahren) sind unbedeutend. Das Näherungsverfahren ist somit zur Berechnung horizontaler Traglasten überwiegend biegebeanspruchter, einachsig lastabtragender verstärkter Mauerwerkswände geeignet. Für kreuzweise lastabtragende Wände steht der Nachweis noch aus.

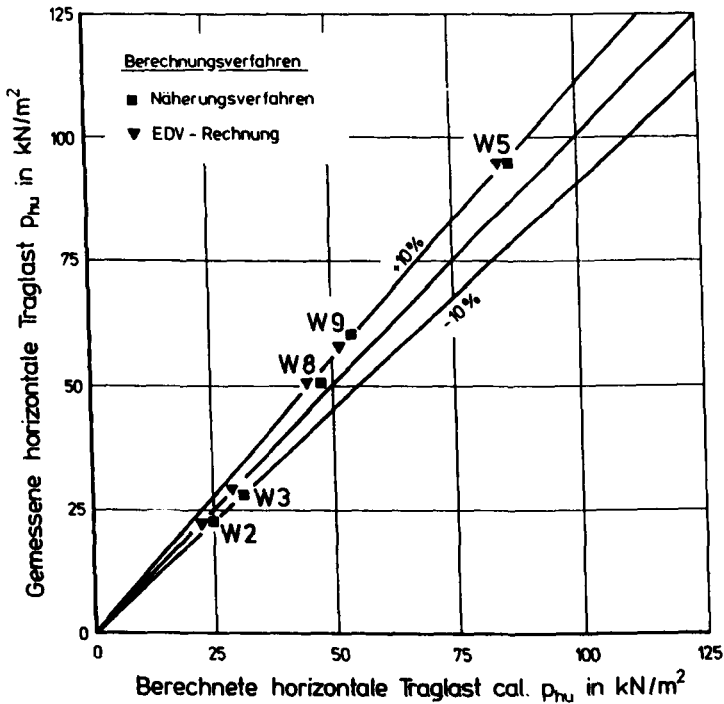


Bild 8.12: Vergleich gemessener (exp p_{hu}) und berechneter horizontaler Traglasten (cal p_{hu})

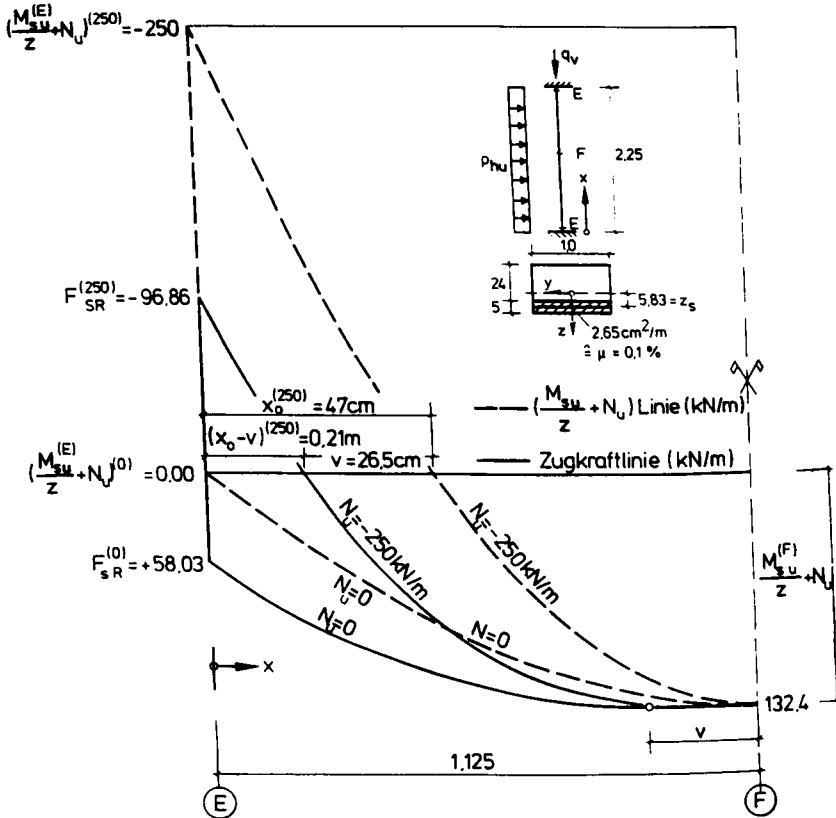
Bei Verstärkungen gegen Beanspruchungen aus Katastrophenlastfällen sind Gebrauchsfähigkeits- und Dauerhaftigkeits-Aspekte für verstärkte Mauerwerkswände u. U. von untergeordneter Bedeutung. Dies trifft bei Einwirkung häufig auftretender Belastungen wie z. B. aus Wind oder Erddruck nicht zu. Werden Mauerwerkswände in solchen Fällen durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkt, ist dann wie bei Stahlbetonbauteilen zu verfahren. Bei der Biegebemessung werden auf diese Weise "normale" Anforderungen an die Gebrauchsfähigkeit meist erfüllt. Sind erhöhte Anforderungen zu berücksichtigen, kann näherungsweise nach DIN 1045 verfahren werden.

8.3 Bauliche Durchbildung

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf Wände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten.

Die Zugkraftlinie ist die um das Versatzmaß v verschobene ($M_g/z + N$)-Linie. Mit M_g wird das auf die Schwerlinie der Biegezugbewehrung bezogene Lastmoment und mit N die Längskraft der Wand bezeichnet. Bei Verwendung von Bruchschnittgrößen werden diese mit dem Index u ge-

kennzeichnet. Bild 8.13 zeigt $(M_{su}/z + N_u)$ -Linien einer 2,25 m hohen, verstärkten Mauerwerkswand. Eine Randeinspannung wurde berücksichtigt und Wandauflast von 0 und 250 kN/m angenommen. Die x-Achse der Zugkraftlinie entspricht der lotrechten Schwerlinie der Wand. In Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 18.7 wurde das Versatzmaß v wie bei Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung mit $v = 1,0$ angenommen. Bei einer Auflast von 250 kN/m schneidet die Zugkraftlinie und die $(M_{su}/z + N_u)$ -Linie die x-Achse. Die an den Wandenden wirkende Restzugkraft F_{SR} ist negativ. Die Biegebewehrung wird dort durch Druckkräfte beansprucht und braucht daher nicht zugfest endverankert zu werden. Bei geringen Wandauflasten (hier: $q_v = 0$) treten positive F_{SR} -Werte auf. Die Bewehrung ist dann z.B. durch Anschweißen an unter die Decke gedübelte Stahlwinkel zugfest zu verankern (siehe Bild 8.15).



Auf A_{s2} bezogenes Biegemoment:

$$M_s = M - N \cdot z_s \quad (8.37)$$

$$M_{su} = M_u - N_u \cdot z_s \quad (8.38)$$

Am Auflager zu verankernde Restzugkraft:

$$F_{SR} = Q_u \cdot \frac{v}{h} + N_u \quad (8.39)$$

Wandauflast:

$$\text{Fall A: } q_v = 0$$

$$\text{Fall B: } q_v = 250 \text{ kN/m}$$

Normalkraft:

$$N_u = -q_v$$

Versatzmaß:

$$v = 1,0 \cdot h$$

Bild 8.13: Zugkraftlinie und $(M_{su}/z + N_u)$ -Linie

Der Nulldurchgang der $(M_{sU}/z + N_U)$ -Linie kann mit Hilfe von Gl. (8.40) berechnet werden. Es ist:

$$x_{0,1,2} = 0,5 h_0 (1 + \sqrt{1 - B/(A+B)}) \quad \text{mit} \quad (8.40)$$

$$B = (M_{sU}^{(E)}/z + N_U) \quad A = (M_{sU}^{(F)}/z + N_U) \quad (8.41...8.42)$$

Der Schnittpunkt der Zugkraftlinie mit der x-Achse errechnet sich aus $x_{z0} = x_0 - v$.

Bild 8.14 zeigt die Zugkraftdeckungsline einer durch eine betonstahlbewehrte Ergänzungsschicht verstärkten Mauerwerkswand. Es wurde vorausgesetzt, daß die Biegebewehrung an den Wandenden durch Druckkräfte beansprucht wird und ihre Endverankerung aufgrund des Querdrukkes aus der Auflagerpressung sichergestellt ist. Die Bewehrungsrichtlinien von DIN 1045, Abschnitt 18 sind sinngemäß anzuwenden. Wegen unvermeidbarer Spritzschatten und damit verbundener Beeinträchtigungen der Verbundfestigkeit zwischen Biegebewehrung und Spritzmörtel ist Verbundbereich II gemäß DIN 1045 Tabelle 19 zugrunde zu legen.

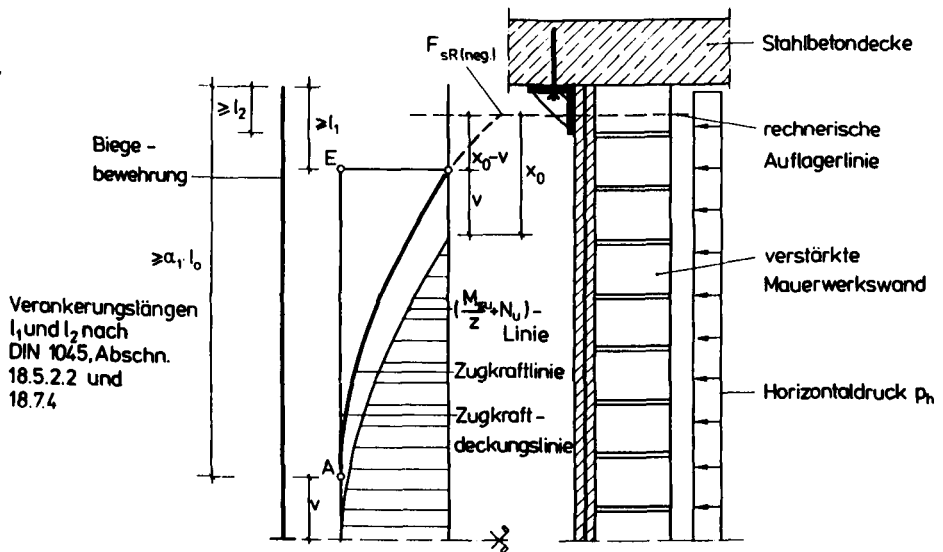


Bild 8.14: Zugkraftdeckungsline

Können die Verankerungslängen ℓ_1 und ℓ_2 nicht eingehalten werden, ist die Biegebewehrung zugfest mit angrenzenden Bauteilen zu verbinden (Bild 8.15).

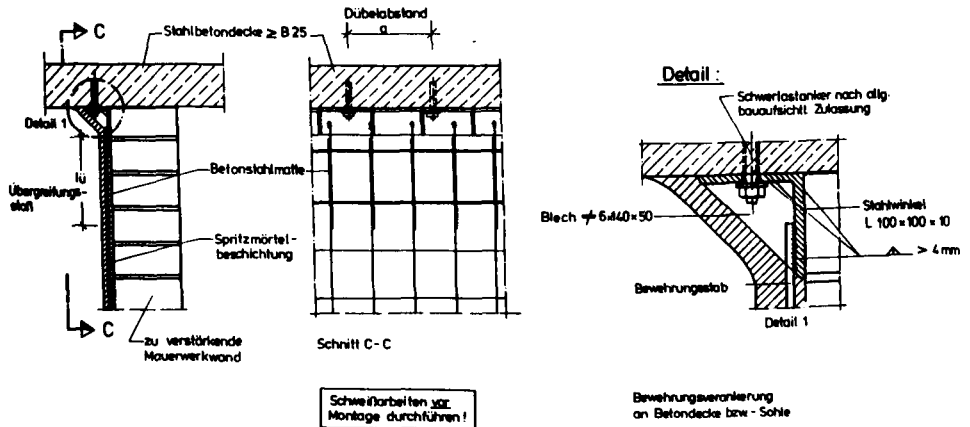


Bild 8.15: Zugfeste Endverankerung der Betonstahlbewehrung mit angedübelten Stahlwinkeln

Bei der Bemessung des Dübelanschlusses sind die bauaufsichtlichen Zulassungen für Dübel zu beachten.

Stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten können nicht zugfest mit angrenzenden Decken oder Wänden verbunden werden. Zur sicheren Einleitung der Auflagerkräfte in angrenzende Bauteile sind Anschlußkonstruktionen vorzusehen, die in Form angedübelter Stahlwinkel oder gespritzter Vouten auszuführen sind.

8.4 Qualitätssicherung (QS) und Überprüfbarkeit des Sanierungserfolges

Qualitätssicherung hat zum Ziel, die Einhaltung der Anforderungen an ein Produkt zu gewährleisten. Die Komponenten der Qualitätssicherung lauten:

- Akzeptanz der QS durch alle am Produktionsprozeß beteiligten Partner
- QS muß Gesamtkostenaspekte (= Herstellungskosten + Unterhaltungskosten + Rücklagen für Neubau) berücksichtigen.

- QS umfaßt den Entwurf, die Ausführung und die Nutzung von Bauwerken
- Schulung von Mitarbeitern
- Bestreben nach Kostenminimierung des Bauherrn darf nicht zu Einsparungen in qualitätsrelevanten Bereichen führen.
- Rückkopplung nach aufgetretenen Schäden
- Rechtzeitige Ausbildung von Nachwuchskräften
- Einbindung von QS in Normen und Richtlinien
- Rechtzeitige Festlegung der Anforderungen an Bauteile und Bauwerke
- Eigen- und Fremdüberwachungsmechanismen sind organisatorisch vom Produktionsprozess zu trennen
- Nachvollziehbare Gestaltung des Produktionsablaufes durch Dokumentation
- Verankerung der QS in die Organisationsform von Unternehmen
- Qualitätssichernde Maßnahmen während der Produktion durchführen
- Überprüfbarkeit des Endproduktes hinsichtlich Einhaltung gestellter Qualitätsanforderungen

Im folgenden werden die zuletzt genannten Komponenten "Qualitätssicherung während der Produktion" und "Überprüfbarkeit des Endproduktes" im Zusammenhang mit der Verstärkung von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten näher erläutert.

Checklisten mit Anforderungen an die Bauausführung sind das Bindeglied zwischen technischen Vorschriften und Erfahrungsgrundsätzen. Sie geben Informationen vom Planer an die Bauausführenden weiter und dienen der QS während der Produktion. Bild A 8.2 zeigt eine Checkliste für die Verstärkung von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten. Während der Bauausführung sind die einzelnen Arbeitsschritte anhand der Checklisten zu überwachen und die Einhaltung in der Liste enthaltener Anforderungen an die Art der Ausführung zu kontrollieren.

Ausreichender Haftverbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht ist die wesentliche Voraussetzung für den Verstärkungserfolg, dessen Überprüfung durch folgende Untersuchungsmethode ermöglicht wird. Die Oberfläche der verstärkten Wand ist zunächst in Bereiche erhöhter und verminderter Anforderungen an den Haftverbund zu gliedern, da sich Stellen gestörten Haftverbundes nicht überall gleich negativ auf die Tragfähigkeit der Wand auswirken (Bild 8.16). Bereiche erhöhter Anforderungen an den Haftverbund sind auflagernahe Wandabschnitte, da hier

die Querkraftbeanspruchungen und somit die Verbundspannungen zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht am größten sind. Durch Abklopfen der Wandoberfläche und Protokollierung hohl klingender Bereiche sind Wandabschnitte gestörten Haftverbundes zu ermitteln.

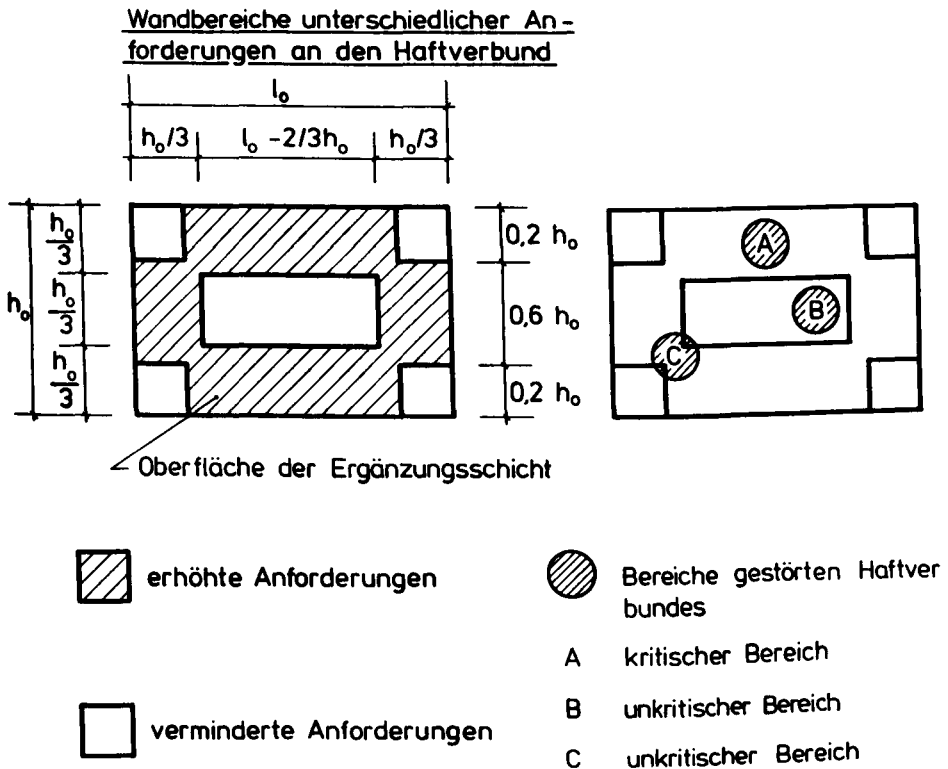
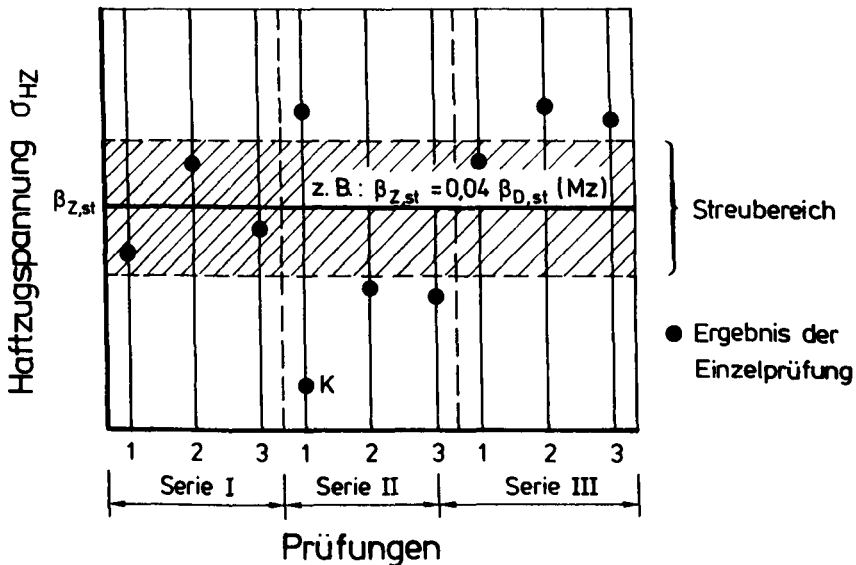


Bild 8.16: Ermittlung von Wandbereichen gestörten Haftverbundes zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht

Anschließend werden Haftzugprüfungen nach DIN 18 555 Teil 6 [150] in Bereichen intakten Verbundes durchgeführt. Als Beurteilungsmaßstab für die Verbundfestigkeit dient die Zugfestigkeit der Mauersteine $\beta_{Z, \text{st}}$. Die Zugfestigkeit der Mauersteine ist durch Materialuntersuchungen zu bestimmen oder aus der Druckfestigkeit der Mauersteine nach Abschnitt 3.2 oder [108] abzuschätzen. Es sind mindestens drei Serien von Haftzugprüfungen mit je drei Einzelprüfungen durchzuführen und die Haftzugfestigkeitswerte in ein Diagramm einzutragen (Bild 8.17). Die Zugfestigkeit der Mauersteine wird durch eine Parallele zur x-Achse dargestellt. Bei Kohäsionsbrüchen in der Ergänzungsschicht sind die Haftzugfestigkeitswerte kleiner als die Steinzugfestigkeit. Das gleiche gilt bei Brüchen in der Klebung zwischen Prüfstempel und Ergänzungsschicht. Bei Brüchen in der Klebeschicht sind die Haftzugprüfungen zu wiederholen. Adhäsionsbrüche in

der Kontaktfläche zwischen Ergänzungsschicht und Mauerwerk ergeben ebenfalls Haftzugfestigkeitswerte unterhalb von $\beta_{Z,st}$. Bei Kohäsionsbrüchen im Steinmaterial werden Haftzugfestigkeitswerte gemessen, die gleich oder größer als $\beta_{Z,st}$ sind und somit einen optimalen Haftverbund anzeigen. Liegen die Einzelwerte in Bild 8.17 zu 90 % oberhalb der $\beta_{Z,st}$ -Linie oder innerhalb des Streubereiches von $\beta_{Z,st}$, ist von gutem Haftverbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht auszugehen. Bereiche gestörten Haftverbundes innerhalb von Wandabschnitten mit erhöhten Anforderungen an den Haftverbund müssen kraftschlüssig verpreßt werden.



- oberhalb $\beta_{Z,st}$: ● Kohäsionsbrüche im Stein
- unterhalb $\beta_{Z,st}$: ● Kohäsionsbrüche im Mörtel
- Adhäsionsbrüche in der Kontaktfläche
- K = Bruch in der Klebschicht
(→ Wiederholung der Prüfung)

Bild 8.17: Darstellung der Einzelwerte von Haftzugprüfungen

In Bereichen gestörten Haftverbundes von Wandabschnitten mit verminderten Anforderungen an den Haftverbund wird eine kraftschlüssige Verpressung empfohlen.

9.0 Zusammenfassung

Die Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden kann durch flächenhafte Verstärkung in Form von betonstahlbewehrten oder stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten aus PCC-Spritzmörtel erheblich gesteigert werden. Die Quantifizierung der erreichbaren Tragfähigkeitssteigerung sowie die Erläuterung des Biegetrag- und Verformungsverhaltens flächenhaft verstärkter, einachsig oder kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände ist Gegenstand der vorliegenden Arbeit. Die Untersuchungsergebnisse können wie folgt zusammengefaßt werden:

a) Grundsätzliche mechanische Zusammenhänge

Die Wirksamkeit von Ergänzungsschichten ist von der Verbundfestigkeit des Beschichtungsmaterials auf Mauerwerk abhängig. Durch Haftzug- und Haftscherprüfungen wurde die Eignung von PCC-Spritzmörteln als Beschichtungsmaterial nachgewiesen, dessen Zug- bzw. Scherfestigkeit stets die der Mauersteine übertraf.

Im Gegensatz zu unverstärkten Mauerwerkswänden sind Wandaufasten für das Gleichgewicht flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände nicht erforderlich, da das innere Moment aus einem Kräftepaar von Biegedruckkraft und in der Ergänzungsschicht wirkender Zugkraft gebildet wird. Die Tragfähigkeitssteigerung der Wände ist auf die Vergrößerung des inneren Biegemomentes um den Anteil aus Biegezugkraft, multipliziert mit dem Hebelarm z der inneren Kräfte, zurückzuführen.

Durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten mit zugfest endverankerter Biegebewehrung können besonders hohe Traglaststeigerungen erreicht werden. Bei fehlender Endverankerung ist mit vorzeitigem Schubversagen der Wände zu rechnen; es wurden Traglasteinbußen von bis zu 50 % gemessen. Relativverschiebungen zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht sind vernachlässigbar klein, so daß von starrem Verbund der Einzelschichten des Verbundquerschnittes auszugehen ist. Entscheidend für die Steigerung der Bruchschnittgrößen ist der Bewehrungs- bzw. Fasergehalt der Ergänzungsschichten.

Behindertes Schwinden der Ergänzungsschicht und tension-stiffening beeinflussen das Verformungsverhalten verstärkter Wände. Mit Hilfe eines Schichtenmodells, das diese Einflüsse berücksichtigt, konnte das Trag- und Verformungsverhalten flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände mit guter Übereinstimmung gemessener und berechneter Größen nachvollzogen werden. Die Abweichungen bei den Traglasten betragen im Mittel 5 % bis 10 %.

b) Tragfähigkeitssteigerungen

Anhand von Traglastdiagrammen wurden die Tragfähigkeitsunterschiede verstärkter und unverstärkter, einachsig oder kreuzweise lastabtragender Kellerwände quantitativ beschrieben. Die Größe an den Wandenden wirkender, traglaststeigernder Einspannmomente von unverstärkten und von verstärkten Mauerwerkswänden ist von der Lage des Angriffspunktes der Wandaufast q_v abhängig. Es wurde davon ausgegangen, daß sich die Lage von q_v als Folge von Rißbildung

Im Regelfall verändert und dadurch traglast erhöhende, negative Einspannmomente entstehen. Ändert sich die Lage von q_v jedoch nicht, ergeben sich rechnerisch ca. 20 % bis 60 % geringere Traglasten als bei Wänden mit negativen Einspannmomenten. Wird die Einspannung der Wände vernachlässigt (gelenkige Lagerung), beträgt der Traglastunterschied bei verstärkten Wänden mit 200 kN/m Auflast ca. 18 %. Im Nennfestigkeitsbereich M 6 bis M 13 ist wegen der Nichtausnutzung der Biegedruckzone die Druckfestigkeit des Mauerwerks für die Höhe der Traglasten verstärkter Wände von untergeordneter Bedeutung. Die zugfeste Endverankerung der Biegebewehrung wirkt sich bei beidseitig verstärkten Wänden traglaststeigernd aus. Bei 3,0 m hohen, verstärkten Wänden wurden um 42 % höhere Traglasten festgestellt als an vergleichbaren Wänden ohne Endverankerung der Bewehrung. Bewehrungsmatten oder Gittergewebe aus Faserverbundwerkstoffen besitzen eine höhere Zugfestigkeit als Betonstahlmatten. Aufgrund ihres geringeren E-Moduls sind sie als Bewehrung von Ergänzungsschichten biegebeanspruchter Mauerwerkswände jedoch weniger geeignet als Betonstahlmatten, da bei einer Bewehrung mit Matten aus Faserverbundwerkstoffen größere Wanddurchbiegungen und traglastmindernde Zusatzmomente nach Theorie II.Ordnung zu erwarten sind.

Durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten wird eine geringere Verstärkungswirkung erreicht als durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten gleicher Schichtdicke, da der Fasergehalt von Spritzmörteln aus verarbeitungstechnischen Gründen 1,5 Vol.-% nicht übersteigen darf. Die vom Fasergehalt und von der Schichtdicke abhängige Traglaststeigerung beträgt bei 2,25 m hohen, einachsigt lastabtragenden, 24 cm dicken Wänden mit 100 kN/m Auflast und 5 cm dicker Ergänzungsschicht ($V_f = 1$ Vol.-%) ca. 120 %. Die Traglastwerte von Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten liegen etwa zwischen den von Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten und einem Bewehrungsgehalt von 0,05 % und 0,10 %. Bei Wänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten, deren Längen/Höhen-Verhältnis ε größer als 2 ist, sind u. U. Pfeilervorlagen erforderlich, um hierdurch eine zusätzliche Traglaststeigerung infolge des kreuzweisen Lastabtrages zwischen den Pfeilervorlagen zu erreichen. Kreuzweise lastabtragende Wände ($\varepsilon = l_0/h_0 = 1$) besitzen im Mittel eine etwa doppelt so hohe Biegetragfähigkeit wie einachsigt lastabtragende Wände. Die Traglastwerte hier untersuchter kreuzweise lastabtragender Wände mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten ($\mu_x = \mu_y = 0,05\%$) sind je nach der Höhe des ε -Wertes um ca. 90 % bis 220 % größer als bei vergleichbaren, einachsigt lastabtragenden verstärkten Wänden.

Die durch Verstärkung erreichbare Traglaststeigerung wird durch die Schubtragfähigkeit der Wände begrenzt. Eine Steigerung des geometrischen Bewehrungsgrades von einachsigt oder kreuzweise lastabtragenden Wänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten über 0,15% bzw. 0,05 %...0,1 % führt zu keiner weiteren Traglaststeigerung, da die Wände vorzeitig durch Schubbruch versagen, bevor ihre erhöhte Biegetragfähigkeit ausgenutzt werden kann.

c) Empfehlungen für die Baupraxis

Um den Umfang von Wandverstärkungen bestimmen zu können, ist die Kenntnis der Druckfestigkeit des zu verstärkenden Mauerwerks erforderlich. Es wurde eine Prüfmethode vorgestellt, bei der mit Umrechnungsfaktoren von der Druckfestigkeit aus Bohrkernen geschnittener Kleinprüfkörper auf die Norm-Druckfestigkeit des zu beurteilenden Mauerwerks geschlossen werden kann. Die Bemessung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände erfolgt mit

Hilfe eines auf der Bruchlinientheorie basierendem Näherungsverfahrens. Einachsiger und kreuzweiser Lastabtrag, geteilte Sicherheitsbeiwerte für Lasteinwirkungen und Baustofffestigkeiten sowie verformungsbedingte Zusatzmomente nach Theorie II.Ordnung werden berücksichtigt. Die Eignung des Näherungsverfahrens konnte durch Vergleich gemessener und berechneter Traglasten nachgewiesen werden. Die Abweichungen gemessener und berechneter Größen betragen weniger als 10 %. Der Unterschied mit dem Näherungsverfahren und mit Hilfe eines Rechenprogramms berechneter Traglasten ist unbedeutend.

Verstärkte Mauerwerkswände sind durch angedübelt Stahlwinkel o.ä. an angrenzende Bauteile anzuschließen. Hierdurch wird die Übertragung von Querkraften über den gesamten Tragquerschnitt erreicht, was eine volle Ausnutzung des Schubtragvermögens der Wände ermöglicht. Eine zugfeste Verbindung der Biegebewehrung mit angrenzenden Bauteilen ist erforderlich, wenn die ausreichende Zugkraftdeckung an den Wandenden nicht gegeben ist.

Ausreichender Haftverbund zwischen Mauerwerk und Ergänzungsschicht ist eine wesentliche Voraussetzung für den Verstärkungserfolg. Ein auf den Ergebnissen von Haftzugprüfungen basierendes Verfahren zur Quantifizierung des Haftverbundes ermöglicht die Überprüfung der Ausführungsqualität von Verstärkungsarbeiten an Mauerwerkswänden und gibt Auskunft über den zu erwartenden Verstärkungserfolg. Als Bewertungsmaßstab dient die Zugfestigkeit der vorhandenen Mauersteine. Ein ausreichender Haftverbund ist gegeben, wenn 90 % der Ergebniswerte von Haftzugprüfungen in Wandbereichen mit erhöhten Anforderungen an den Haftverbund größer sind als der Mittelwert der Zugfestigkeit der Mauersteine.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Albrecht, W.; Engelke, H.: Prüfung der Festigkeit von Mauermörteln durch Bolzenschießversuche. In: Ziegelindustrie 1964, Heft 3, S. 914 - 919
- [2] Berger, F.: Zur nachträglichen Bestimmung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrücktem Ziegelmauerwerk. - 1966. - (Jahresbericht des Sonderforschungsbereichs 315 "Erhaltung historischer Bauten", Universität Karlsruhe, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1967)
- [3] Biggs, J. H.: Introduction to structural dynamics. New York: McGraw - Hill Book Company, 1962
- [4] Bode, H.: Verbundbau, Konstruktion und Berechnung. Werner-Verlag, 1967
- [5] Braun, H.: Anwendung der Kugelschlagprüfung zur Bestimmung der Steinfestigkeit bei Ziegelmauerwerk. In: Bauzeitung 1968, Heft 42, S. 425 - 428
- [6] Bröcker, O.: Steinfestigkeit und Wandfestigkeit. In: Betonsteinzeitung (1961), Heft 3, S. 120 - 122
- [7] Brux, G.; Lindner, R.; Duffert, G.: Spritzbeton, Spritzmörtel und Spritzputz-Herstellung, Prüfung und Ausführung. Köln-Braunsfeld: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, 1961
- [8] Curtin; Shaw; Beck: Design of reinforced and prestressed masonry. London: Thomas Telford-Verlag, 1966
- [9] Dallmann, W.: Untersuchungen zum Verbessern von mehrschaligem Mauerwerk durch Vernadeln und Injizieren. Aus Forschung und Leben, Heft 19. - 1965. - (Dissertation Universität Karlsruhe (TH), Institut für Tragwerkskonstruktion, 1965)
- [10] Dilger, W.: Veränderlichkeit der Biege- und Schubtragfähigkeit bei Stahlbetontragdecken und Ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb). Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn, 1966
- [11] Dischinger, F.: Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Knicken des Betons bei Bogenbrücken. In: Der Bauingenieur 18, 1937, S. 487 ff
- [12] Dorn, Th.; Hass, R.: Rechnerische Ermittlung des Brandverhaltens von Stahl-, Stahlbeton- und Verbundbauteilen. DAfStb-Forschungskolloquium Technische Universität Braunschweig: Beiträge zum 22. Forschungskolloquium "Karl-Kordina-Festkolloquium", Oktober 1969
- [13] Dshabarov, M.; Kosharinov, S.V.: Issledovanije protschnosti kirpitschnoj Kladki, usilenuoj pneumobetonnymi abojmami. [Untersuchungen zur Festigkeit mit Pumpbetonbeschichtungen verstärkten Ziegelmauerwerks] In: Sovershenstvovanije metodov rastscheta; Konstruirovanija zdanij; soorushenij, vozvodimych v seismitscheskich rajonach. Dushaube, "Donish", 1977, S. 150 - 158.
- [14] Dshabarov, M., et al.: Vosstanovlenije nesuschej sposobnosti oslablennoj i povreshdennoj kirpitschnoj kladki [Wiederherstellung der Tragfähigkeit von geschwächtem und beschädigtem Ziegelmauerwerk]. In: Dinamika i seismostojkost' zdanij i soorzhenij. Dushaube, "Donish", 1976, S. 103 - 104.
- [15] Dshabarov, M.: Issledovanije protschnosti povreshdennoj kirpitschnoj kladki, usillennoj armirovannymi shtukaturnymi slojami. [Untersuchungen zum Tragverhalten geschädigten, nachträglich mit bewehrten Putzschichten verstärkten Ziegelmauerwerks]. In: Dinamika i seismostojkost' zdanij i soorzhenij. Dushaube, "Donish", 1960, S. 168 - 174.
- [16] Duddeck, H.: Seminar "Traglastverfahren". (Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, 1972 (Bericht Nr. 72-6))
- [17] Eibl, J.; Henseleit, O.; Schüter, F.-H.: Baudynamik. Fachbeitrag im Betonkalender, 1968, Teil II, Berlin, Verlag W. Ernst & Sohn, 1968

- [18] Einnetz, H.-J.: Bemessung und Herstellung von Ziegelstürzen. In: "Die Ziegelindustrie", 1967, Heft 7, S. 235 - 240
- [19] Frey, J.: Zur Berechnung von vorgespannten Stahl-Verbundtragwerken im Gebrauchszustand. In: Der Stahlbau 5, 1965, Heft 6, S. 142 - 148
- [20] Frey, J.; Trost, H.: Zur Berechnung von teilweise vorgespannten Betontragwerken im Gebrauchszustand. In: Beton und Stahlbetonbau 78, 1983, Heft 11, S. 302 - 308, Heft 12, S. 331 - 335
- [21] Frey, J.: Zur Berechnung von vorgespannten Beton-Verbundtragwerken im Gebrauchszustand. In: Beton und Stahlbetonbau 75, 1980, Heft 11, S. 257 - 262, Heft 12, S. 297 - 300
- [22] Fudge, C., et al.: Zur Biegezugfestigkeit von Mauerwerk Insbesondere im Hinblick auf die europäische Normung (EC 6). In: Mauerwerkskalender 1990, S. 513 - 523
- [23] Gaede, K.: Die Kugelschlagprüfung von Vollziegeln. In: Ziegelindustrie, 1955, Heft 4, S. 152 - 154
- [24] Giltza, H.: Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge. In: Mauerwerkskalender 1988, S. 489 - 496
- [25] Giltza, H.: Zum Kriechen von Mauerwerk. In: Die Bautechnik 62, 1985, Heft 12, S. 415 - 418
- [26] Göpfert, H.; Ohler, A.: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Biegebalken aus faserbewehrtem Mauerwerk. In: Beitrag zur 6. Internationalen Mauerwerkskonferenz, Rom, 1982
- [27] Ganz, H.-R.: Vorgespanntes Mauerwerk. In: Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 8, Febr. 1990, S. 177 - 182
- [28] Gremmel, M.: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit schlanker Mauerwerkswände an Bauteilen in wirklicher Größe. - 1978. - (Dissertation, Technische Universität Braunschweig)
- [29] Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung der schiefen Biegung. - 1988 - (Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [30] Haase, H.: Bruchlinientheorie von Platten, Grundlagen und Anwendungen. Düsseldorf: Werner-Verlag, 1962
- [31] Hartwich, K.: Zum Riß- und Verformungsverhalten von stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. - 1986. - (Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [32] Hahlhege, R.; Mettmann; Maidl, B.: Stahlfaserspritzbeton im Tunnelbau. In: Beton 2, 1988, S. 62 - 65
- [33] Haller, J.: Untersuchungen zum Vorspannen von Mauerwerk historischer Bauten. - 1981. - (Dissertation, Universität Karlsruhe (TH))
- [34] Hass, R.: Zur praxisgerechten, brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. - 1986. - (Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [35] Hilsdorf, H.: Beanspruchung von Ausbesserungsschichten auf Betonoberflächen. In: Vortragsband zum Deutschen Betontag, Berlin, 1987, S. 225 - 239
- [36] Hilsdorf, H.; Haardt, P.: Ausbesserung beschädigter Oberflächen von Betonkonstruktionen. In: IABSE Kongress, Lissabon, 1989, S. 761 - 766
- [37] Hilsdorf, H.; Hierl, J.: Festigkeitsuntersuchungen an kleinen Mauerwerksproben. In: Berichte aus der Bauforschung, Heft 46, Verlag W. Ernst & Sohn, 1986
- [38] Hofmann, P.; Stöckl, S.: Versuche zum Haftscherverhalten der Lagerfugen von Mauerwerk. - 1985. - (Abschlussbericht 1985-09, Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Bauingenieurwesen III, Technische Universität München)

- [39] Kahn, L.F.: Shotcrete Strengthening of brick masonry walls. In: Concrete International, 1984-07, S. 34 - 40
- [40] Kessler, H.-G.: Grenzen der Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. Proceedings of the 9th international brick/block masonry conference, 1991, S. 790 - 799
- [41] Khao, C.L.; Hendry, A.: Failure Criterion for Brickwork in axial Compression. In: Internationale Mauerwerkskonferenz, Essen, 1974
- [42] Kirtschig, K.; Feldhaus, P.; Gallenkemper, B.; Schöner, W.: Aufbereitung eines Traglastverfahrens für den Mauerwerksbau. - 1975. - (Mitteilungen, Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen, Heft 30, Technische Universität Hannover)
- [43] Kirtschig, K.: Zur Bestimmung der Mörtelgüte im Mauerwerk. In: Ziegelindustrie, Heft 12, 1972
- [44] Kirtschig, K.: Zur Tragfähigkeit von Mauerwerk bei mittlerer Druckbeanspruchung, Heft 31. - 1975. - (Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen, Technische Universität Hannover)
- [45] Klotschko, A.P.; Dshabarov, M.: Issledovanije effektivnosti uzilenija kirpitschnoj kladki pnevmobetonnoj abojmol. [Erforschung der Wirksamkeit von Verstärkungsschichten aus Pumpbeton auf Ziegelmauerwerk]. In: Dinamika i seismostojkost' zdanij i sooruzenij. Dushanbe, "donish", 1976, S. 115 - 126
- [46] Kobarg, J.: Verankerung axial beanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung, Teil 1 und 2. - 1984. - (Universität Karlsruhe, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe)
- [47] Koch, R.: Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. - 1976. - (Dissertation, Universität Stuttgart)
- [48] Kolbitsch, A.: Altbaukonstruktionen - Charakteristika, Rechenwerte, Sanierungsansätze. Wien - New York: Springer-Verlag, 1989
- [49] Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten kunststoffmodifizierter, zementgebundener Betone (PCC). - 1988. - (Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [50] Kordina, K.; Blume, F.; Günther, J.: Dauerhaftigkeit großflächiger Bauteilergänzungen bei praxisnahen Beanspruchungen. - 1986. - (Schlußbericht zum Forschungsvorhaben FA 15/21 R 82 F, 1986-08, Institut für Baustoffkunde, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [51] Kordina, K.; Westphal, Th.; Gunkler, E.: Untersuchungen zur Standsicherheit von Wänden in alter Bausubstanz unter Horizontaldruck. - 1986. - (Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben ZS-122-42-1986. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [52] Kordina, K.; Gunkler, E.: Biegetragfähigkeit von Mauerwerk mit den Eigenschaften alter Bausubstanz unter Druckbeanspruchung. - 1988. - (Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben B I 7 810787-6-1988. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [53] Kordina, K.; Gunkler, E.: Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz zur Erhöhung ihrer Biegetragfähigkeit/1. Forschungsabschnitt. - 1989. - (Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben B I 7-810788-7-1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [54] Kordina, K.; Gunkler, E.: Bauliche Maßnahmen zur nachträglichen Ertüchtigung von Mauerwerk aus vorhandener Bausubstanz zur Erhöhung ihrer Biegetragfähigkeit/2. Forschungsabschnitt. - 1991. - (Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau B 16 B-8107989, 1991-05, Institut für Baustoffkunde, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)

- [65] Kordina, K.; Gunkler, E.: Maßnahmen zur Sanierung geschädigter Stahlbetondecken. - 1991. - (Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [66] Langer, P.: Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau. - 1987 - (Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart)
- [67] Lee, S.L.; Lim, T.Y.; Paramasivam, P.: Analytical model for Tensile behaviour of steel-fiber concrete. In: ACI-Materials Journal, 1987-07 bis 1987-08, S. 286 - 298
- [68] Lee, S.L.; Lim, T.Y.; Paramasivam, P.: Bending behaviour of steel-fiber concrete beams. In: ACI-Structural Journal, 1987-11 bis 1987-12, S. 524 - 536
- [69] Leicher, E.-J.: Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von zweiseitig gehaltenen Mauerwerkswänden unter Drucklasten mit und ohne Berücksichtigung der Einspannungswirkung der Geschoßdecken. - 1987. - (Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt)
- [70] Malkl, B.; Hohhege, R.; Menzel, A.: Sanierung des Lauenburger Tunnels mit Stahlfaserspritzbeton. In: Unser Betrieb (Dellmann-Haniel-GmbH), 1982, Nr. 28, S. 28 - 30
- [71] Mann, W.: Druckfestigkeit von Mauerwerk - eine statistische Auswertung von Versuchsergebnissen in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen. In: Mauerwerkskalender, 1983, S. 687 - 699, Verlag W. Ernst & Sohn
- [72] Mann, W.: Grundlagen für die Ingenieurmäßige Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 2, Verlag W. Ernst & Sohn, S. 9 - 31
- [73] Martinek, K.: Die Instandhaltung der Eisenbahntunnel der Deutschen Bundesbahn. In: Felsbau 5, 1987, Nr. 3, S. 132 - 137
- [74] Martin, H.; Sager, H.: Schubtragfähigkeit von bewehrten Mauerwerksplatten. - 1986. - (Forschungsbericht zum Vorhaben IV 1-5-414/84 -1986-12-, Institut für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V.)
- [75] Martin, H.: Zusammensetzung zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. In: Schriftenreihe des DAFStb, Heft 228, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1973
- [76] Mayrhofer, Ch.: Plattenwirkung gemauerter Wände mit Bewehrung unter Druckstoßbelastung. - 1991. - (Untersuchungsbericht des Ernst-Mach-Instituts, Freiburg)
- [77] Metje, W.-R.: Zur Feststellung der Tragfähigkeit von ausgeführtem Mauerwerk - Untersuchungsverfahren, Beurteilungen. In: Bautenschutz - Bausanierung, 112. Jahrgang, 19., S. 18 - 21
- [78] Milami, H., et al.: Shear Behaviour of concrete beams reinforced with braided high strength fibre rods in spiral shape. In: FIP-Kongreß, 1990, Hamburg, S. T 44 - T 46
- [79] Modell Straubing; eine zivilschutztaktische Untersuchung vorhandener Bausubstanz. Bundesamt für Zivilschutz, Bel. I...IV, 1978 (Hrsg.)
- [80] Moltz, H.: Druckstoßwirkung auf einfache Objekte, Teil 1 und 2. - 1962. - (Vortragsmanuskript Ernst-Mach-Institut, Freiburg)
- [81] Müller, H.: Untersuchungen zum Tragverhalten von querkraftbeanspruchtem Mauerwerk. - 1974. - (Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt)
- [82] Nagatsuji, T.: FRP-grid reinforcement for Concrete and soil Transportation Research Board, 69th annual meeting, Washington D.C., 1990-01-07 bis 1990-01-11
- [83] NEFMAC-Bewehrungsgitter/NefcomCosp. (Hrsg.), Tokyo/Japan, 1990
- [84] Noland, J.-L.; Atkinson, R.-H.: Evolution of brick masonry by non-destructive methods. In: IABSE Symposium Venezia, 1983

- [75] Norris, Ch. H., et al.: Structural design for dynamic Loads. McGraw-Hill Book Company, 1959
- [76] Okamura, H., et al.: New material for reinforced concrete in place of reinforcing steel bars. In: IABSE-Symposium, 1987, S. 413 - 418
- [77] Poljakov, S.V.; Kosharinov, S.V.: Protschnost kladki kompleksnoj konstrukcij [77] Poljakov, S.V. staticheskich gorizontalnyh i vertikalnyh nagrusok. [Tragfähigkeit verstärkter Mauerwerkskonstruktionen bei gemeinsamer Wirkung horizontaler und vertikaler statischer Belastung]. In: Stroitelstvo i arhitektura Uzbekistana, 8/1974, S. 11 - 16
- [78] Probst, P.: Ein Beitrag zum Bruchmechanismus von zentrisch gedrücktem Mauerwerk. - 1981. - (Dissertation, Technische Universität München)
- [79] Quast, U.; Hass, R.; Rudolph, K.: STABA-F. Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von einachsrig gespannten Bauteilen unter Feuerangriff. - 1984. - (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [80] Rech, S. + H.; Schulz, W.; Zuber, E.: Kalksandstein, Statik und Bemessung DIN 1053 Teil 2, 2. Auflage, Betonverlag Düsseldorf, 1986
- [81] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. In: Schriftenreihe des DAfStb, Heft 138, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, 1961
- [82] Reichenbach, H.; Mayrhofer, Chr.: Dynamisches Tragverhalten von Mauerwerk bei horizontaler Belastung. - 1986. - (Forschungsbericht, Ernst-Mach-Institut, Freiburg)
- [83] Reichenbach, H.; Mayrhofer, Chr.: Dynamisches Verhalten von Sonderkonstruktionen zur nachträglichen Ertüchtigung vorhandener Bausubstanz "Bewehrtes Mauerwerk". - 1989. -(Untersuchungsbericht E 2/89, (Ernst-Mach-Institut, Fraunhofer-Gesellschaft, Freiburg)
- [84] Reineck, K.H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung. In: Bauingenieur 66, 1991, S. 157 - 165
- [85] Reineck, K.H.: Ein mechanisches Modell für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Stegbewehrung. In: Bauingenieur 66, 1991, S. 323 - 332
- [86] Richter, E.: Programmbeschreibung zum Rechenprogramm STABA-F. - 1990. - (Informationsschrift, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Technische Universität Braunschweig)
- [87] Rostásy, F.S.: Baustoffe. Stuttgart: Kohlhammer-Verlag, 1983
- [88] Rüsck, H.; Hilsdorf, H.: Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit. - 1963. - (Untersuchungsbericht Nr. 40-1963 Materialprüfamt für das Bauwesen, Technische Hochschule München)
- [89] Ruffert, G.: Alte Gemäuer im neuen Gewand. In: Baumarkt 7, 1987, S. 322 - 326
- [90] Ruffert, G.: Ausbessern und Verstärken von Betonbauteilen. Düsseldorf: Beton-Verlag GmbH, 1982
- [91] Ruffert, G.: Sanierung historischer Bauwerke mit zementgebundenen Materialien. In: Zement und Beton, Heft 1, 1984, S. 25 - 27
- [92] Ruffert, G.: Sanierung historischer Bauwerke. In: Hoch- und Tiefbau 12/1986, S. 24 - 26
- [93] Ruffert, G.: Schön wie nie zuvor. In: Consulting 1/1987, S. 20 - 22, S. 50
- [94] Ruffert, G.: Verbund und Lastumlagerung in verstärkten Stahlbetonkonstruktionen. In: Beton 29, 1979, Heft 5, S. 171 - 174
- [95] Ruffert, G.: Verfugen, verankern, verspritzen - Methoden zur Sanierung historischer Bauwerke. In: Consulting 8/1986, Essen: Sonderdruck/Fa. Torkret (Hrsg)

- [96] Sanchez, V.P.: Post-reinforced masonry walls for seismic-resistance (shear analysis). Thesis presented to the department of Civil Engineering California State University, Long Beach 1985
- [97] Sasse, H.R.: Die Adhäsion zwischen Estrich und Beton. In: IBAC-Mitteilungen, 1987, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen
- [98] Sawczuk, A.; Jäger, Th.: Grenztragfähigkeitstheorie der Platten. Springer-Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1963
- [99] Schellbach; Schlegel: Erfassung der Festigkeitseigenschaften von Mauerziegeln und Möglichkeiten der Qualitätskontrolle im Werk. In: Ziegelindustrie 1961, Heft 19, S. 607 - 617
- [100] Schickert, G.: Formfaktoren der Betondruckfestigkeit. In: Die Bautechnik 2/1981, S. 52 - 57
- [101] Schnütgen, B.: Bemessung von Stahlfaserbeton und ihre Problematik. In: Konstruktiver Ingenieurbau, Berichte, Heft 37. Essen: Vulkan-Verlag, 1981-10
- [102] Schnütgen, B.: Materialeigenschaften von Stahlfaserbeton. In: Konstruktiver Ingenieurbau/Berichte, Heft 31. Essen: Vulkan-Verlag, - April 1978
- [103] Schnütgen, B.: Verhalten von Stahlfaserbeton. In: Faserbeton. Darmstädter Massivbau Seminar, Bd. 3, 1990, S. II 4 - II 10
- [104] Schnütgen, B.: Rohre aus Stahlfaserbeton. In: Beton und Stahlbeton 84/1989, Heft 4, S. 97 - 101,
- [105] Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. - 1984. - (Dissertation, Universität Stuttgart)
- [106] Schöner, W.: Zur Biegetragfähigkeit von Mauerwerk unter Berücksichtigung axialer Auflasten. - 1978. - (Mitteilungen des Instituts für Baustoffe und Materialprüfung, Technische Universität Hannover, Heft 41)
- [107] Schom, H.: Kunststoffmodifizierter Beton/PCC. In: Schriften zur Materialtechnologie, Vulkan-Verlag Essen, 1989
- [108] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel. In: Mauerwerkskalender 1990, S. 121 - 132, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin
- [109] Schubert, P.; vom Berg, W.: Rückkriechversuche an Mauerwerk. In: Die Bautechnik 58, 1981, Heft 9, S. 289 - 295
- [110] Schubert, P.; Wesche, K.; Wilmes, K.: Verformungseigenschaften und Rißsicherheit von Mauerwerk aus Naturblimsbetonsteinen. In: Die Bautechnik 62, 1985, Heft 5, S. 145 - 155
- [111] Schubert, P.: Zur Festigkeit des Mauermörtels im Mauerwerk, Prüfung, Beurteilung. In: Mauerwerkskalender 1988, S. 459 - 471, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin
- [112] Schubert, P.: Zur Feuchtedehnung von Mauerwerk. - 1982. - (Untersuchungsbericht, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen)
- [113] Schüde, F.: Kunststoffmodifizierte Zementbetone - Einkomponentige Epoxidharz-Härter-Emulsion. In: Beton 8, 1989, S. 377 - 380
- [114] Schwennicke, A.: Zur Berechnung von Stahlbetonbalken und Scheiben im gerissenen Zustand unter Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen. - 1983. - (Dissertation, Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität Berlin)
- [115] Shkoukani, H.T.: Beton unter Dauerzugsbeanspruchung. In: Darmstädter Massivbau Seminar, Bd. 1, 1989, S. II 1 - II 9
- [116] Sinha, B.P.: Reinforced grouted cavity brickwork. In: Building Research and Practice, 1982-06 bis 1982-08

- [117] Stockbridge, J.: **Techniques for evaluating the conditions of masonry buildings**, 1983, Int. Colloquium: Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Technische Akademie Esslingen
- [118] Struck, W.: **Statistische Schätzung von Fraktilen**, 1985-09-16, Vortragsmanuskript, Kolloquium "Statistische Grundlagen für die Überwachung von Baustoffen und Bauteilen", München
- [119] Svensvik, B.: **Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluss der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit**. - 1981. - (Dissertation, Technische Universität Braunschweig)
- [120] Tanigaki, M., et al.: **Flexural behaviour of concrete beams reinforced with braided high strength fibre rods**. In: FIP-Kongress, Hamburg 1990, S. T 78 - T 81
- [121] Teichert, P.: **Anwendung von Spritzbeton bei schadhaften Wasserbauten**. In: Sanierung von Wasserbauten. Hamburg: Parey - 1986. - (Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau, DVWK ; H. 77) S. 523 - 535
- [122] Teichert, P.: **Zehn Jahre Grundlagenforschung im Kleinen**. In: Spritzbetontechnologie. - 1987. - (Berichtsband der 2. Internationalen Fachtagung, Innsbruck-Igls 15. - 16. Januar 1987) S. 105 - 108
- [123] Tonn, V.; Mann, W.: **Das Tragverhalten von zweiachsig gespannten, gemauerten Wänden unter gleichzeitig wirkender horizontaler und vertikaler Belastung**. In: Mauerwerkskalender 1989, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin, S. 489 - 497
- [124] Trost, H.: **Auswirkung des Superpositionsprinzips auf Kriech- und Relaxationsprobleme bei Beton und Stahlbeton**. In: Beton und Stahlbetonbau 62, 1967, Heft 10, S. 230 - 238; Heft 11, S. 261 - 269
- [125] **Twaron- und Glaslittergewebe**, ENKA AG (Hrsg.), Wuppertal, 1990
- [126] Walraven, J.: **Über den kraftschlüssigen Verbund von Beton unterschiedlichen Alters und unterschiedlicher Beschaffenheit der Verbundfuge**. In: VDI-Berichte 840, 1990, VDI-Verlag
- [127] Weigler, K.: **Beton - Arten, Herstellung, Eigenschaften**. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn, 1989
- [128] Werner, D.: **Baudynamik**. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen, 1989
- [129] Wittig, W.: **Experimentelle und theoretische Untersuchungen zu Zuverlässigkeit von Mauerwerkskonstruktionen**. In: Bauplanung - Bautechnik, Heft 8, 1988
- [130] Wöhl, U.; Reichers, H.-J.: **Die Druckfestigkeit von Mauermörtel in der Lagerfuge - Einflüsse und Prüfverfahren**. In: Bautenschutz, Bausanierung (Sonderdruck), 1990
- [131] Zelger, C.: **Beobachtung von Rissen im Mauerwerk**. In: Die Bautechnik 11, 1976, S. 361 - 372,
- [132] Zelger, C.: **Bewehrtes Mauerwerk nach DIN 1053 Teil 3, Entwurf 1987**. In: Mauerwerkskalender 1988, S. 19 - 31. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn.
- [133] Zelger, C.; Barlet, H.: **Schaffung von Grundlagen für die Bemessung von bewehrtem Mauerwerk**, 1980. Forschungsbericht IRB-T 698, München
- [134] Zelger, C.; Schellbach, G.: **Vorschläge für die Schubbemessung von Ziegelstürzen**. In: Die Ziegelindustrie, Heft 24, 1967
- [135] Zöfel, P.: **Statistik in der Praxis/UTB für Wissenschaft (Hrsg), Uni-Taschenbücher 1293, 1985**

Normen, Vorschriften, Richtlinien

- [136] **Eurocode 1: Gemeinsame, einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe. Bericht EUR 8847 DE, EN, FR, Brüssel/Luxemburg, 1984**
- [137] **Eurocode 2: Gemeinsame einheitliche Regeln für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauten, Brüssel/Luxemburg, 1984**

- [138] Eurocode 6, Entwurf 1988: Gemeinsame, einheitliche Regeln für Mauerwerksbauten, Bericht EUR 9888 DE, Brüssel/Luxemburg, 1988
- [139] BS 5628 Teil 1, Ausgabe 1978: Unreinforced masonry, code of practice for structural use of masonry
- [140] BS 5628 Teil 2, Ausgabe 1985: Structural use of reinforced and prestressed masonry, British standard code of practice for use of masonry
- [141] DIN 1045, Ausgabe Juli 1988: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. In: BK 1990 Teil 2, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin
- [142] DIN 1053 Teil 1, Ausgabe Febr. 1990: Mauerwerk; Rezeptmauerwerk; Berechnung und Ausführung
- [143] DIN 1053 Teil 2, Ausgabe Juli 1984: Mauerwerk; Mauerwerk nach Eignungsprüfung
- [144] DIN 1053 Teil 3, Ausgabe Febr. 1990: Mauerwerk; Bewehrtes Mauerwerk; Berechnung und Ausführung
- [145] DIN 4227 Teil 1, Ausgabe Juli 1988: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung
- [146] DIN 7735: VDE-Bestimmung für Schichtpreßstoff-Erzeugnisse, Hartpapier, Hartgewebe und Hartmatten. Teil 1: Prüfverfahren; Teil 2: Anforderungen, Typen. Ausgabe 1975
- [147] DIN 18 551, Entwurf März 1990: Spritzbeton - Herstellung und Güteüberwachung
- [148] DIN 18 551, Ausgabe Juli 1979: Spritzbeton; Herstellung und Prüfung
- [149] DIN 18 554 Teil 1, Ausgabe Dez. 1985: Prüfung von Mauerwerk. Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls
- [150] DIN 18 555, Teil 1 bis 6, Ausgabe Sept. 1982 bis Nov. 1987: Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln
- [151] Bautechnische Grundsätze für Hausschutzräume des Grundschutzes, Fassung Febr. 1972, in Verbindung mit dem Ergänzungsblatt, Fassung Juni 1976,
- [152] Bautechnische Grundsätze für Hausschutzräume des Grundschutzes für 10, 15 und 25 Personen in ein- und zweigeschossigen Wohngebäuden, Fassung Dez. 1990
- [153] Bautechnische Grundsätze für Hausschutzräume des Grundschutzes für 25 bis 50 Personen in drei- und mehrgeschossigen Gebäuden, Fassung Dez. 1990
- [154] Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau. In: Merkblatt des Deutschen Betonvereins, Entwurf 1991
- [155] Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden aus Stahlfaserbeton. In: Merkblatt des Deutschen Beton-Vereins, Fassung 1991
- [156] Prüfzeugnis Nr. M 9100912 der Amtlichen Materialprüfanstalt für Steine und Erden, Clausthal-Zellerfeld, Zehntnerstraße 2 A, Fassung v. 11.01.1990
- [157] Schubfeste Klebeverbindung zwischen Stahlplatten und Stahl- oder Spannbetonbauteilen, Bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-36.1-4, Institut für Bautechnik (Hrsg.), Berlin, Fassung v. 6.11.1987

Anhang

zur Dissertation

Zur nachträglichen Erhöhung der Biegetragfähigkeit von Mauerwerkswänden durch bewehrte Ergänzungsschichten

Der Anhang umfaßt

58 Seiten mit

39 Tabellen und

50 Bildern

Siebgrößen [mm]	Siebrückstände (Mittelwert) [M.-%]
8	-
4	1,2
2	8,8
1	18,4
0,5	17,1
0,25	16,6
0,125	12,8
0,063	4,7
< 0,063	20,4

Tabelle A.3.1: Kornzusammensetzung des Zuschlages von PCC-Spritzmörtel [156]

	Festkörpergehalt [M.-%] ¹⁾		
Einzelwerte	33,5	34,0	33,7
Mittelwert	33,7		

1) Ermittelt nach DIN 53 189 durch Trocknung bei 105 °C

Tabelle A.3.2: Festkörpergehalt der Kunststoff-Copolymer-Dispersion [156]

Anmachflüssigkeit:
Wasser / Kunststoff-Copolymer-Dispersion 2 / 1 [Gew.-%]
Frischmörtel:
Trockenmörtel / Anmachflüssigkeit 100 / 12 [Gew.-%]

Tabelle A.3.3: Mischungsverhältnis des PCC-Spritzmörtels [156]

Längenänderung ‰ bezogen auf die Ausgangsspannung bei (23 ± 2) °C		
	nach Erwärmung bei (80 ± 2) °C	nach Erwärmung bei (23 ± 2) °C
Mittelwert	0,733	0,133

$$\text{Wärmedehnzahl } \alpha_{23/80} = 12,9 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

Tabelle A.3.4: Thermische Dehnung des PCC-Spritzmörtels nach DIN 42450 [156]

	bez. Biegezug- festigkeiten [%]	bez. Druck- festigkeiten [%]
	$\frac{\beta_{BZ}^{\text{Ca(OH)}_2}}{\beta_{BZ}^{(0)}} \cdot 100 \%$	$\frac{\beta_D^{\text{Ca(OH)}_2}}{\beta_D^{(0)}} \cdot 100 \%$
Mittelwert *)	36,5	96,8

*) 28-tägige Lagerung in Calciumhydroxidlösung (50 ± 2) °C und Prüfung nach 90 Tagen

Tabelle A.3.5: Beständigkeit des PCC-Spritzmörtels gegen Calciumhydroxidlösung [156]

Probenalter [d]	1	2	3	7	28	90
Gewicht [g]	576	573,8	571,9	570,0	567,2	566,1
Längenänderung [‰]	-	0,07	0,10	0,28	0,75	0,95

Tabelle A.3.6: Schwindverformungen nach DIN 42450 [156]

		1	2	7	28
Rohdichte ¹⁾ [kg/dm ³]		2,21	2,20	2,18	2,16
Biegezugfestigkeit ¹⁾ [N/mm ²]		4,0	5,1	6,5	10
Druckfestigkeit ¹⁾ [N/mm ²]		15	24	41	48

1) Mittelwerte

Tabelle A.3.7: Festmörtel Eigenschaften des PCC-Spritzmörtels nach DIN 18555 T 3 [156]

Probenalter [d]	dynamischer Elastizitätsmodul [N/mm ²] (Mittelwerte) Lagerung 23 °C	
	Lagerung 80 °C	
28	37500	33500

Tabelle A.3.8: Dynamischer E-Modul des PCC-Spritzmörtels [156]

Halogengehalt gemahlener, 7 Tage alten Festmörtels [M.-%]	0,007		
Stromdichte von PCC-Spritzmörtelproben [µA/cm ²]	Probe	1 h	24 h
	1	0,1	0,1
	2	0,1	0,1
	3	0,1	0,1

Tabelle A.3.9: Halogengehalt und Stromdichte des PCC-Spritzmörtels [156]

Rohdichte [g/cm ³] ¹⁾		Luftporengehalt [Vol.-%] ¹⁾	
Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert
2,212 2,220 2,210	2,214	4,4 3,8 4,2	4,1

1) gespritzte Frischmörtelproben

Tabelle A.3.10: Frischmörtelrohichte und Luftporengehalt des PCC-Spritzmörtels nach DIN 18555 Teil 2 [156]

Zeit [h]	Ausbreitmaße 2) [cm]		
	Normal 23 °C	klima 5 °C	23/50-2 30 °C
sofort (3 min)	16,0	17,0	16,0
0,25	15,6	16,0	16,0
0,50	15,2	16,0	15,2
0,75	15,0	15,5	14,5
1,00	14,8	15,5	14,0
1,25	14,3	15,1	13,8
1,50	14,0	14,8	13,5
2,00	13,8	14,0	12,5
4,00	11,0	13,0	n.b. 1)
6,00	n.b. 1)	n.b. 1)	n.b. 1)

1) n.b.: nicht bestimmbar

2) nach DIN 18 555 Teil 2

Tabelle A 3.11: Konsistenzmessung und Prüfung des temperatur- u. zeitabhängigen Ansteifens [156]

	Prismen aus Schalungsformen		Prismen aus Spritzproben geschnitten	
	Prüfkörperalter 28 Tage	139 Tage	Prüfkörperalter 28 Tage	163 Tage
Prüfkörperanzahl	9	9	6	6
Rohdichte ρ_{sp} (kg/dm ³)	2,186	2,180	2,250	2,242
Druckfestigkeit $\beta_{D,sp}$ (N/mm ²)	59,30	66,91	71,5	77,05
Biegezugfestigkeit $\beta_{BZ,sp}$ (N/mm ²)	9,36	9,57	10,82	11,19
Variationskoeffizient V (%)	7,15	3,70	8,02	5,70

Tabelle A 3.12: Ergebnisse von Festmörtelprüfungen nach DIN 18555 Teil 3 von PCC-Spritzmörtel [54]

	Prismen aus Schalungsformen	Prismen aus Spritzproben geschnitten
DRUCKPROFUNG:		
Prüfalter (d)	92	55
Anzahl der Einzelprüfungen	6	6
Rohdichte ρ_{sp} (kg/dm ³)	2,157	2,253
Druckfestigkeit $\bar{B}_{D,sp}$ (N/mm ²)	51,8	64,5
Stauchungen $\epsilon_{s,sp}$ (‰)	- 2,95	- 3,00
$\epsilon_{u,sp}$ (‰)	- 3,20	- 3,25
E-Modul $E_{o,sp}$ (N/mm ²)	29050	35250
ZUGPROFUNG:		
Prüfalter (d)	92	55
Anzahl der Einzelprüfungen	6	6
Rohdichte ρ_{sp} (kg/dm ³)	2,125	2,260
Zugfestigkeit $\bar{B}_{Z,sp}$ (N/mm ²)	3,77	5,53
Variationskoeffizient V von $\bar{B}_{Z,sp}$ (%)	8,84	6,50
Dehnungen $\epsilon_{u,sp}$ (‰)	+ 0,13	+ 0,160
E-Modul $E_{o,sp}$ (N/mm ²)	31850	37530

Tabelle A.3.13: Druck- und Zugfestigkeit in Längsrichtung geprüfter PCC-Spritzmörtelprismen [54]

Prüfkörper \varnothing (mm)	Prüfkörper-schlankheit (h/d)	Prüfkörper-alter (d)	Prüfkörper-anzahl (n)	Rohdichte ρ_{spf} (kg/dm ³)	Druckfestigkeit $\bar{B}_{D,spf}$ (N/mm ²)
80	1,0	28	3	2,307	52,10
80	1,0	123	6	2,266	70,36

Tabelle A.3.14: Druckfestigkeit von Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel [54]

Prüfkörper \varnothing (mm)	Prüfkörper-schlankheit (h/d)	Prüfkörper-alter (d)	Prüfkörper-anzahl (n)	Rohdichte ρ_{spf} (kg/dm ³)	Zugfestigkeit $\bar{B}_{Z(I),spf}$ (N/mm ²) ¹⁾
80	2,0	28	6	2,29	3,08
80	2,0	181	6	2,25	4,94

1) Zugfestigkeit im Zustand I

Tabelle A.3.15: Zugfestigkeit von Bohrkernen aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel [54]

Prüfkörper l/b/h (cm)	Prüfkörper- alter t (d)	Prüfkörper- anzahl n (-)	Rohdichte ρ_{spf} (kg/dm ³)	Biegezug- festigkeit $\beta_{BZ(I),spf}$ (N/mm ²)	äquivalente Biegezugfestigkeit äqu $\beta_{BZ(II),spf}$ (N/mm ²)
70/15/10	216	3	2,277	3,56	6,93
70/15/15	209	3	2,283	3,16	6,44

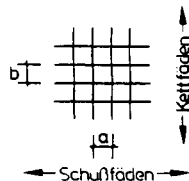
Tabelle A.3.16: Biegezugfestigkeit aus Spritzproben geschnittener Biegebalken aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

Faserart	Dichte (g/cm ³)	Faserdurch- messer (μ m)	Zugfestigkeit (N/mm ²)	E-Modul (N/mm ²)	Bruchdehnung (%)
E-Glasfaser (GF)	2,54	22	1402	72594	2,0
HSCF-Kohlen- stofffaser	1,77	7	3207	235440	1,4
HMCF-Kohlen- stofffaser	1,78	7	2649	343350	0,7
Aramidfaser	1,45	12	2774	129030	2,4

Tabelle A.3.17: Mechanische Eigenschaften verschiedener Kunststoffasern für NEFMAC-Bewehrungsstäbe [73]

Bezeich- nung	Faserart	Materialeigen- schaften, be- zogen auf 1)	Bruchzug- kraft (N)	Zugfestig- ²⁾ (N/mm ²)	E-Modul (N/mm ²)	Bruchdehnung (%)
THAROMGLITTER- GEBEBE	Aramid- faser	6 Kettfäden	4515	2160	48 000	4,5
		6 Schußfäden	3985	1886	46 000	4,1
GLASGLITTER- GEBEBE	Faser aus E-Glas	6 Kettfäden	2416	1584	48 000	3,3
		6 Schußfäden	2610	1125	45 000	2,9

1)



Maschenabstände:

$$a = b = 1 \text{ cm}$$

2) bei Annahme linearen Werkstoffverhaltens

Tabelle A.3.18: Mechanische Eigenschaften von Gittergeweben [125]

Steinart		n	min	5%	10%	m	90%	95%	max
Mauerziegel	φ	-	0,4	-	-	0,75	-	-	1,1
D ¹⁾	φ ₁	17	0,3	0,3	0,5	1,1	1,8	2,0	2,3
	φ ₂	17	0,4	0,4	0,5	1,2	1,8	2,0	2,0
	φ ₃	17	0,2	0,1	0,2	0,8	1,3	1,5	1,6
GB ¹⁾	φ ₁	20	0,3	< 0	0,3	1,2	2,2	2,5	2,8
	φ ₂	20	0,4	0,1	0,5	1,8	3,1	3,5	4,0
	φ ₃	20	0,3	< 0	0,2	1,3	2,4	2,7	3,4
Kalksandvollsteine	φ	-	0,75	-	-	1,5	-	-	2,25
	φ ₁	7	1,0	0,6	0,8	1,4	2,1	2,3	2,4
	φ ₂	7	1,1	0,6	0,9	1,6	2,4	2,6	2,6
	φ ₃	7	0,8	0,4	0,6	1,2	1,8	1,9	1,9
Gasbetonsteine	φ	-	1,0	-	-	2,0	-	-	3,0
	φ ₁	2	1,1	-	-	4,8	-	-	8,6
G 2	φ ₂	2	2,1	-	-	2,8	-	-	3,6
	φ ₃	2	2,5	-	-	4,0	-	-	5,5
	φ ₁	4	0,3	-	-	1,2	-	-	2,5
G 4, G 6	φ ₂	4	0,5	-	-	1,3	-	-	2,2
	φ ₃	4	0,3	-	-	1,1	-	-	2,1
	φ	-	1,0	-	-	2,0	-	-	3,0
Vollsteine aus Leichtbeton	φ ₁	3	1,8	-	-	2,1	-	-	2,3
	φ ₂	3	2,9	-	-	3,0	-	-	3,1
	φ ₃	3	1,8	-	-	2,5	-	-	3,2
	φ	-	1,0	-	-	2,0	-	-	3,0
Hohlblocksteine aus Leichtbeton	φ ₁	8	1,1	1,0	1,2	1,9	2,6	2,9	2,6
	φ ₂	8	1,7	1,3	1,5	2,3	3,0	3,3	3,0
	φ ₃	8	0,9	0,6	0,9	1,9	2,8	3,1	2,8
	φ	-	1,0	-	-	2,0	-	-	3,0

¹⁾ D: Deutschland, GB: Großbritannien
n: Anzahl der Versuchswerte
min: Kleinstwert
m: Mittelwert
max: Größtwert
5%, 10%, 90%, 95%: Fraktilewerte bei Annahme einer Normalverteilung

Tabelle A.4.1: Kriechzahlen φ für Mauerwerk [25]

Mauersteine		ε _{sm} ¹⁾	
Steinsorte	DIN	Rechenwert	Wertebereich
			mm/m
Mz, HLz	105	0	- 0,2 ... + 0,4
KS, KSL	106	- 0,2	- 0,1 ... - 0,4
Hb1 V, Vb1	18 151 18 152	- 0,4	- 0,2 ... - 0,6
Hbn	18 153	- 0,2	- 0,1 ... - 0,3
G	4165	- 0,2	+ 0,2 ... - 0,4

- 1) Vorzeichen -: Schwinden
Vorzeichen +: Quellen
2) Werte entsprechen der 10 %- bzw. 90 %-Fraktile

Tabelle A.4.2: Endschwindwerte verschiedener Mauerwerksarten [108]

Art des Kunststoffzusatzes	k/z-Wert ¹⁾ [-]	Druckfestigkeit β _{D,28} [MN/m ²]	E-Modul [MN/m ²]	ε _{k(t=90d)} [‰]	ε _{el} ²⁾ [‰]	φ _{t=90d} ³⁾ [-]	φ _{fo} ⁴⁾
Styrol	0,05	46	28 000	0,51	0,44	1,16	1,48
	0,10	41	29 000	0,80	0,40	2,0	2,88
Styrol-Acrylat	2,05	49	28 000	0,70	0,47	1,50	2,05
	0,10	96	29 000	0,90	0,35	2,57	3,93
Acrylat	0,05	40	28 000	0,25	0,39	0,64	0,61
	0,10	32,5	22 000	0,75	0,44	1,70	2,38

- 1) übliche k/z-Werte von PCC-Spritzmörteln: 0,05 ... 0,10
2) ε_{el} = 0,27 β_{D,28}/E₀; kriecherzeugende Dauerlastspannung: 0,27 β_{D,28}
3) φ(t=90) = $\frac{\epsilon_k(t=90)}{\epsilon_{el}}$
Prüfkörper: Zylinder φ 100; h/d = 2; Normalklima DIN 80 014 - 23/50
4) Umrechnung nach DIN 4227 Teil 1, Abschnitt 8; d_{ef} = 5 cm; k_{ef} = 1,0

Tabelle A.4.3: Kriechwerte von PCC-Beton (aus [49] berechnet)

Forschungsabschnitt	Steinmaterial	Bezeichnung	Abmessungen/Format	Mittelwert der Druckfestigkeit [N/mm ²]
MW	Mauerziegel	Mz	12,5 x 6,6 x 25 cm/RF	20 - 28
	Kalksandsteine	KS-Vollstein	2 DF	25,1
		KS-Vollstein	3 DF	26,3
Hochlochziegel	HLz B	2 DF	35,4	
	HLz B	3 DF	36,3	
MWV	Mauerziegel	MZ	12,5 x 6,6 x 25 cm/RF	21,3
	Kalksandsteine	KS-Vollstein	2 DF	22,1
KS-Vollstein		3 DF	38,8	

Tabelle A 5.1: Mauersteine verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände [54;52]

Forschungsabschnitt	Versuchsreihe	Mischungsverhältnis Sand:Kalkhydrat:Zement	Mittelwert der Prismendruckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm ²]	Mörtelgruppe nach DIN 1053 T 1
MW	I	8 : 1 : 1/2	4,42	II
	II	14 : 1 : 1/2	0,22	I
	III	14 : 1 : 1/2	0,43	I
MWV	I	6 : 1 : 1	10,2	III

Tabelle A 5.2: Mauermörtel verstärkter und unverstärkter Mauerwerkswände [54;52]

Wandbezeichnung	Steinsorte	Mörtelgruppe	Wandabmessungen l ₀ / d ₀ / h ₀ [m]	Putz
I/1	Mz 12-1,6-(RF)	MG II	0,6 / 0,25 / 2,385	-
I/2	Mz 12-1,6-(RF)	MG II	0,6 / 0,25 / 2,385	-
I/3	Mz 12-1,6-(RF)	MG II	0,6 / 0,25 / 2,385	Kalk ²⁾
I/4	Mz 12-1,8-(RF)	MG II	0,6 / 0,125 / 2,385	-
I/5	Mz 12-1,8-(RF)	MG II	0,6 / 0,125 / 2,385	-
II/1	KS 20-1,6-2DF u. 3DF	MG I	0,615/ 0,24 / 2,375	Zementputz ¹⁾
II/2	KS 20-1,6-2DF u. 3DF	MG I	0,615/ 0,24 / 2,375	-
II/3	KS 20-1,6-3DF	MG I	0,615/ 0,175 / 2,375	-
II/4	KS 20-1,6-3DF	MG I	1,24 / 0,175 / 2,375	-
II/6	HLz B 28-1,2-3DF	MG I	0,615/ 0,175 / 2,375	-
II/7	HLz B 28-1,2-2DF u. 3DF	MG I	1,24 / 0,24 / 2,375	-
II/8	HLz B 28-1,2-3DF	MG I	1,24 / 0,175 / 2,375	Kalkputz ²⁾
III/1	Mz 12-1,8-(RF)	MG I	3,0 / 0,25 / 2,0	-
III/2	Mz 20-1,8-(RF)	MG I	3,0 / 0,25 / 2,0	Zementputz ¹⁾

1) Zementputz, Gruppe P III b gemäß Tabelle 3 DIN 18 550 Teil 2, Ausgabe Jan. 1985

2) Kalkputz, Gruppe P I b gemäß Tabelle 3 DIN 18 550 Teil 2, Ausgabe Jan. 1985

Tabelle A 5.3: Mauerwerkswände des Forschungsabschnittes MW [52]

Nr.	Mauerwerk (Steinart, Format und Mörtelgruppe)	Mauerwerks- dicke [cm]	Wand- abmessung b/h [m]	Ertüchtigungsmaßnahme: PCC-Spritzmörtelschale							
				Dicke [cm]	ein- seitig	beid- seitig	Bewehrung	Typ ¹⁾	Endverankerung		
									geschweißt	vermörtelt	keine
W1	Mz 12-1,8-RF/III	12,5	0,645/2,385	2,6		X	keine	A			X
W2	Mz 12-1,8-RF/III	12,5	0,64 /2,385	4,6	X		Stahlfaser	C			X
W3	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,615/2,375	4,0	X		Stahlfaser	C			X
W4	Mz 12-1,8-RF/III	12,5	0,645/2,385	4,2	X		R 188	A			X
W5	Mz 12-1,8-RF/III	26	0,675/2,385	4,1	X		R 317	B	X		
W6	Mz 12-1,8-RF/III	26	0,675/2,385	4,7	X		R 317	A			X
W7	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,64 /2,375	4,2	X		R 221	A			X
W8	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,635/2,375	4,2	X		R 221	B	X		
W9	KSV 28-1,8-3DF/III	17,5	0,64 /2,375	4,0	X		R 221	C		X	
W10	KSV 12-1,8-2DF/III	11,5	0,625/2,375	3,5	X		keine	A			X

1) Ausbildung der Wandenden siehe Bild A 5.1

Tabelle A 5.4: Verstärkte Mauerwerkswände des Forschungsabschnittes MWV [54]

Bezeichnung		W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10
Steinmaterial/Mörtelgruppe		Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	Mz 12-1,8 RF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 28-1,8 3DF/MG III	KSV 12-1,8 2DF/MG III
Mauerwerksdicke d_{mw} [cm]		12,5	12,5	17,5	12,5	26	26	17,5	17,5	17,5	11,5
Art der Ver- stär- kung	Spritz- mörtel- schale	Druckseite	X	-	-	-	-	-	-	-	-
		Zugseite	X	X	X	X	X	X	X	X	X
		Dicke [cm]	2,6	4,6	4,0	4,2	4,1	4,7	4,2	4,2	4,0
	Bewehrung	-	Faser $V_f=1,0\%$	Faser $V_f=1,0\%$	R 188	R 317	R 317	R 221	R 221	R 221	-
Konstruktive Ausbildung des Kopf- und Fußpunktes		A	C	C	A	B	A	A	B	C	A
Systemlängsversatz bei x_s [cm] ¹⁾		-	0,0	0,0	20,0	0,0	16,5	21,0	0,0	0,0	0,0
Lastausmitte e_z [cm]		0	6,8	4,7	6,7	8,3	7,9	5,3	5,3	5,1	4,6
Vertikallast q_v [kN/m]		57,61	49,30	50,07	51,46	48,79	48,85	50,00	124,76	196,09	182,68
1. RiB bei Luftkissendruck p_L [bar]		0,1040	0,1208	0,1711	0,1401	0,2030	0,1620	0,0517	0,1021	0,1019	0,0505
Luftkissendruck p_l [bar] der letzten Laststufe ²⁾		0,1116	0,2254	0,2816	0,1830	0,9468	0,4526	0,2002	0,5082	0,5952	0,0847
Mittendurchbiegung w [mm] der letzten Laststufe		0,54	17,33	9,31	13,01	21,76	3,68	4,53	20,02	23,52	10,57
Versa- gensart	Biegezugversagen	X	X	X		X			X	X	X
	Biegedruckversagen					X			X		
	Schubversagen				X		X	X			

1) siehe Bild 7.3

2) bezogen auf die Anpreßfläche des Druckkissens

Tabelle A 5.5: Meßergebnisse verstärkter Mauerwerkswände [54]

	I/1	I/2	I/3	I/4	I/5	II/1	II/2	II/3	II/4	II/6	II/7	II/8	III/1	III/2
Steinmaterial / MG	Mz/II	Mz/II	Mz/II	Mz/II	Mz/II	KS/I	KS/I	KS/I	KS/I	HLz/I	HLz/I	HLz/I	Mz/I	Mz/I
Wanddicke [cm]	25	25	25	12,5	12,5	24	24	17,5	17,5	17,5	24,0	17,5	25	25
Putz: beidseitig 1,5 cm	-	-	Kalk	-	-	Zement	-	-	-	-	-	Kalk	-	Zement
Lagerung am Kopf- und Fußpunkt														
Vertikallast q_v [kN/m] ¹⁾	357,62	529,44	527,53	193,67	273,82	401,22	346,75	410,76	295,81	382,33	270,57	465,75	140,0	66,6
1. Riß bei Luftkissen- druck p_L [bar]	0,21	-	0,50	0,03	0,06	0,20	0,20	0,40	0,15	0,40	-	0,12	-	0,55
Luftkissendruck p_L [bar] der letzten Laststufe 2)	0,4406	0,6051	0,6286	0,0729	0,1108	0,4952	0,3680	0,4803	0,196	0,4554	0,2914	0,1502	1,34	1,1
Mittendurchbiegung w [mm] der letzten Laststufe	7,17	11,66	11,43	9,31	8,88	5,35	12,27	18,96	12,44	15,80	11,89	12,11	19,75	9,55

1) in Wandmitte, während des Versuchs konstant

2) bezogen auf die Anpreßfläche des Druckkissens

Tabelle A 5.6: Meßergebnisse unverstärkter Mauerwerkswände [52]

Nr.	Verstärkung		Bewehrung			Querschnittsabmessungen [cm]							
	einseitig	beidseitig	Betonstahlmatte	Stahlfasern	unbewehrt	d_0	b_0	d_{mw}	d_{sp1}	d_{sp2}	h	e_z	Z_i
W1		X			X	17,7	64,5	12,5	2,6	2,6	-	0	8,90
W2	X			X		17,1	64,0	12,5	4,6	-	-	6,80	4,05
W3	X			X		21,5	61,5	17,5	4,0	-	-	4,75	9,00
W4	X		X			16,5	64,5	12,5	4,0	-	-	6,75	3,50
W5	X		X			29,5	67,5	25,5	4,0	-	27,7	8,00	8,80
W6	X		X			30,3	68,0	25,5	4,8	-	14,2	7,80	9,80
W7	X		X			21,7	64,0	17,5	4,2	-	19,7	5,35	7,60
W8	X		X			21,6	63,5	17,5	4,1	-	19,8	5,32	7,53
W9	X		X			21,5	64,0	17,5	4,0	-	19,7	5,14	7,61
W10	X				X	15,0	63,5	11,5	3,5	-	-	4,60	4,65

Tabelle A 7.1: Querschnittsgeometrie verstärkter Mauerwerkswände (MWV [54])

	Versuchswände					
	W4	W5	W6	W7	W8	W9
Normalkraft:						
N_u [kN]	- 36,9	- 38,7	- 39,1	- 36,2	- 83,5	129,3
Mauerwerk:						
$E_{o,mw}$ [MN/m ²]	3648	5250	5250	9286	9286	9286
$\beta_{D,mw}$ [MN/m ²]	10,13	11,50	11,50	16,37	16,37	16,37
$\epsilon_{s,mw}$ [‰]	- 4,55	- 3,74	- 3,74	- 3,56	- 3,56	- 3,56
$\epsilon_{u,mw}$ [‰]	- 8,32	- 5,55	- 5,55	- 5,39	- 5,39	- 5,39
$n_{1,mw}$ [-]	1,64	1,71	1,71	2,02	2,02	2,02
$n_{2,mw}$ [-]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
PCC-Spritzmörtel:						
$E_{o,sp}$ [MN/m ²]	35250	35250	35250	35250	35250	35250
$\beta_{D,sp}$ [MN/m ²]	64,50	64,50	64,50	64,50	64,50	64,50
$\epsilon_{s,sp}$ [‰]	- 3,00	- 3,00	- 3,00	- 3,00	- 3,00	- 3,00
$\epsilon_{u,sp}$ [‰]	- 3,50	- 3,50	- 3,50	- 3,50	- 3,50	- 3,50
$\Delta\beta_{Z,sp}$ [MN/m ²]	2,90	1,42	1,87	1,64	1,26	1,26
$\epsilon_{sZ,sp}$ [‰]	+ 0,08	+ 0,04	0,05	0,046	0,035	0,035
$\epsilon_{uZ,sp}$ [‰]	+ 2,84	+ 3,06	+ 3,06	+ 3,08	3,08	3,08
$n_{1,sp}$ [-]	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64	1,64
$n_{2,sp}$ [-]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$m_{1,sp}$ [-]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
$m_{2,sp}$ [-]	0,41	3,10	1,70	1,60	2,40	2,40
Betonstahl:						
$E_{s,S}$ [N/mm ²]	199500	200600	200600	201172	201172	201172
$\beta_{s,S}$ [N/mm ²]	566	614	614	620	620	620
$\epsilon_{s,S}$ [‰]	+ 2,84	+ 3,06	+ 3,06	+ 3,08	+ 3,08	+ 3,08
$\epsilon_{u,S}$ [‰]	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00	+ 5,00
$\Delta\epsilon_{s,sw}$ [‰]	- 0,64	- 0,48	- 0,51	- 0,50	- 0,50	- 0,50
A_S [cm ²]	1,38	2,32	2,32	1,61	1,61	1,61

Tabelle A.7.2: Mechanische Kennwerte zur Berechnung der Last-Durchbiegungs-Linien von Mauerwerkswänden mit betonstahlbewehrten Ergänzungsschichten

		Versuchswände	
		W2 1)	W3
Normalkraft			
N_u	[kN]	- 35,25	- 34,9
Mauerwerk			
$E_{0,mw}$	[MN/m ²]	3648	9286
$\beta_{D,mw}$	[MN/m ²]	10,13	16,37
$\epsilon_{s,mw}$	[°/oo]	- 4,55	- 3,56
$\epsilon_{u,mw}$	[°/oo]	- 8,32	- 5,39
$n_{1,mw}$	[-]	1,64	2,02
$n_{2,mw}$	[-]	0,00	0,00
PCC-Stahlfaserspritzmörtel:			
$E_{0,spf}$	[MN/m ²]	34700	34700
$\beta_{D,spf}$	[MN/m ²]	61,0	61,0
$\epsilon_{s0,spf}$	[°/oo]	- 3,0	- 3,0
$\epsilon_{u0,spf}$	[°/oo]	- 3,56	- 3,56
$n_{1,spf}$	[-]	1,71	1,71
$n_{2,spf}$	[-]	0,00	0,00
$\beta_{Z(II),spf}^{2)}$	[MN/m ²]	1,93	1,93
$\beta_{Z(II),spf}^{3)}$	[MN/m ²]	2,25	2,25
$\beta_{Z(II),spf}^{4)}$	[MN/m ²]	2,50	2,50
$\epsilon_{sZ,spf}^{5)}$	[°/oo]	+ 0,056	+ 0,056
$\epsilon_{sZ,spf}$	[°/oo]	+ 10,0	+ 10,0
$m_{1,spf}$	[-]	1,0	1,0
$m_{2,spf}$	[-]	0,0	0,0

- 1) Innerer Zwang nicht berücksichtigt, da die Prüfwand erheblich vorgeschädigt war und Zwangbeanspruchungen sich somit nicht einstellen konnten
- 2) Mittelwert aus Materialuntersuchungen
- 3) größter Einzelwert aus Materialuntersuchungen
- 4) Zugfestigkeit bei Übereinstimmung gemessener und berechneter horizontaler Traglasten
- 5) zu $\beta_{Z(II),spf}^{2)}$ zugehörig

Tabelle A 7.3: Mechanische Kennwerte zur Berechnung der Last-Durchbiegungs-Linien von Mauerwerkswänden mit stahlfaserbewehrten Ergänzungsschichten

Bewehrungs- grad μ (%)	Eigen- schwingzeit T (msec.)	Belastungs- dauer t_d (msec.)	Bruchlasten			Verhältnis der Bruchlasten $\bar{\lambda}$
			$\frac{t_d}{T}$	$P_{u,dyn}$ (kN/m ²)	$P_{u,st}$ (kN/m ²)	
0,31	25	15	0,6	150	142	1,10
-	25	38	1,5	53	58	0,90
0,31	25	38	1,5	135	142	0,95

Modellwände: $l_0 \times h_0 \times d_{mw} = 163 \times 101 \times 12 \text{ cm}^3$

Tabelle A 7.4: Prüfergebnisse lagerfugenbewehrter Mauerwerkswände unter statischer und dynamischer Belastung [66]

PRÜFMETHODE/ Prüfkörper	MATERIALEIGENSCHAFT	ERLÄUTERUNG	Prüfungsart ¹⁾			KOMMENTAR	LITERATUR
			Z	ZA	ZF		
S T E I N	Prüfung des ganzen Steines	Druckfestigkeit	DIN 105; DIN 106	x		Prüfmethode bei den Steinsorten möglich	
	Prüfung von Bohrkernen	Druckfestigkeit	$\beta_{D,BK} = 0,9 \beta_{D,st}$	x		nur bei Vollsteinen möglich	[2]
	Prüfung von Bohrkernen	Spaltzugfestigkeit	von Spaltzugfestigkeit wird auf Druckfestigkeit des Steines geschlossen	x		nur bei Vollsteinen möglich	[2]
	Kugelschlagprüfung	Kugelschlag-Durchmesser als Maß für die Steinfestigkeit	Kalibrierung erforderlich		x	Methode nur bei Vollsteinen möglich	[23; 5; 129; 99]
	Rückschlagprüfung	Rückprallstrecke als Maß für Steinfestigk.	Kalibrierung erforderlich		x	Methode nur bei Vollsteinen möglich	[53]
	Ultraschallmethode	Bestimmung des E-Moduls	Kalibrierung erforderlich			Methode bei Mauersteinen nicht ausgereift	[74; 117]
M Ö R T E L	Prüfung nach Augenschein	Druckfestigkeit	Subjektiv Kraftaufwand wird eingeschätzt, der für die örtliche Zerstörung von Fugenmörtel durch einen Meißel aufgewandt werden muß		x	Subjektive Prüfmethode, dessen Ergebnis von der Erfahrung des Beurteilenden abhängt	[67; 43]
	Chemische Analyse einer entnommenen Mörtelprobe	Ermittlung des Mischungsverhältnisses	Ober Art und Menge der Mischungsbestandteile erfolgt Einordnung in eine Mörtelgruppe nach DIN 1053 Teil 1, und somit wird eine Mindestdruckfestigkeit unterstellt		x	Annahmen über wahrscheinliche Zusammensetzung der Ausgangsstoffe erforderlich	[67; 43]
	Probwürfel mit Kautexlänge von 1,5 cm	Druckfestigkeit	$\beta_{m0}(\text{Würfel}) = 0,74 \beta_{m0}(\text{Prisma})$		x	Entnahme unbeschädigter Probestücke schwierig	[53; 67; 130]
	Bolzschießmethode	Druckfestigkeit	Eindringtiefe geschossener Bolzen als Funktion der Mörteldruckfestigkeit			x	Untersuchungen nicht ausgereift
1) Z: zerstörende Prüfmethode ZA: zerstörungsarme Prüfmethode ZF: zerstörungsfreie Prüfmethode							

Tabelle A 8.1: Prüfmethoden zur Bestimmung der Festigkeit von Mauersteinen und Mauer Mörteln vorhandenen Mauerwerks

Prüfserie	Nr.	Kleinprüfkörper (KP)						Mauerstein	Mauermörtel		Normprüfkörper	
		Typ	Anzahl n [-]	h_k/d_k [-]	$R_{D,kp}$			$R_{D,st}$ [N/mm ²]	$R_{D,mö}$		$R_{D,NP}$ [N/mm ²]	h_k/d_k
					\bar{x} [N/mm ²]	s [N/mm ²]	v [%]		t = 28d [N/mm ²]	t > 30d [N/mm ²]		
I	1	A	18	1,28	18,90	3,52	18,6	27,96	0,46	0,25	6,57	3,0
	2	B	27	1,28	18,63	3,10	16,6	37,86	0,46	0,25	6,57	3,0
	3	0A	3	2,51	13,09	2,44	18,6	27,86	0,46	0,25	6,57	3,0
	4	0B	2	2,58	11,07	-	-	27,86	0,46	0,25	6,57	3,0
	5	A+B	45	1,28	18,74	3,23	17,2	27,86	0,46	0,25	6,57	3,0
	6	0A+0B	5	2,51...2,58	12,29	2,15	17,5	27,86	0,46	0,25	6,57	3,0
I	7	A	10	1,28	17,4	1,71	3,8	25,7	0,40	0,32	7,43	3,0
	8	B	18	1,28	17,72	3,07	17,3	25,7	0,40	0,32	7,43	3,0
	9	0A	1	2,62	3,29	-	-	25,7	0,40	0,32	7,43	3,0
	10	0B	4	2,58	12,37	3,54	29,6	25,7	0,40	0,32	7,43	3,0
	11	A+B	28	1,29	17,75	2,71	15,27	25,7	0,40	0,32	7,43	3,0
	12	0A+0B	5	2,59...2,62	11,75	3,36	29,6	25,7	0,40	0,32	7,43	3,0
II	13	A	7	1,08	21,49	1,66	7,7	27,86	4,42	4,49	12,33	3,36
	14	0A	1	2,21	15,0	-	-	27,86	4,42	4,49	12,33	3,9
III	15	A	12	1,35	21,33	2,78	13,0	25,2	7,47	7,8	16,55	3,9
	16	B	12	1,26	13,68	1,25	6,33	25,7	7,47	7,8	16,55	3,9
	17	A+B	24	1,26...1,35	20,59	2,21	10,72	25,7	7,47	7,8	16,55	3,9
IV	18	A	12	1,5	35,25	4,47	17,7	25,7	21,68	22,1	19,20	3,9
	19	B	12	1,5	25,47	3,49	13,7	25,7	21,68	22,1	19,20	3,9
	20	A+B	24	1,5	25,4	3,94	15,5	25,7	21,09	22,1	19,20	3,9

Tabelle A.8.2: Druckfestigkeiten von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel von Kleinprüfkörpern (KP) und Normprüfkörpern (NP) aus Vollziegelmauerwerk

Prüfserie	Nr.	Normprüfkörper		Kleinprüfkörper (KP)			Übertragungsfaktor $\psi = \beta_{D,NP}/\beta_{D,KP}$						
		h_k/d_k (-)	$\beta_{D,NP}$ (N/mm ²)	Typ	Anzahl n (-)	$\beta_{D,KP}$ (N/mm ²)	h_k/d_k (-)	Stichprobe			Mittelwert d.Grundgesamtheit		
								\bar{x} (N/mm ²)	s (N/mm ²)	V (%)	$\mu_{min}^{1)}$ (N/mm ²)	$\mu_{max}^{1)}$ (N/mm ²)	$\mu^{2)}$ (N/mm ²)
I	1	3,00	6,57	A	18	18,90	1,28	0,361	0,076	20,1	0,33	0,40	0,33
	2	3,00	6,57	B	27	18,63	1,28	0,363	0,061	16,7	5,34	0,39	0,34
	3	3,00	6,57	UA	3	13,09	2,51	0,510	0,11	31,5	-	-	-
	4	3,00	6,57	UB	2	11,07	2,59	0,600	-	-	-	-	-
	5	3,00	6,57	A+B	45	18,74	1,29	0,362	0,066	18,3	0,34	0,38	0,35
	6	3,00	6,57	UA+UB	5	12,29	2,51...2,58	0,550	0,097	17,6	-	-	-
I	7	3,00	7,43	A	10	17,4	1,29	0,431	0,047	10,9	0,40	0,46	0,40
	8	3,00	7,43	B	18	17,72	1,28	0,434	0,077	17,7	0,40	0,47	0,40
	9	3,00	7,43	UA	1	9,29	2,62	0,800	-	-	-	-	-
	10	3,00	7,43	UB	4	12,37	2,58	0,635	0,175	27,5	-	-	-
	11	3,00	7,43	A+B	29	17,75	1,29	0,429	0,068	15,7	0,40	0,45	0,41
	12	3,00	7,43	UA+UB	5	11,75	2,59...2,62	0,670	0,169	25,1	-	-	-
II	13	3,26	13,33	A	7	21,49	1,08	0,57	0,044	7,7	0,53	0,61	0,54
	14	3,26	13,33	UA	1	15,00	3,31	0,822	-	-	-	-	-
III	15	3,9	16,55	A	12	21,33	1,35	0,79	0,106	13,0	0,72	0,86	0,74
	16	3,9	16,55	B	12	17,68	1,26	0,843	0,053	6,3	0,81	0,88	0,92
	17	3,9	16,55	A+B	24	20,59	1,26...1,35	0,815	0,087	10,6	0,78	0,85	0,79
IV	18	3,9	19,20	A	12	25,25	1,5	0,78	0,138	17,7	0,69	0,87	0,71
	19	3,9	19,20	B	12	25,47	1,5	0,768	0,104	13,5	0,70	0,84	0,72
	20	3,9	19,20	A+B	24	25,4	1,5	0,77	0,119	15,5	0,72	0,82	0,73

1) μ_{min} , μ_{max} : Grenzen der 95 %-Konfidenzintervall für den Mittelwert ψ Grundgesamtheit [215]

2) Schätzung des Mittelwertes ψ der Grundgesamtheit bei 95 % Eintrittswahrscheinlichkeit mit Hilfe der nichtzentralen t-Verteilung [216]

Tabelle A.8.3: Statistische Auswertung der Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an Kleinprüfkörpern (KP) und Normprüfkörpern aus Vollziegelmauerwerk

	Kategorien der Ausführungskontrolle ²⁾		
	A 3)	B 3)	C 3)
Kategorie der Kontrolle der Herstellung ¹⁾ A	- 2,0	2,3	-
B	-	2,5	3,5

- 1) gemäß EC 6 Entwurf 1988, Abschnitt 6.1
- 2) gemäß EC 6 Entwurf 1988, Abschnitt 6.7
- 3) beim Nachweis der Standsicherheit im Falle außergewöhnlicher Einwirkungen ist $\gamma_m^{A...C} = 1,2; 1,5; 1,8$ (EC 6, Abschnitt 2.3.3.2)

Tabelle A 8.4: Teilsicherheitsbeiwerte γ_m der Baustoffeigenschaften von Mauerwerk [138]

Zeile	Art der Einwirkung	ständig	veränderlich
		E_k	Q_k
	Auswirkung ist	γ_G	γ_Q
	1	2	3
1	ungünstig	1,35	1,50
2	günstig	1,00	0

Tabelle A 8.6: Teilsicherheitsbeiwerte γ für Einwirkungen [136]

Zeile	Baustoff Lastkombination	Beton	Betonstahl, Spannstahl
		γ_c	γ_s
	1	2	3
1	Normale Kombination	1,5	1,15
2	Unfall-Kombination	1,3	1,00

Tabelle A 8.5: Teilsicherheitsbeiwerte γ_m für PCC-Spritzmörtel und Betonstahl [137]

Zeile	Art der Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
	1	2	3	4
1	Nutzlasten in - Wohnhäusern	0,5 - 0,7 ²⁾	0,4	0,2
	- Bürogebäuden und Warenhäusern	0,7	0,6	0,3
	- Parkhäusern	0,7	0,7	0,6
2	Wind ¹⁾	0,7	0,2	0
3	Schnee ¹⁾	0,7	0,2	0

- 1) Werte sind je nach geographischer Lage des Bauwerkes anzupassen
- 2) ggf. abhängig von der Anzahl der Geschosse

Tabelle A 8.7: Kombinationsbeiwerte ψ [136]

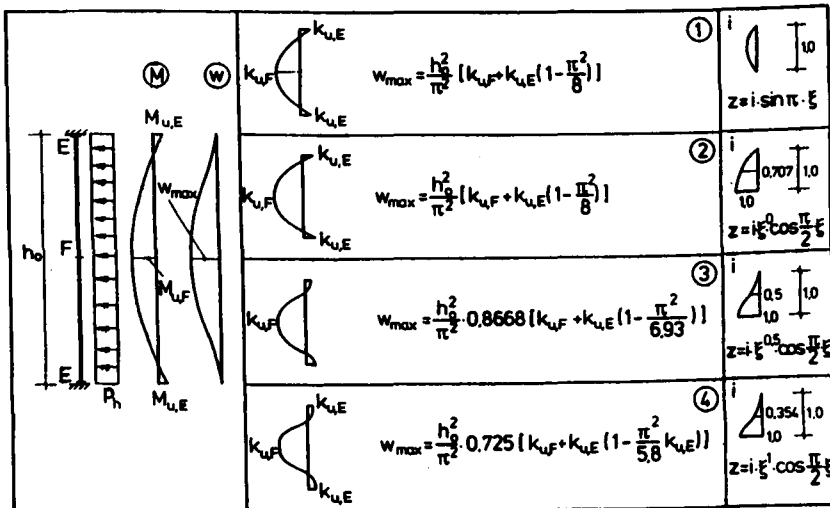


Tabelle A 8.8: Formeln zur Berechnung der Wandsdurchbiegung w_{max} aus den Krümmungen $k_{u,i}$

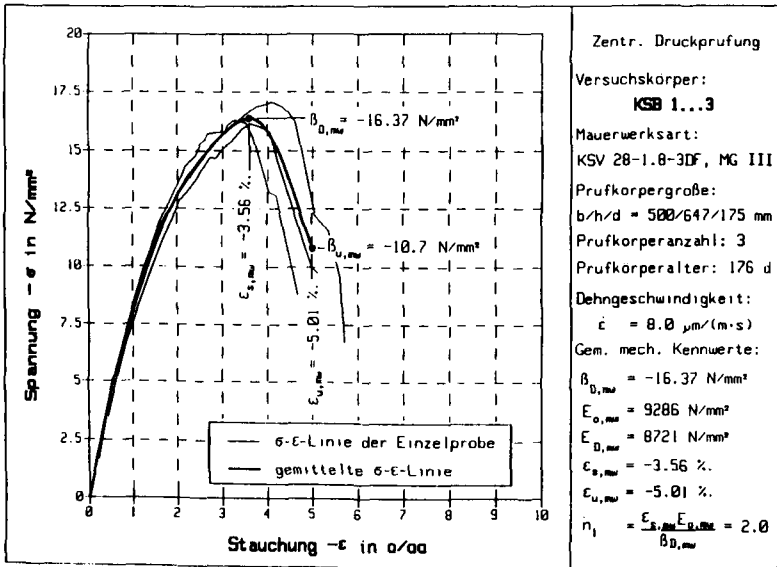


Bild A.3.1: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchten Mauerwerks

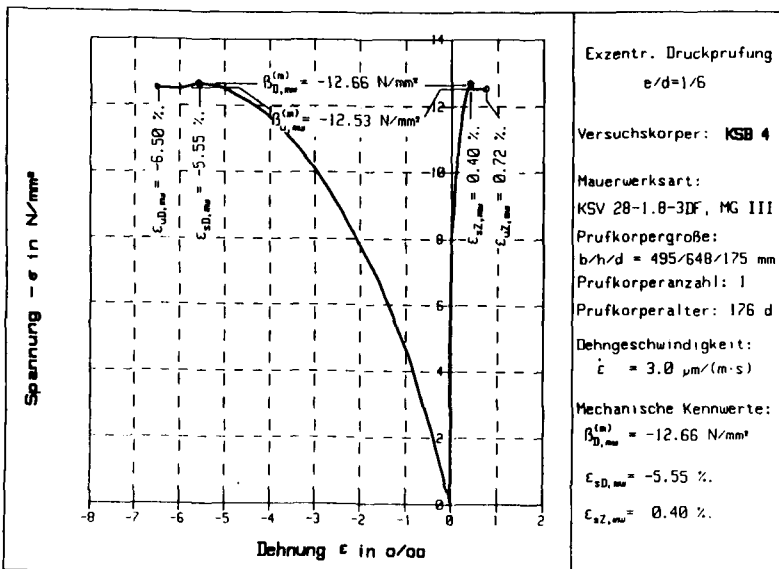


Bild A.3.2: Spannungs-Dehnungslinien eines exzentrisch druckbeanspruchten Mauerwerkskörpers

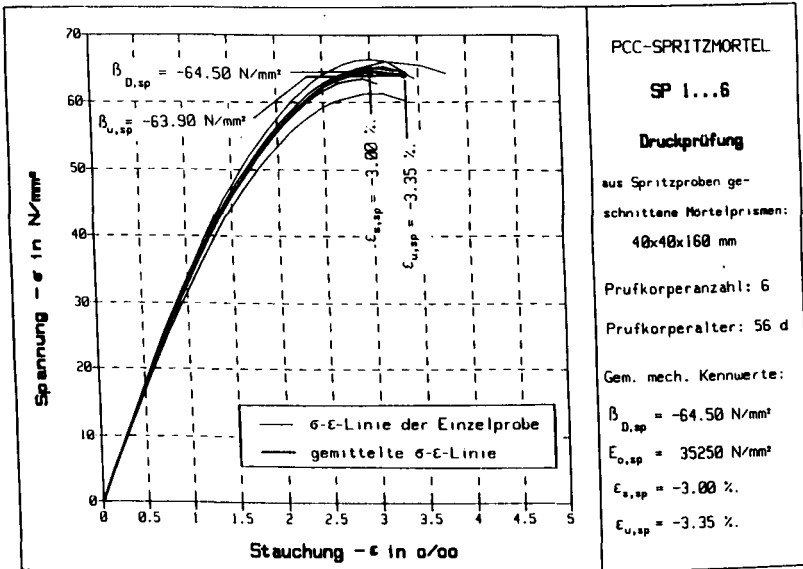


Bild A 3.3: Spannungs-Dehnungslinien in Längsrichtung druckbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen (aus Spritzproben geschnitten)

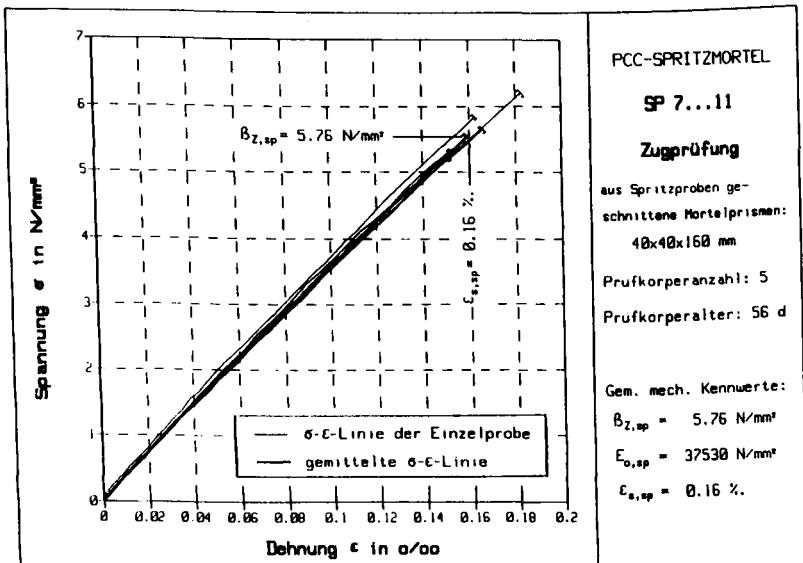


Bild A 3.4: Spannungs-Dehnungslinien in Längsrichtung zugbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen (aus Spritzproben geschnitten)

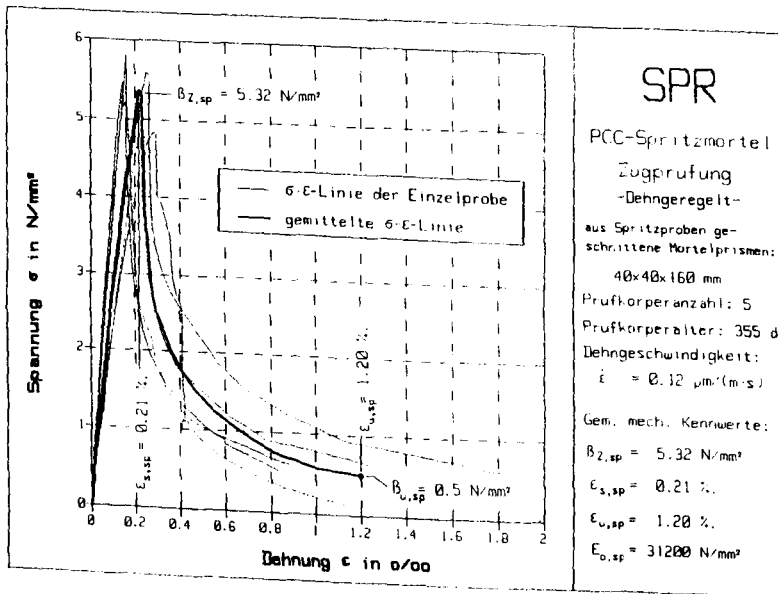


Bild A 3.5: Spannungs-Dehnungslinien zugbeanspruchter PCC-Spritzmörtelprismen (aus Spritzproben geschnitten)

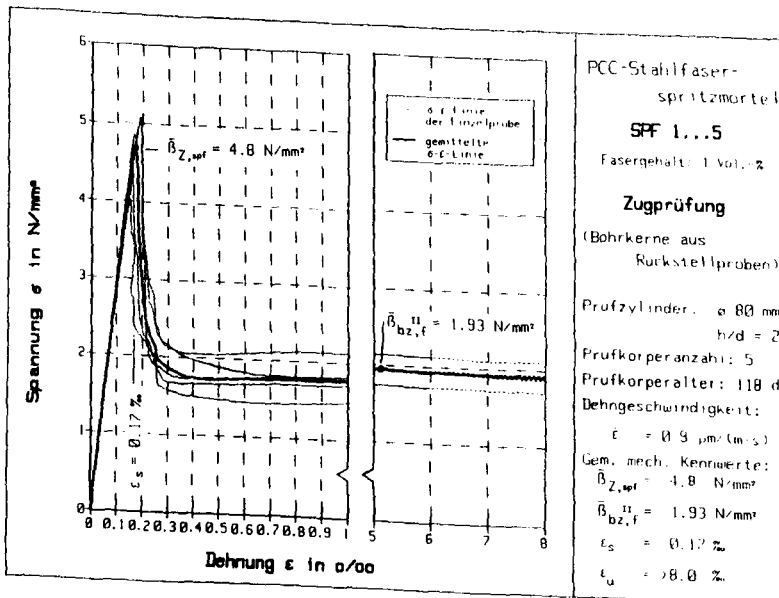


Bild A 3.6: Spannungs-Dehnungslinien zugbeanspruchter Bohrkerne aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel (aus Spritzproben geschnitten)

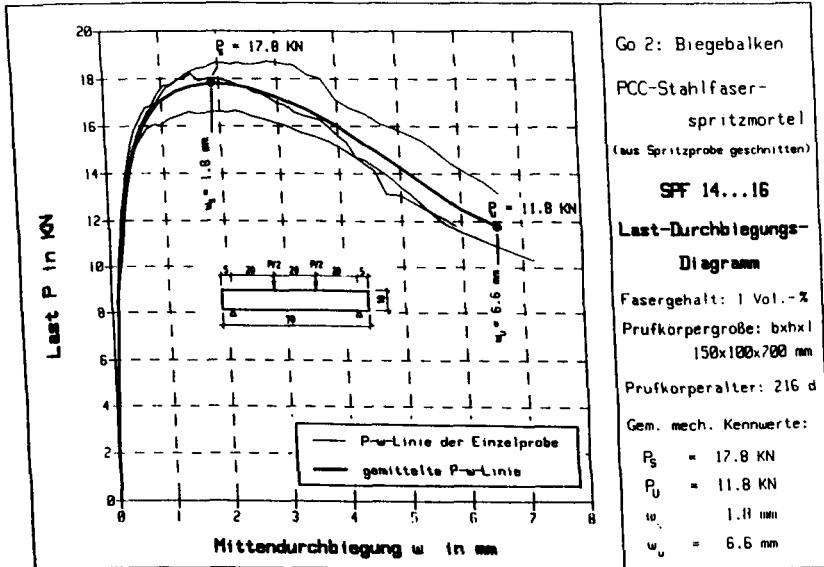


Bild A 3.7: Last-Durchbiegungslinien von Biegezugkörpern aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

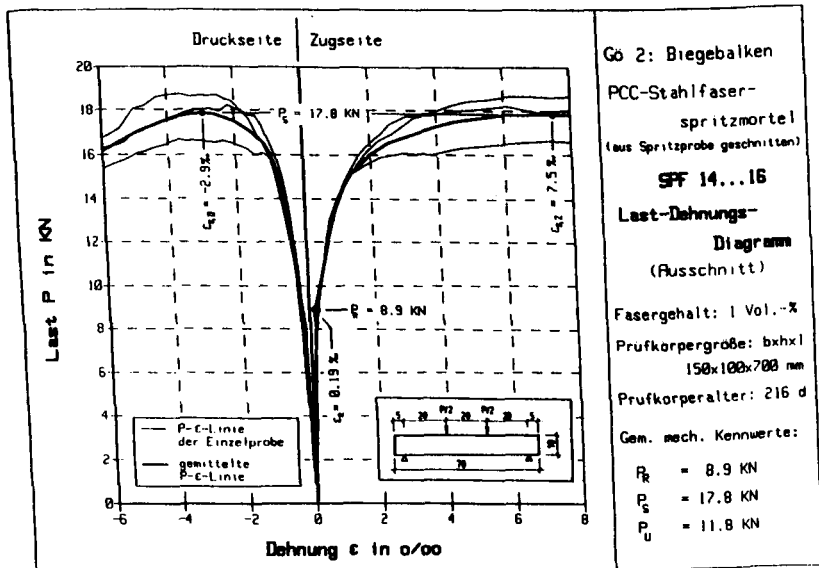
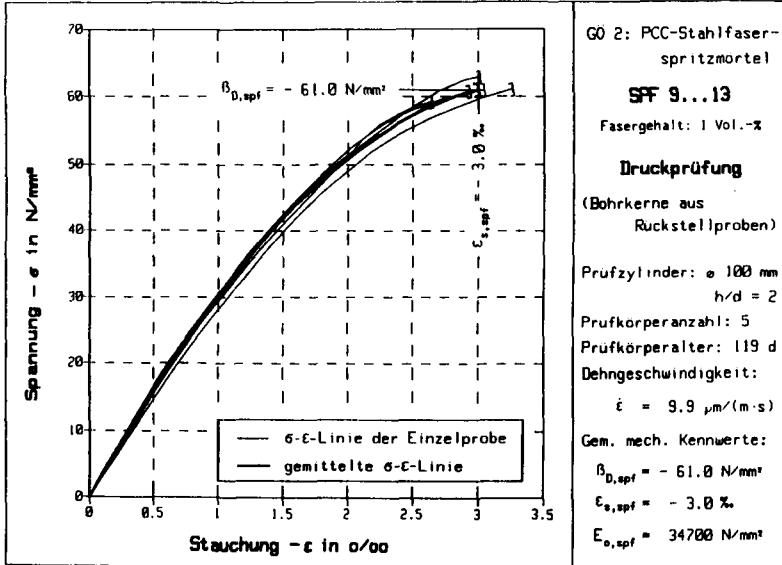
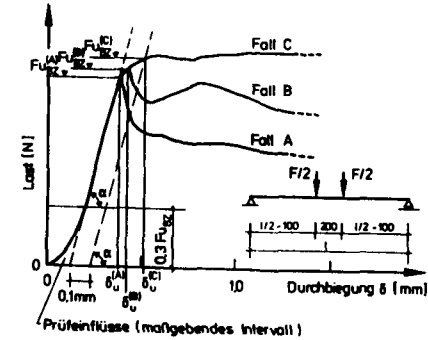


Bild A 3.8: Last-Dehnungslinien von Biegezugkörpern aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel



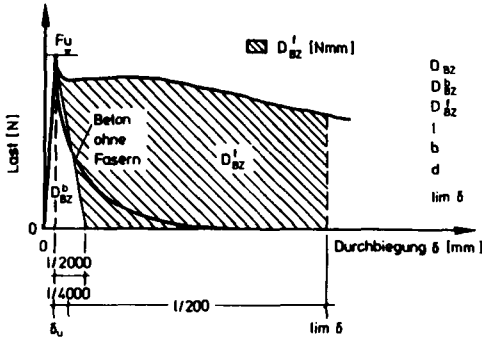
GÖ 2: PCC-Stahlfaser-spritzmörtel
SFF 9...13
 Fasergehalt: 1 Vol.-%
Druckprüfung
 (Bohrkerne aus Rückstellproben)
 Prüfcylinder: ϕ 100 mm
 $h/d = 2$
 Prüfkörperanzahl: 5
 Prüfkörperalter: 119 d
 Dehngeschwindigkeit:
 $\dot{\epsilon} = 9.9 \mu\text{m}/(\text{m}\cdot\text{s})$
 Gem. mech. Kennwerte:
 $\beta_{0,spf} = 61.0 \text{ N/mm}^2$
 $\epsilon_{s,spf} = 3.0 \%$
 $E_{0,spf} = 34700 \text{ N/mm}^2$

Bild A 3.9: Spannungs-Dehnungslinien druckbeanspruchter Bohrkerne aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel



- α = max α der Last-Durchbiegung-Kurve im Biegezugversuch nach Abschnitt 4
- F_u = Maximalwert der Last im maßgebenden Intervall von 0,1 mm [N]
- l = Stützweite des Probekörpers [mm]
- b = Breite des Probekörpers [mm]
- d = Dicke des Probekörpers [mm]

$$\beta_{BZ(II),spf} = \frac{3(l-200)}{2b \cdot d^2} \cdot F_u \quad [\text{N/mm}^2]$$



- D_{BZ} = Arbeitsvermögen (Fläche unter der F- δ -Linie)
- D_{BZ}^b = Arbeitsvermögen des Betons
- D_{BZ}^f = Arbeitsvermögen auf Grund der Faserwirkung im Riß [Nmm]
- l = Stützweite des Probekörpers [mm]
- b = Breite des Probekörpers [mm]
- d = Dicke des Probekörpers [mm]
- $\lim \delta$ = $\delta_u \cdot \frac{1}{4000} + \frac{1}{200}$ [mm]

$$\dot{\alpha}_{\text{äqu}} \beta_{BZ(II),spf} = \frac{300}{b \cdot d^2} \cdot \left(1 - \frac{200}{l}\right) \cdot D_{BZ}^f \quad [\text{N/mm}^2]$$

Bild A 3.10: Berechnung von $\beta_{BZ(I),spf}$ und äqu $\beta_{BZ(II),spf}$ von Biegezugbalken aus PCC-Stahlfaserspritzmörtel

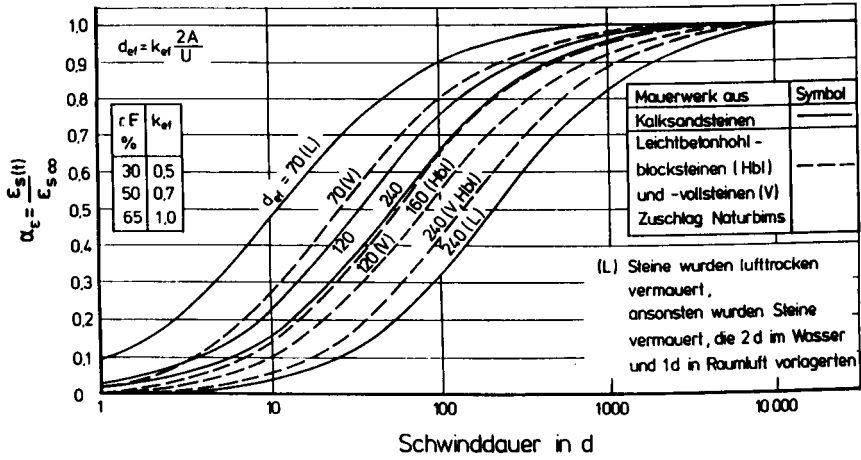


Bild A 4.1: Schwinden von Mauerwerk aus nichtkeramischen Mauersteinen [112]

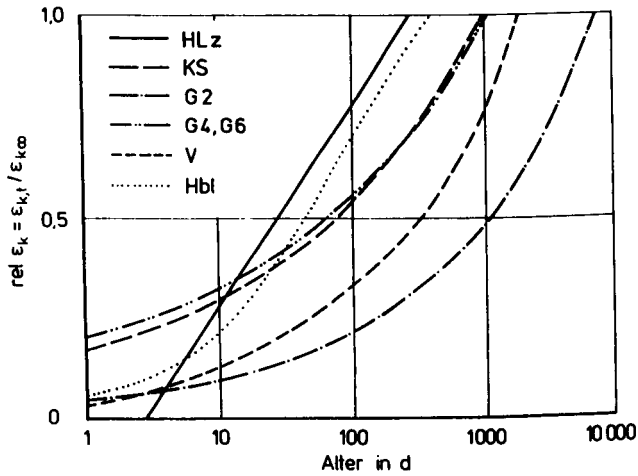


Bild A 4.2: Relative Kriechdehnung $rel \epsilon_k$, bezogen auf die Kriechdehnung bei Erreichen einer Kriechgeschwindigkeit von $100 \cdot 10^{-6} \text{ (mm/m)/d}$ [25]

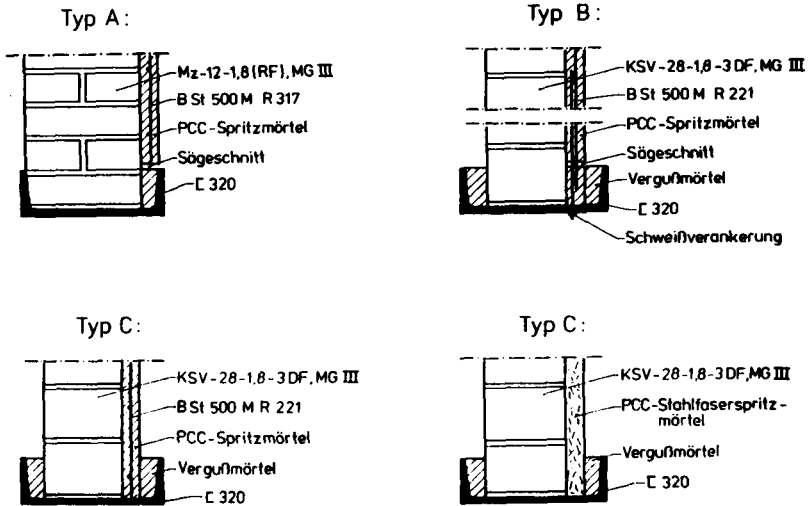


Bild A 5.1: Kopf- und Fußausbildung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände (MWV)

Rissbild der Mauerwerkswand III / 2

Lastabgewandte Seite

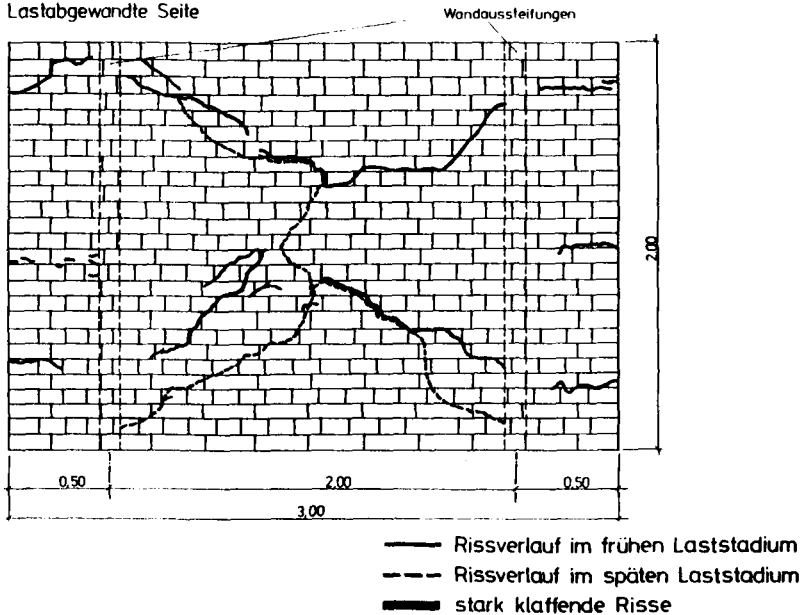


Bild A 5.2: Rißbild einer kreuzweise lastabtragenden unverstärkten Mauerwerkswand

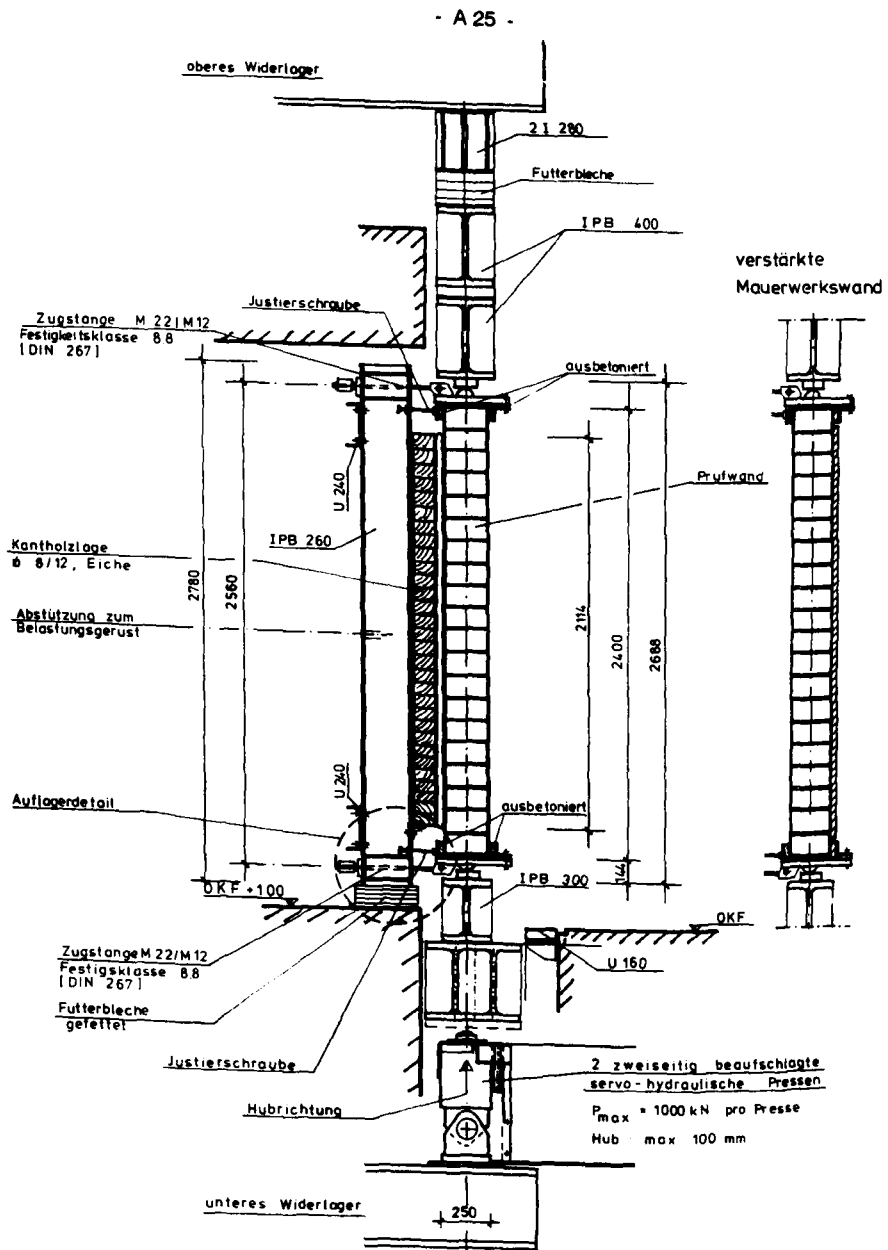
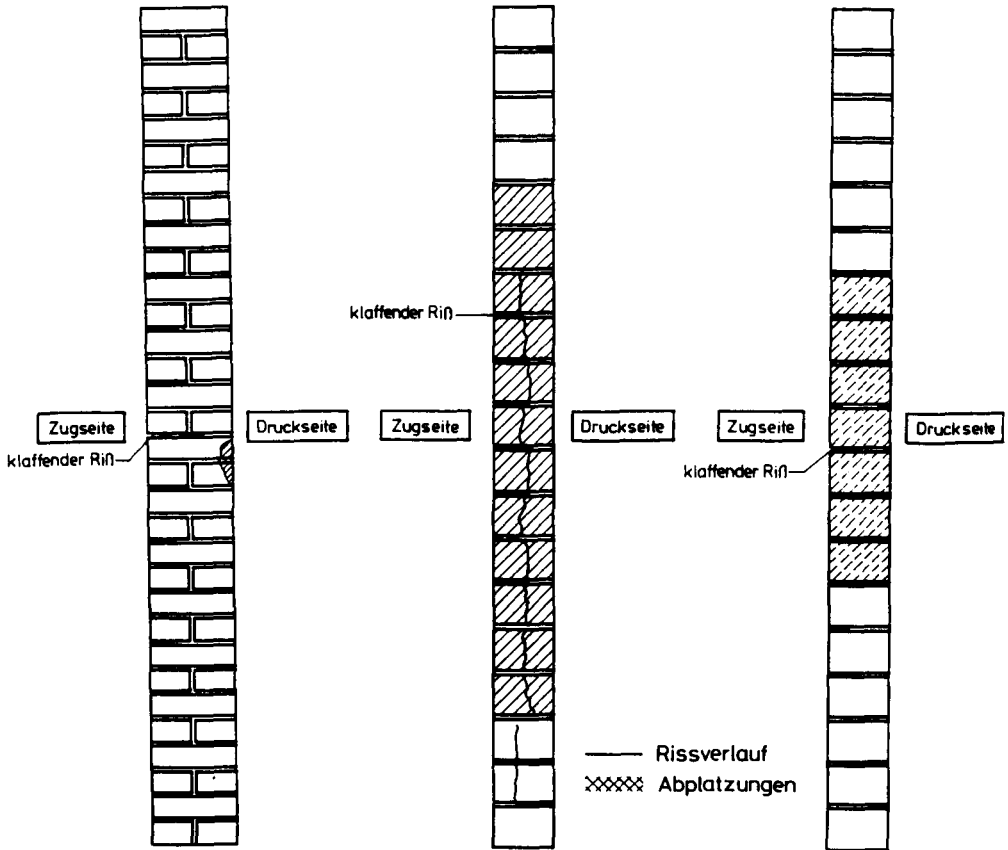


Bild A 5.3: Prüfstand für verstärkte und unverstärkte Mauerwerkswände

Rißbild Versuchswand I/2
- Stirnseite -

Rißbild Versuchswand II/6
- Stirnseite -

Rißbild Versuchswand II/4
- Stirnseite -

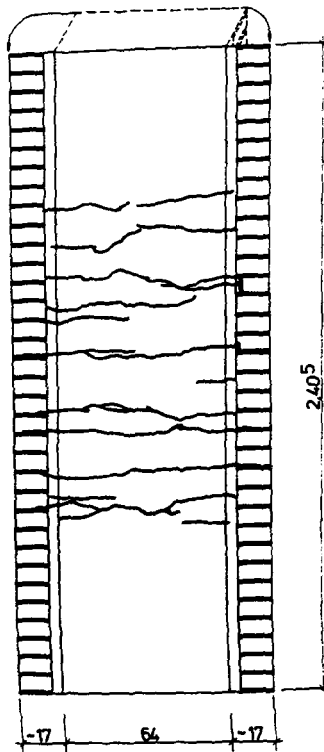


Mauerwerk : Mz 12-1,6-RF MG II
d = 25 cm
Lagerung des Kopf- und
Fußpunktes : gelenkig
Lastabtrag : einachsrig

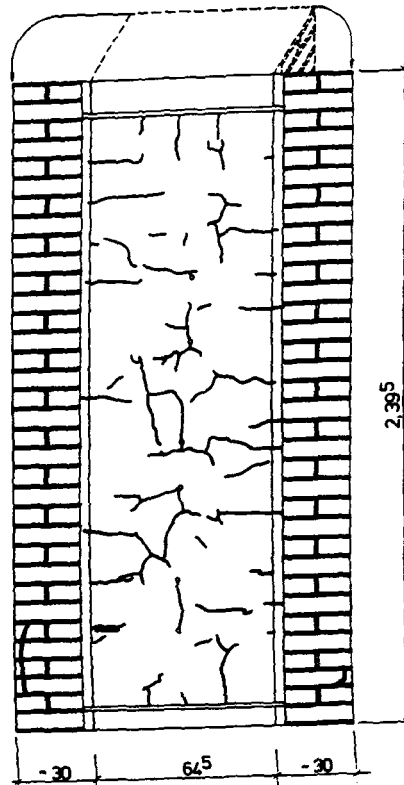
Mauerwerk : Hlz B 28-1,2-3 DF
MG I, d = 17,5 cm
Lagerung des Kopf- und
Fußpunktes : eingespannt
Lastabtrag : einachsrig

Mauerwerk : KSV 20-1,6-3 DF
MG I, d = 17,5 cm
Lagerung des Kopf- und
Fußpunktes : gelenkig
Lastabtrag : einachsrig

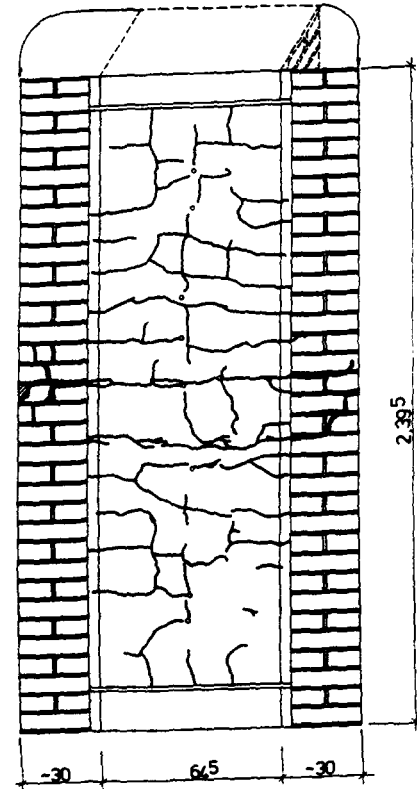
Bild A 5.4: Rißbilder der Stirnseiten einachsrig lastabtragender, unverstärkter Mauerwerkswände



W2
- stahlfaserbewehrt -
Biegebruch



W6
- betonstahlbewehrt -
Schubbruch



W5
- betonstahlbewehrt -
Biegebruch

- Vertikal - Austrittsstelle
- Risse nach der Prüfung
- /// Abplatzungen
- ▬ Trennschnitt in Mörtelschale

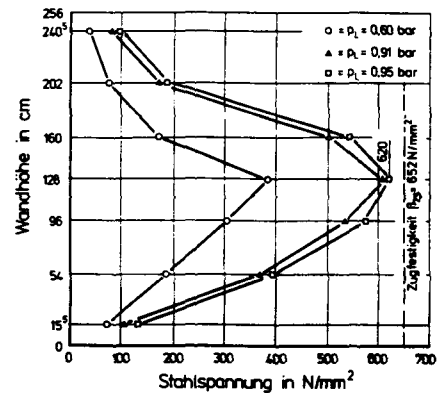
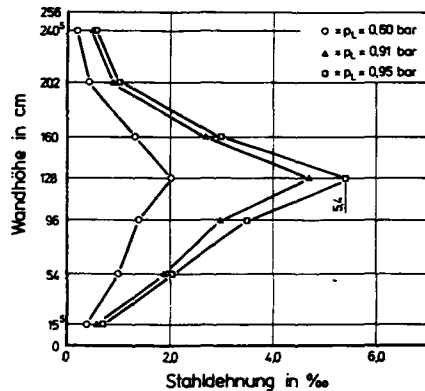
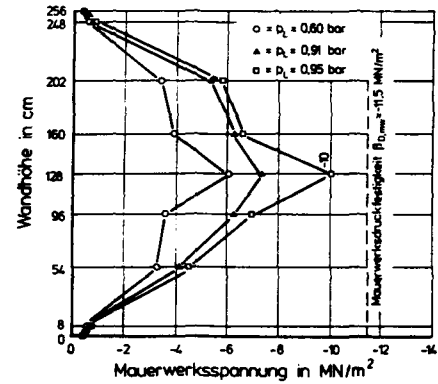
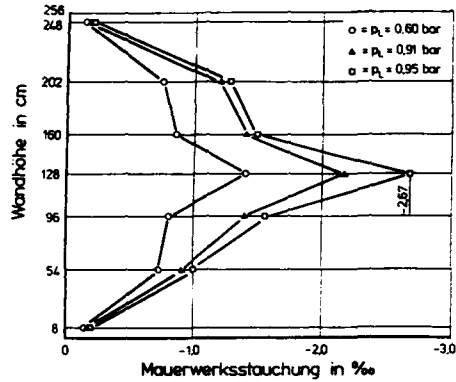
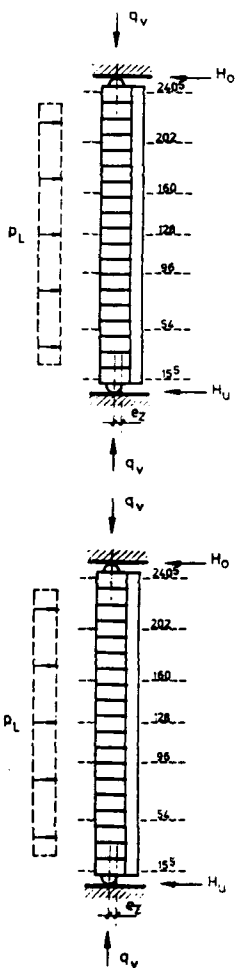
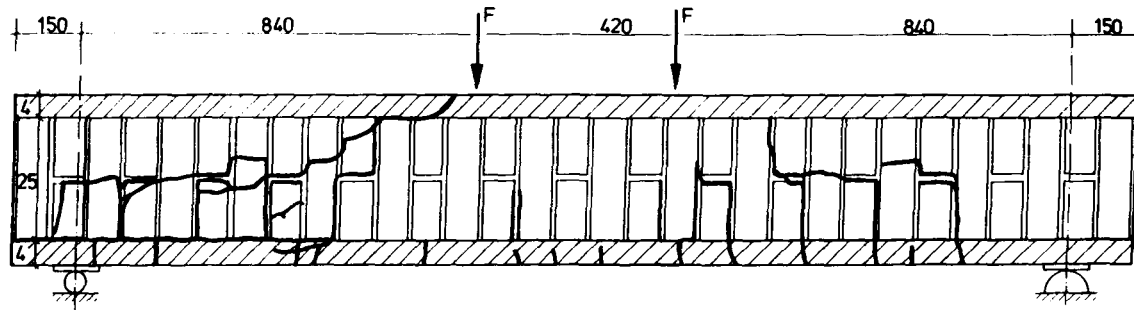


Bild A 5.6: Mauerwerksstauchungen und -spannungen sowie Stahldehnungen und -spannungen der verstärkten Versuchswand W5

Versuchsbalken B2



Versuchsbalken B1

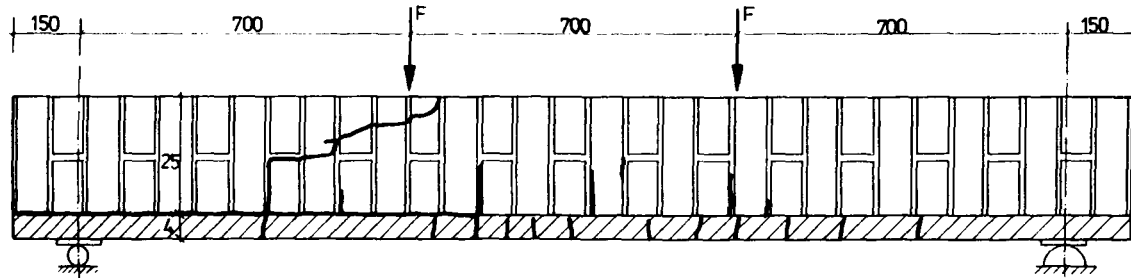
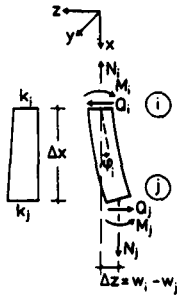


Bild A 6.1: Rißbilder beidseitig durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter Mauerwerksbalken

Verformtes Stabelement : Unbekannte Zustandsgrößen am Stabfang bei vorgegebenen Lagerungsbedingungen



Lagerungsbedingungen	unbekannte Zustandsgrößen
freie Lagerung	φ, w
gelenkige Lagerung	Q, φ
starre Einspannung	M, Q
gedeferte Verschiebung	φ, w
gedeferte Verdrehung	Verknüpfung $Q = c \cdot w$ Q, φ Verknüpfung $M = c \cdot \varphi$

Verformungsdifferenz Δz zwischen ① und ② :

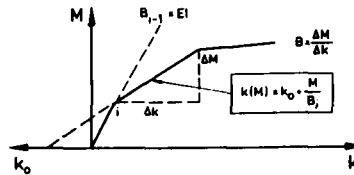
$$\Delta z = -\varphi \cdot \Delta x - (2k_{z,i} + k_{z,j}) \frac{\Delta x^2}{6}$$

Momentengleichgewicht :

$$M_{y,j} = M_{y,i} + Q_{z,i} \cdot \Delta x - N_{x,i} \cdot \Delta z$$

$$M_{y,i} = M_{y,j} + \Delta x \cdot [Q_{z,i} + N_{x,i} \cdot (\varphi_i + \frac{\Delta x}{6} \cdot (2 \cdot k_{z,i} + k_{z,j}))]$$

M_y und k_z aus abschnittsweise linearisierter M-k-Linie :



Rekursionsgleichungen zur Bestimmung der Zustandsgrößen :

$$M_{y,i} = \frac{M_{y,j} + \Delta x [Q_{z,i} + N_{x,i} (z_i + \frac{\Delta x}{6} (2k_{z,i} + k_{z,0}))]}{1 - N_{x,i} \frac{\Delta x^2}{6}}$$

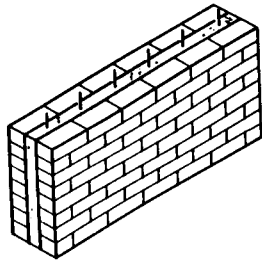
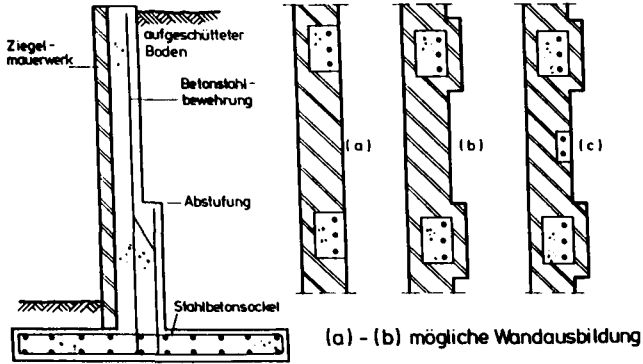
$$k_{z,i} = k_{z,0} + \frac{M_{y,j}}{B}$$

$$w_j = w_i - \Delta x [\varphi_i + \frac{\Delta x}{6} (2k_{z,i} + k_{z,j})]$$

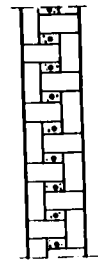
$$\varphi_j = \varphi_i + \frac{\Delta x}{6} (k_{z,i} + k_{z,j})$$

Horizontallast p_h in Knotenlasten $F_{z,i}$ umrechnen. Durch Addition von $F_{z,i-1}$ zu den Schnittgrößen am Ende des Stababschnittes i-1 werden die Schnittgrößen zu Beginn des Stababschnittes i berechnet.

Bild A 6.2: Bestimmung der Zustandsgrößen einachsigt lastabtragender Mauerwerkswände mit Hilfe des Reduktionsverfahrens



Vermörtelte, doppelschalige Ziegel-hohlwandkonstruktion



Quetta-Verband-Konstruktion

Bild A 6.3: Wandkonstruktionen aus bewehrtem Mauerwerk

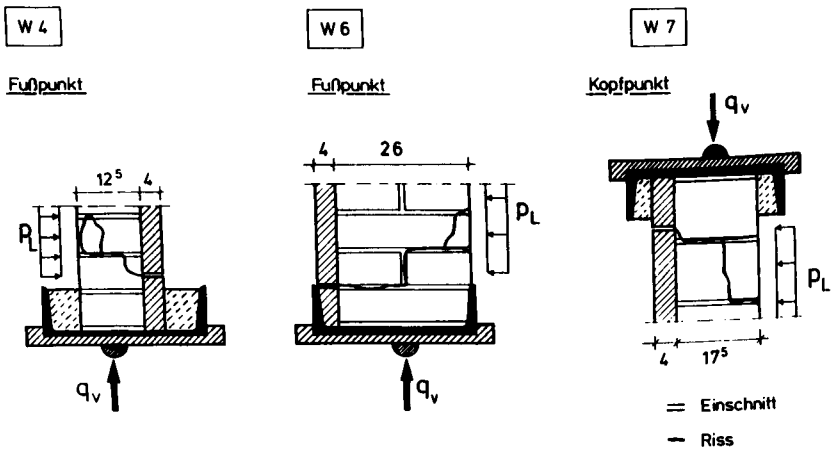
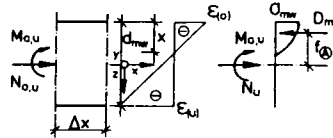
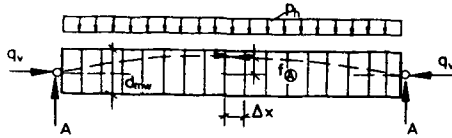


Bild A 6.4: Schubrisse der Mauerwerkswände W4, W6, und W7

(A) unverstärkte Mauerwerkswand



Außere Schnittgrößen :

$$M_{a,u} = M_{ph}$$

$$N_{a,u} = q_v$$

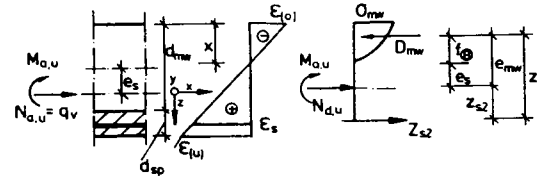
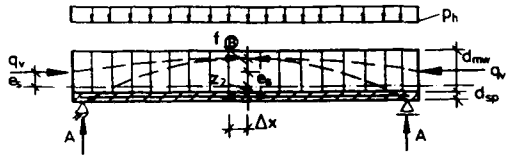
Gleichgewichtsbedingungen

$$\sum Kx = 0 \rightarrow D_{mw} = N_u = q_v$$

$$\sum My = 0 \rightarrow M_{a,u} \stackrel{!}{=} q_v \cdot f_{\oplus}$$

$$M_{ph} \stackrel{!}{=} q_v \cdot f_{\oplus}$$

(B) verstärkte Mauerwerkswand



Außere Schnittgrößen :

$$M_{a,u} = M_{ph} + q_v \cdot e_s$$

$$N_{a,u} = q_v$$

Gleichgewichtsbedingungen

$$\sum Kx = 0 \rightarrow D_{mw} = N_{a,u} + Z_{s2}$$

$$\sum My = 0 \rightarrow M_{a,u} = D_{mw} \cdot e_{mw} + Z_{s2} \cdot z_{s2}$$

$$M_{a,u} = (Z_{s2} + q_v) \cdot e_{mw} + Z_{s2} \cdot z_{s2}$$

$$= Z_{s2} \cdot e_{mw} + q_v \cdot e_{mw} + Z_{s2} \cdot z_{s2}$$

$$= q_v \cdot e_{mw} + Z_{s2} \cdot (e_{mw} + z_{s2})$$

$$M_{ph} + q_v \cdot e_s = q_v \cdot e_{mw} + Z_{s2} \cdot z$$

$$M_{ph} = q_v \cdot (e_{mw} - e_s) + Z_{s2} \cdot z$$

$$M_{ph} = q_v \cdot f_{\oplus} + Z_{s2} \cdot z$$

(C) Verstärkungsfaktor ψ :

$f \stackrel{!}{=} f_{\oplus} \stackrel{!}{=} f_{\ominus}$: geringe Auflasten

$$\psi = \frac{M_{ph}^{(v)}}{M_{ph}^{(u)}} = \frac{q_v \cdot f + Z_{s2} \cdot z}{q_v \cdot f}$$

$$\psi = 1 + \frac{Z_{s2} \cdot z}{q_v \cdot f}$$

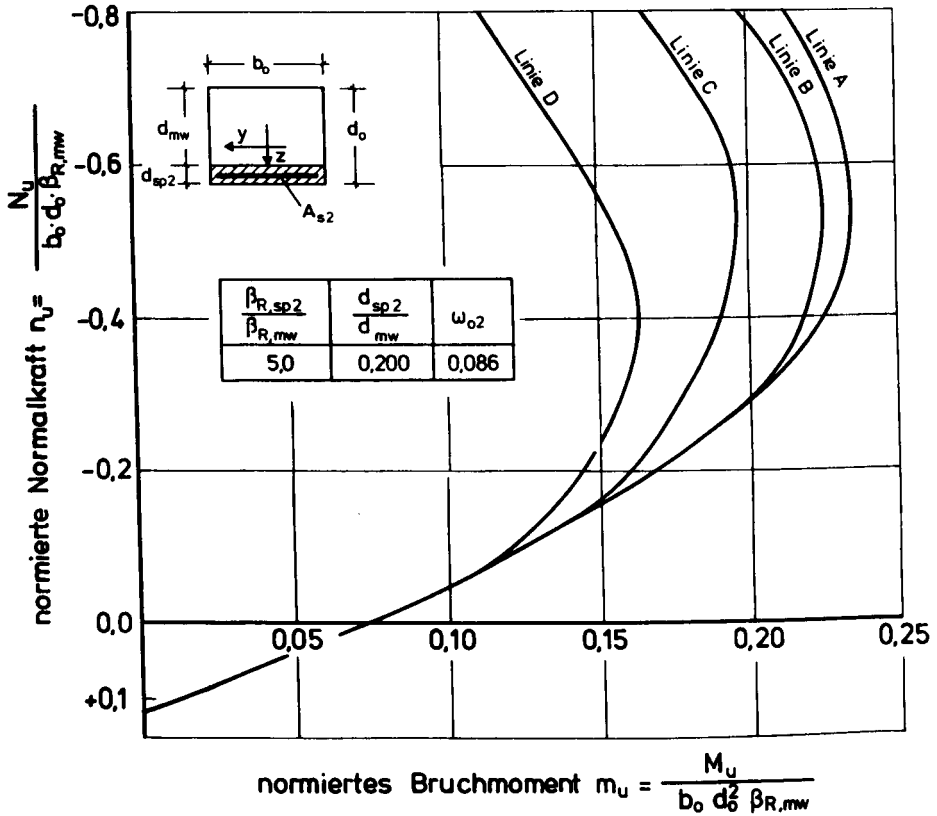
(D) Biegetragfähigkeitszunahme :

$$\Delta M = M_{ph}^{(v)} - M_{ph}^{(u)}$$

$$\Delta M = [q_v \cdot f + Z_{s2} \cdot z] - q_v \cdot f$$

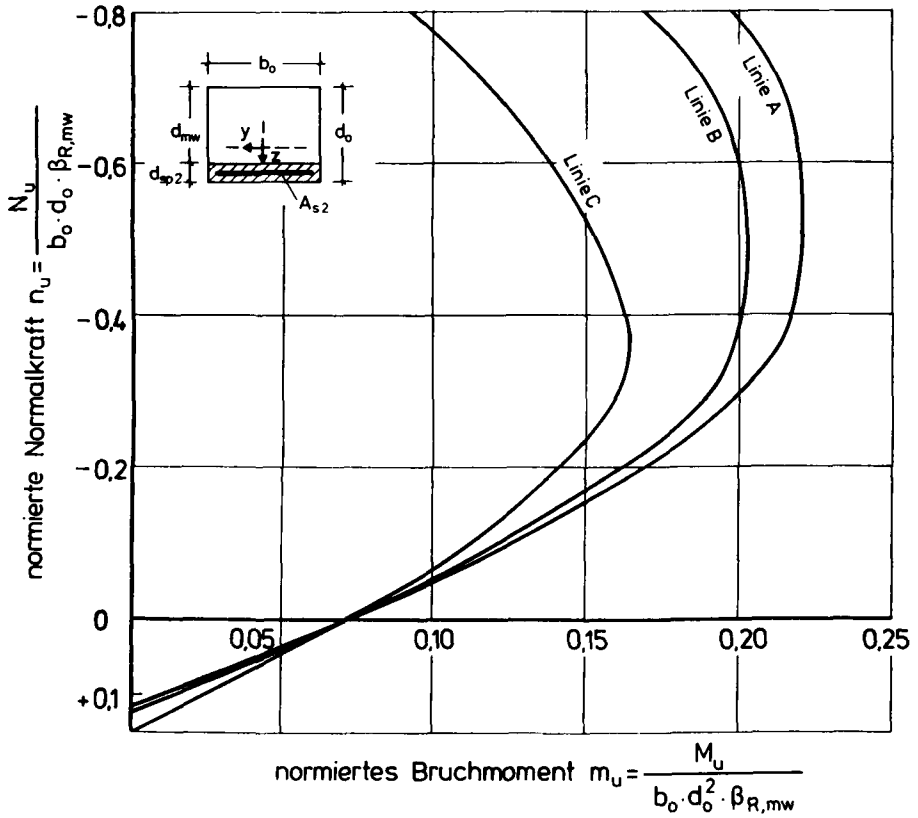
$$\Delta M = Z_{s2} \cdot z$$

Bild A 6.5: Verstärkungsfaktor ψ und Biegemomentenerhöhung durch Verstärkung



	Linie A	Linie B	Linie C	Linie D
SDL, mw				
$\frac{E_{o,sp}}{E_{o,mw}}$	0	3,3	3,3	6,6
n_1	∞	2,0	2,0	1,0

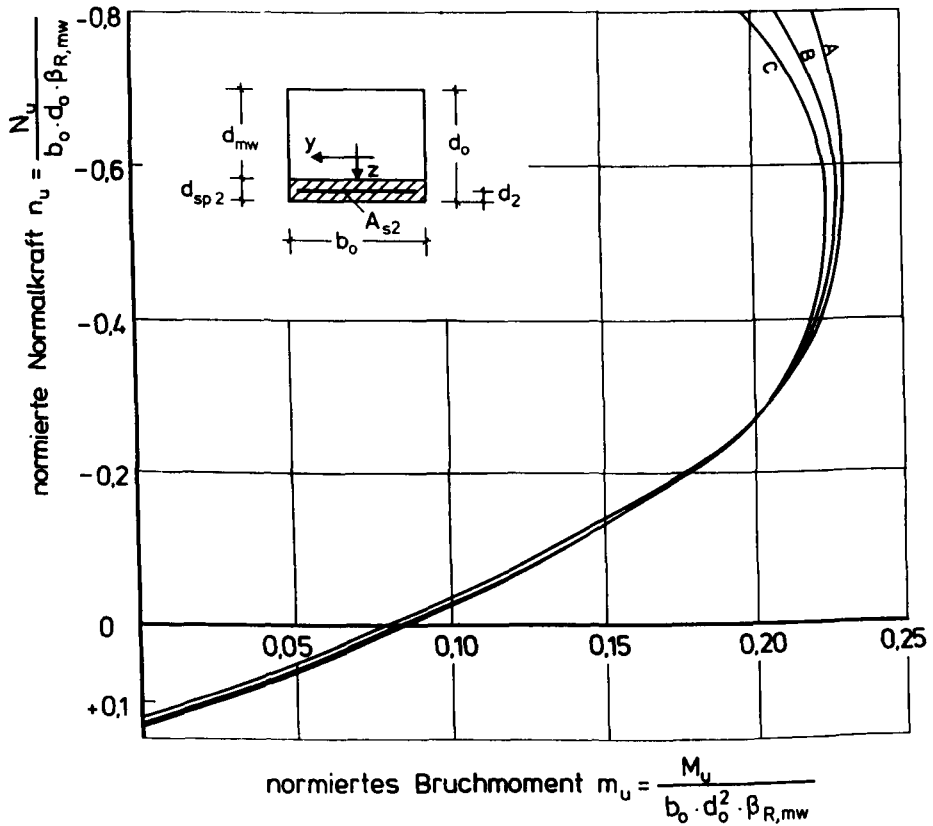
Bild A 7.1: Interaktionslinien von einseitig verstärktem Mauerwerk: Variation des Werkstoffgesetzes von Mauerwerk



	Linie A	Linie B	Linie C
$\frac{\beta_{R,sp}}{\beta_{R,mw}}$	5,0	3,4	1,0

$\frac{d_{sp2}}{d_{mw}} = 0,2$	$\omega_{o2} = 0,086$
--------------------------------	-----------------------

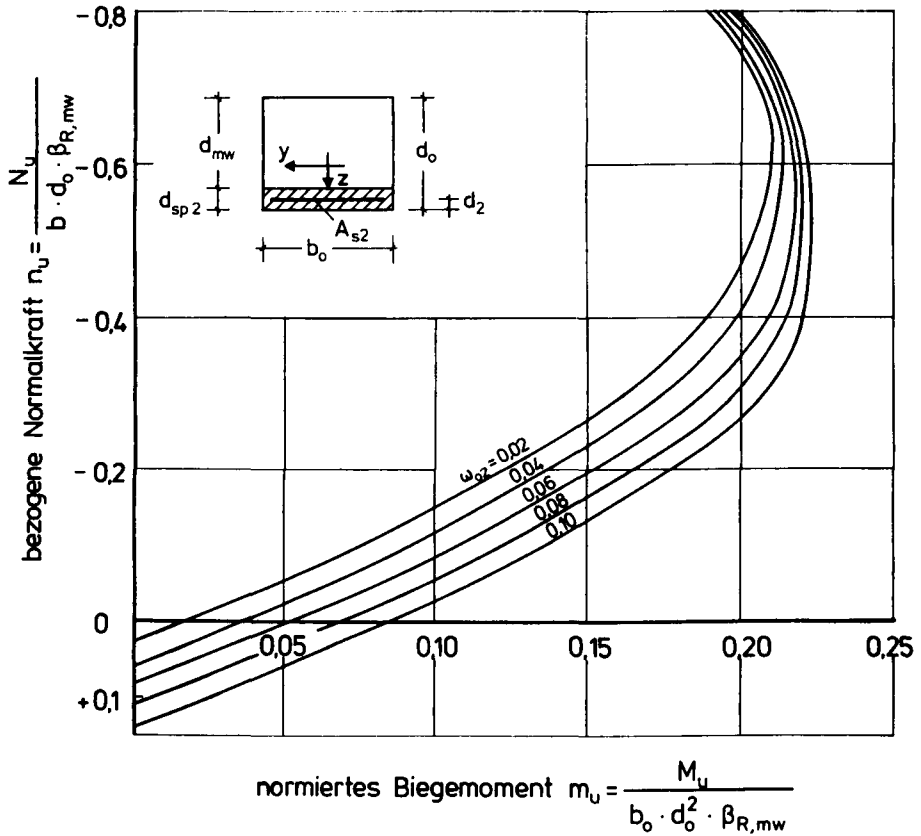
Bild A 7.2: Interaktionslinien von einseitig verstärktem Mauerwerk: Variation der Spritzmörtelgüte



	Linie A	Linie B	Linie C
$\frac{d_{sp2}}{d_{mw}}$	0,43	0,29	0,20

$\frac{\beta_{R,sp2}}{\beta_{R,mw}} = 5$	$\omega_{o2} = 0,10$
--	----------------------

Bild A 7.3: Interaktionslinien von einseitig verstärktem Mauerwerk: Variation des Verhältnisses von Dicke der Spritzmörtelschicht zu Dicke der Mauerwerkschicht

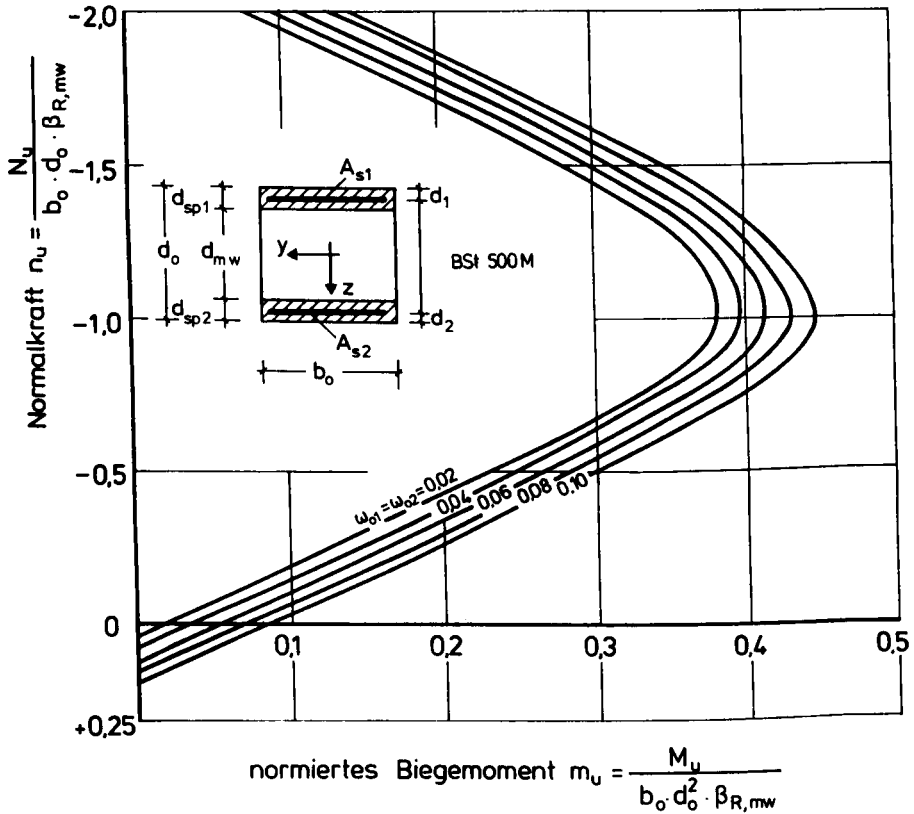


$\frac{\beta_{R,sp}}{\beta_{R,mw}}$	$\frac{\beta_s}{\beta_{R,mw}}$	$\frac{d_{sp}}{d_{mw}}$	$\frac{d_2}{d_o}$
5,0	50	0,2	0,071

BSt 500 M

$$\omega_{s2} = \frac{A_{s2}}{b_o \cdot d_o} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_{R,mw}}$$

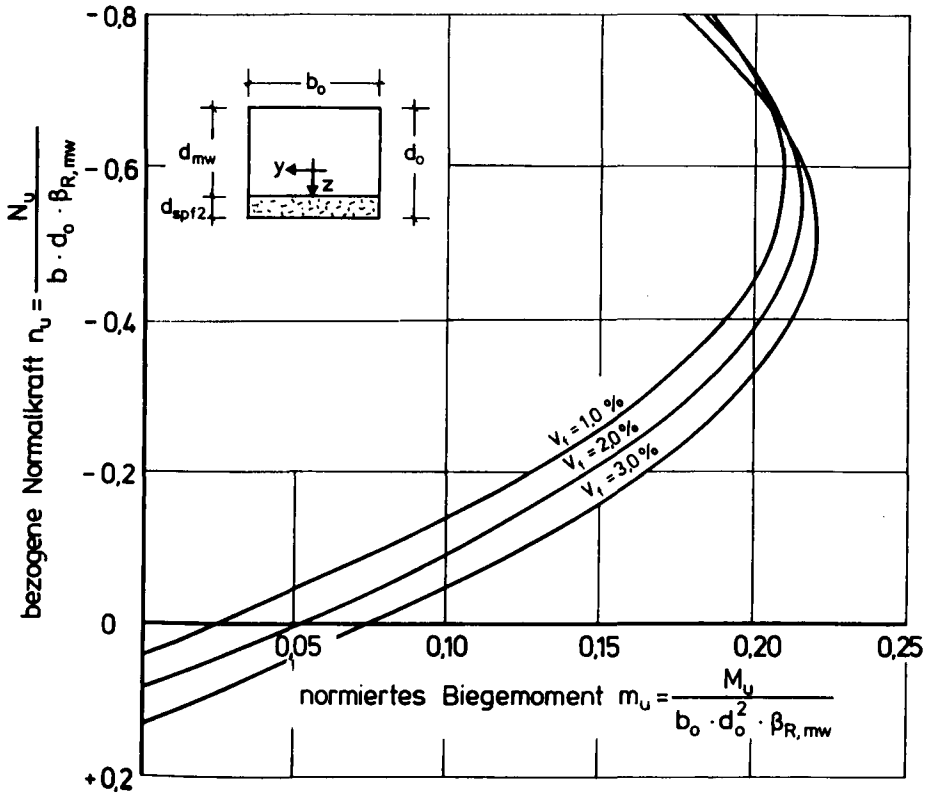
Bild A.7.4: Interaktionslinien von einseitig mit betonstahlbewehrten Ergänzungs-schichten verstärktem Mauerwerk: Variation des geometrischen Bewehrungsgrades



$\frac{\beta_{R,sp}}{\beta_{R,mw}}$	β_s	$\frac{d_{sp,1,2}}{d_{mw}}$	$\frac{d_1}{d_o}$
5,0	50	0,2	0,071

$$\omega_{o1} = \omega_{o2} = \frac{A_{s1}}{b_o \cdot d_o} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_{R,mw}} = \frac{A_{s2}}{b_o \cdot d_o} \cdot \frac{\beta_s}{\beta_{R,mw}}$$

Bild A 7.5: Interaktionslinien von beidseitig mit betonstahlbewehrten Ergänzungs-schichten verstärktem Mauerwerk: Variation des Bewehrungsgehaltes



V_f (Vol.%)	$\frac{\beta_{R,spf}}{\beta_{R,mw}}$	$\frac{d_{spf2}}{d_{mw}}$	$\frac{\beta_{z(III)spf}}{\beta_{R,mw}}$
1.0	5.0	0.2	0.19
2.0	5.0	0.2	0.36
3.0	5.0	0.2	0.54

Bild A 7.6: Interaktionslinien von einseitig mit stahlfaserbewehrten Ergänzungs-schichten verstärktem Mauerwerk

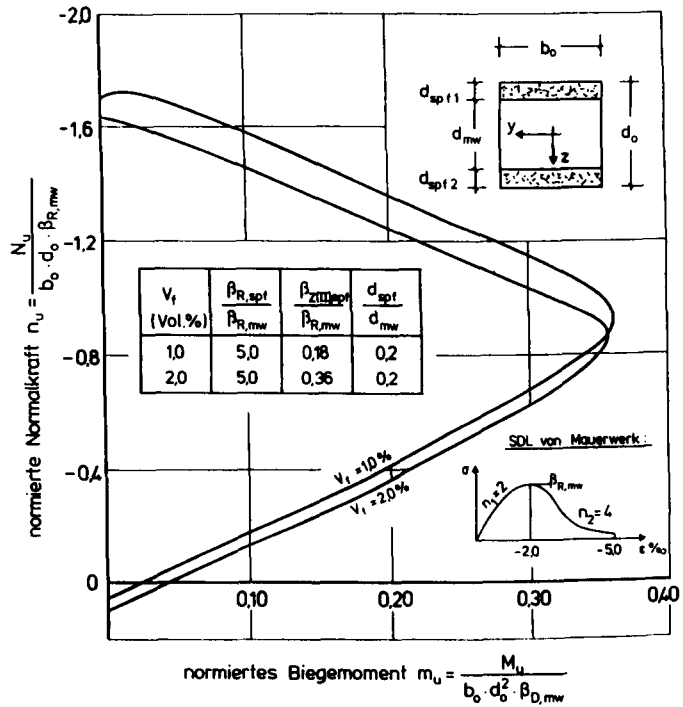


Bild A 7.7: Interaktionslinien von beidseitig mit stahlfaserbewehrten Ergänzungs-schichten verstärktem Mauerwerk

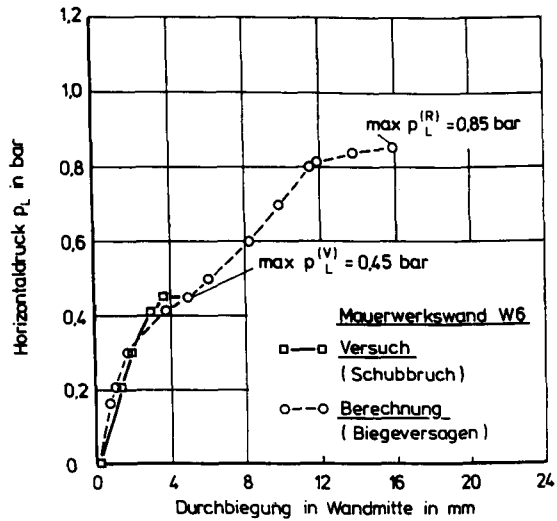
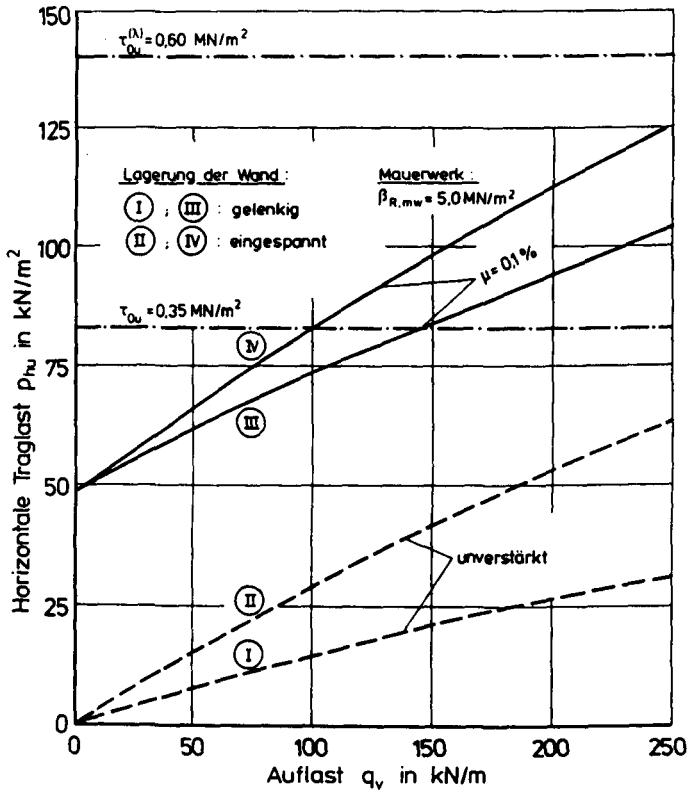
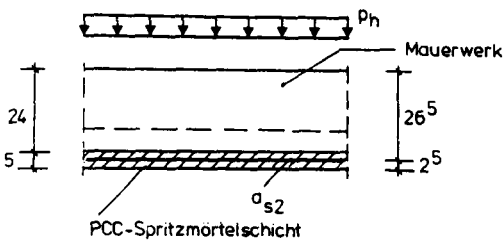


Bild A 7.8: Mittendurchbiegungen der Versuchswand W6



Querschnitt :



System :

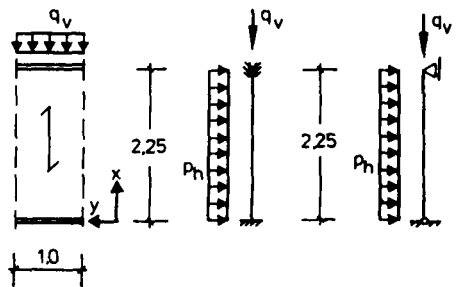
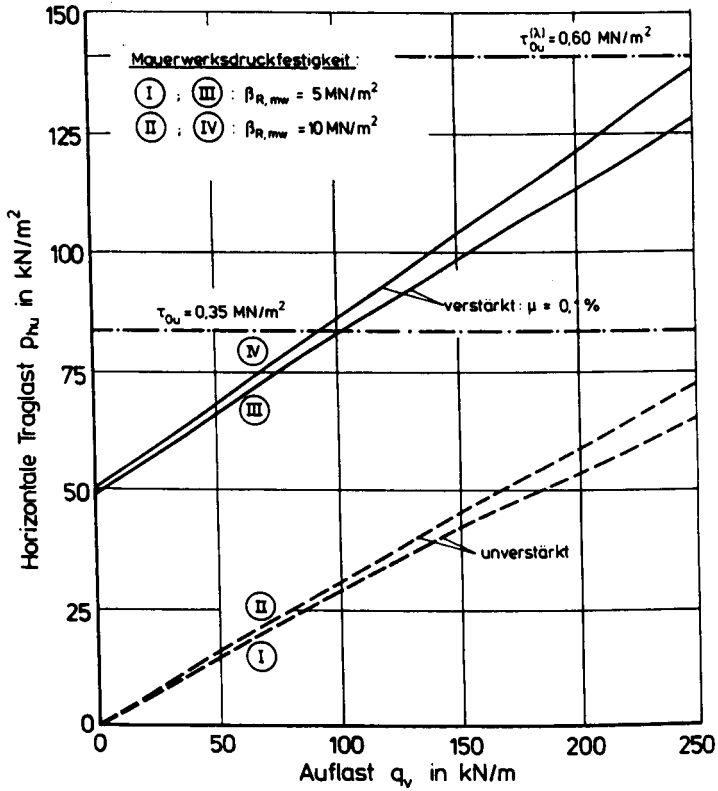
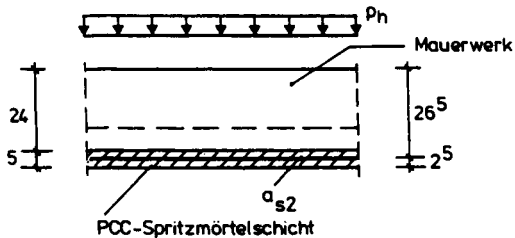


Bild A 7.9: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation der Lagerungsbedingungen



Querschnitt :



System :

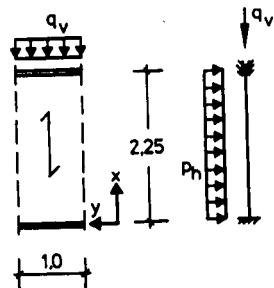
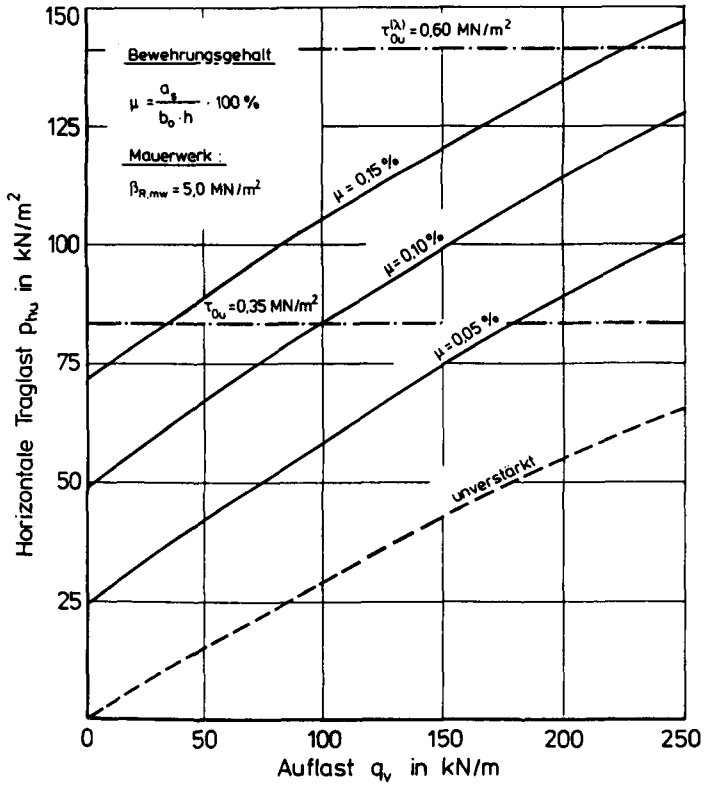
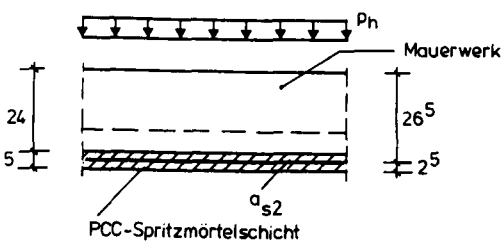


Bild A.7.10: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einseitig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation der Mauerwerksdruckfestigkeit



Querschnitt :



System :

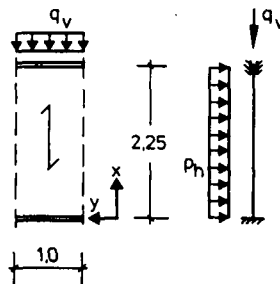
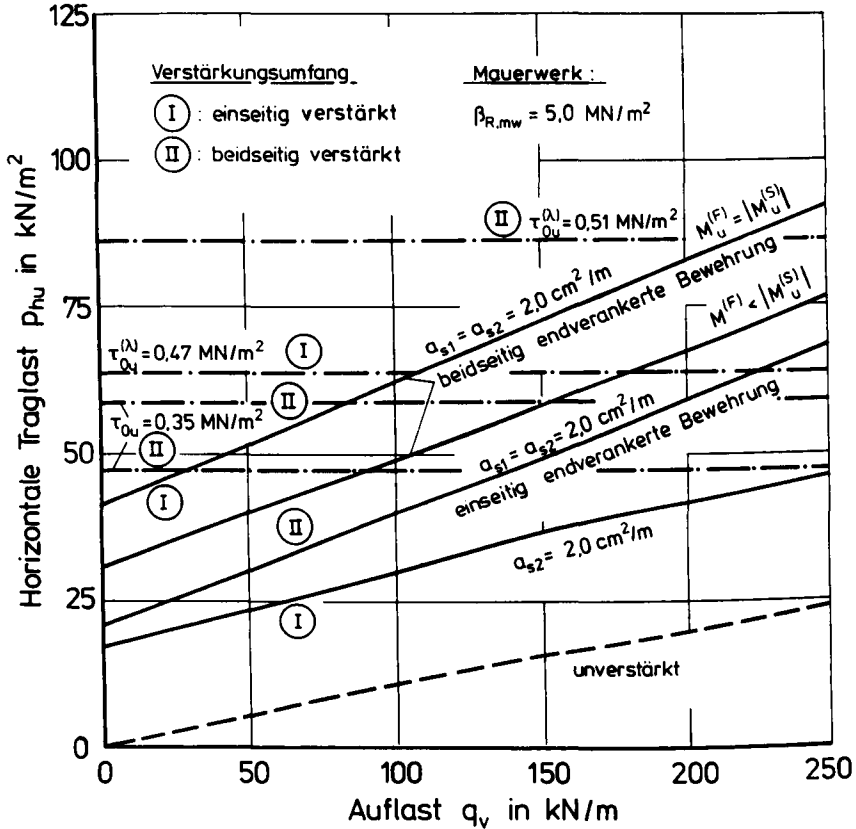
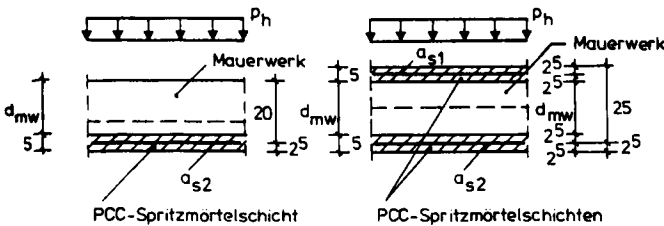


Bild A 7.11: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Bewehrungsgehaltes



Querschnitt :



System

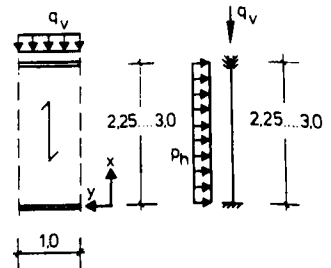
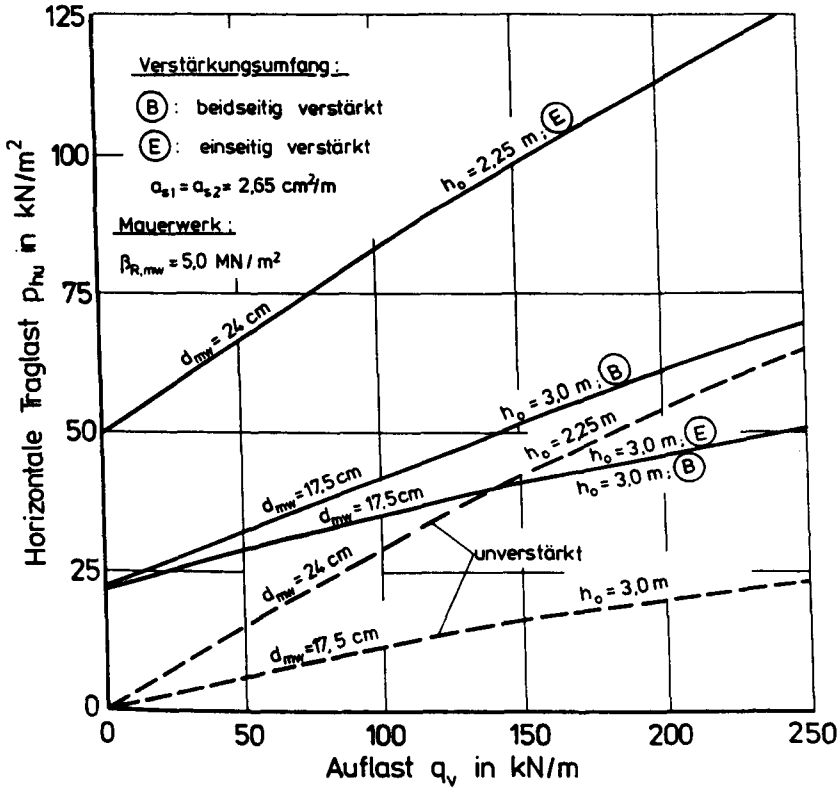
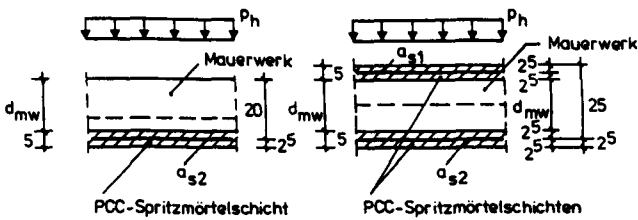


Bild A.7.12: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Verstärkungsumfanges



Querschnitt :



System :

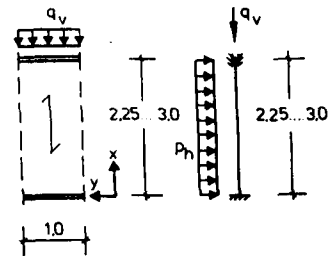


Bild A 7.13: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Verstärkungsumfanges und der Wandabmessungen

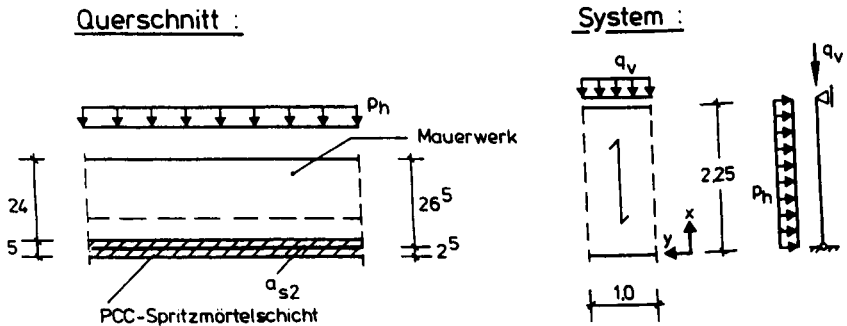
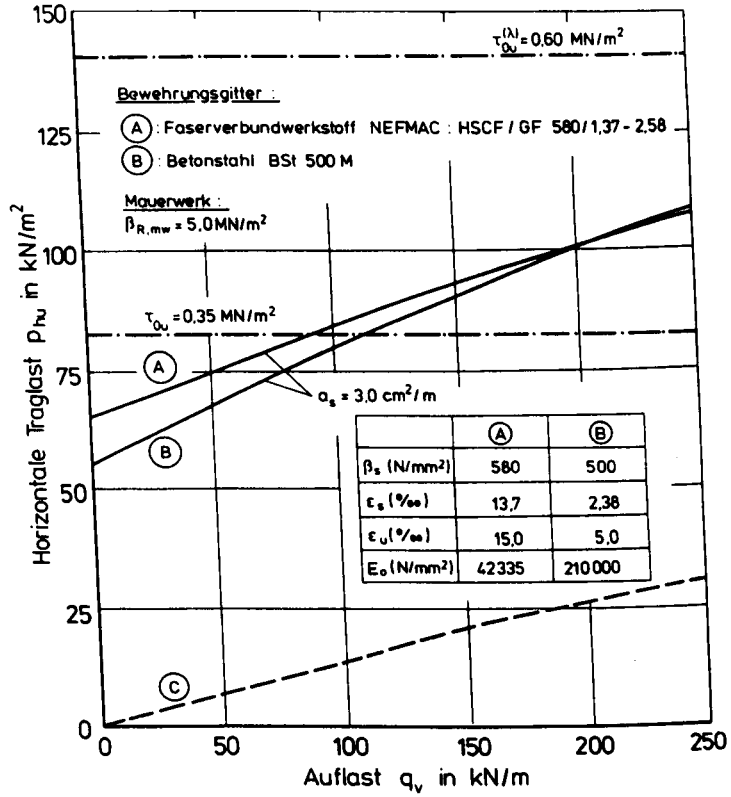


Bild A 7.14: Horizontale Traglasten durch einseitige Ergänzungsschichten verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände mit Bewehrungsmatten aus Betonstahl oder Faserverbundwerkstoffen

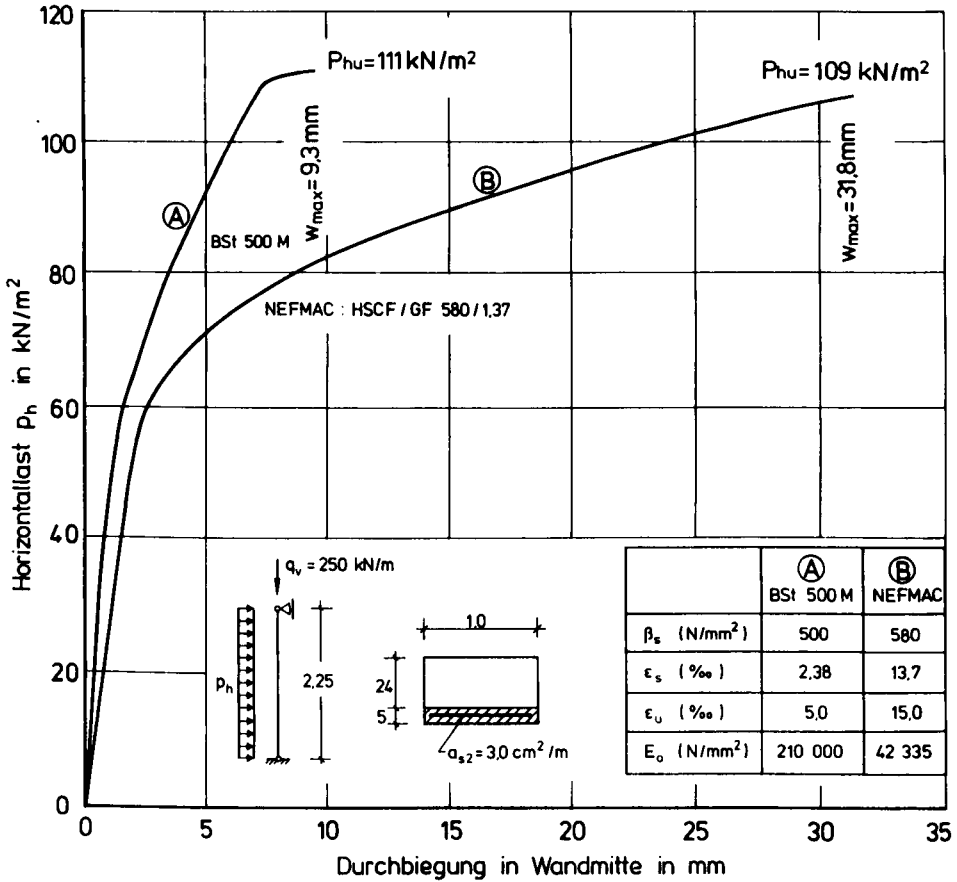
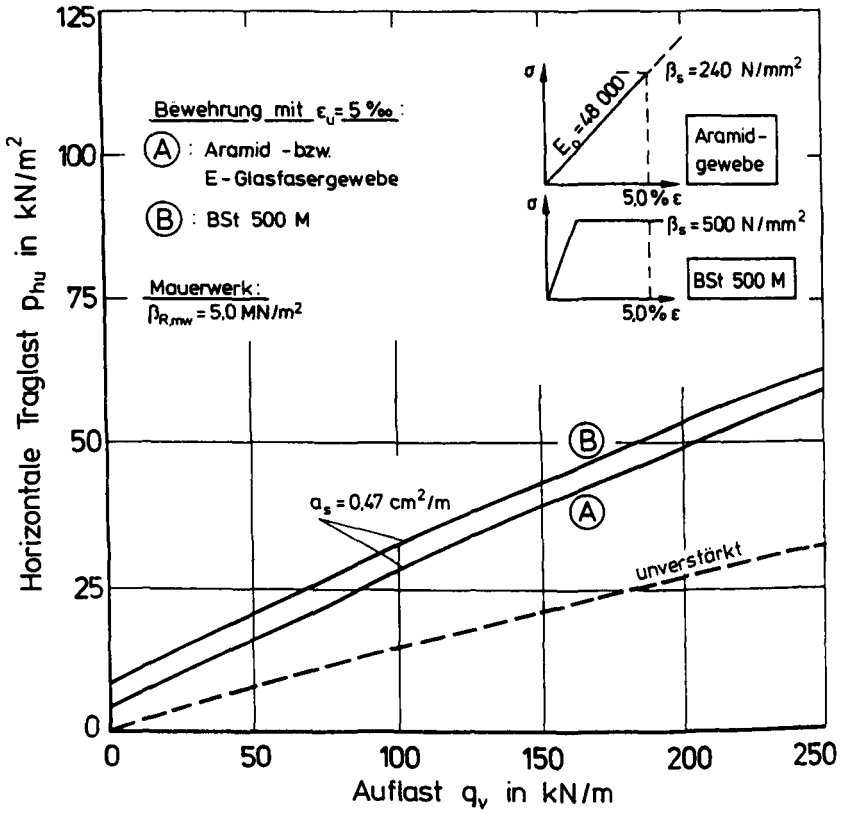
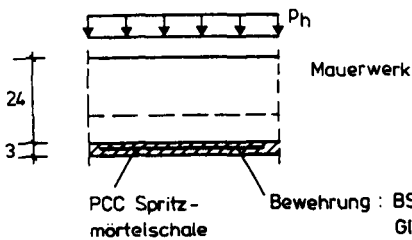


Bild A 7.15: Last-Durchbiegungslinien einseitig verstärkter Mauerwerkswände, deren Ergänzungsschichten mit Betonstahlgewebe oder Matten aus Faserverbundwerkstoffen bewehrt sind



Querschnitt :



System :

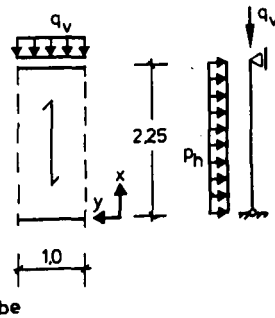
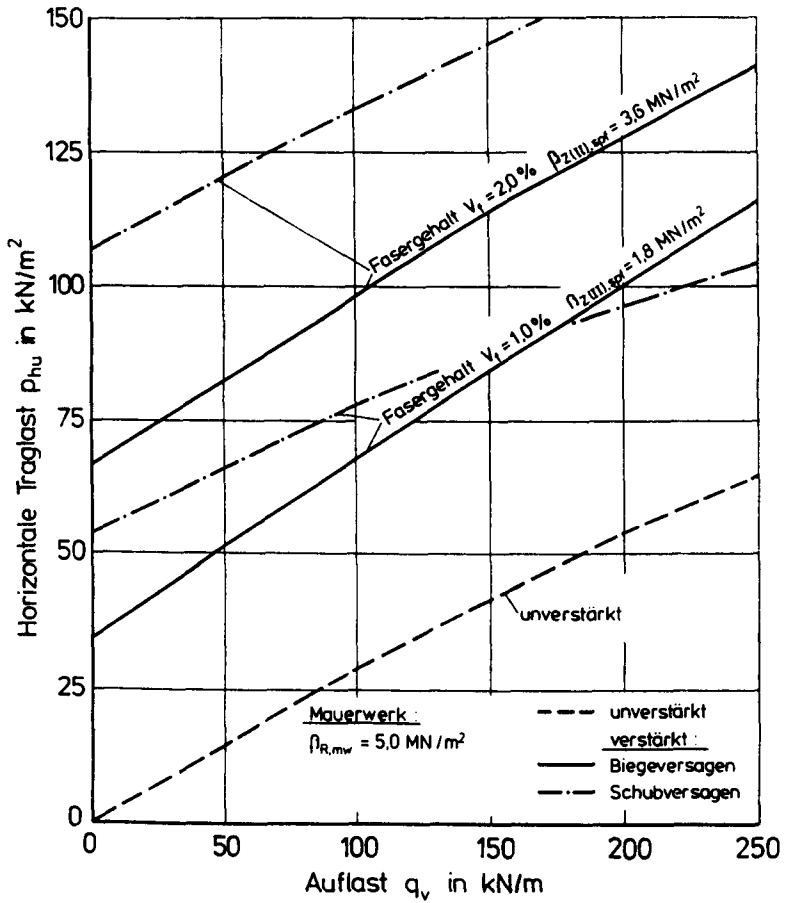
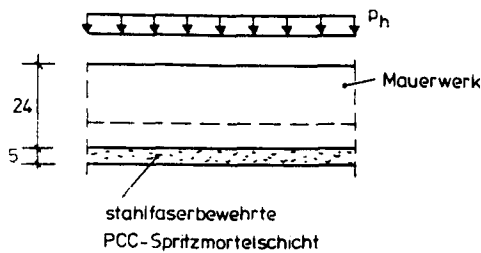


Bild A 7.16: Horizontale Traglasten einseitig verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände: Bewehrung der Ergänzungsschichten aus Betonstahl oder Aramid-Gittergewebe



Querschnitt :



System :

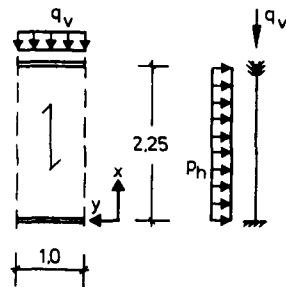
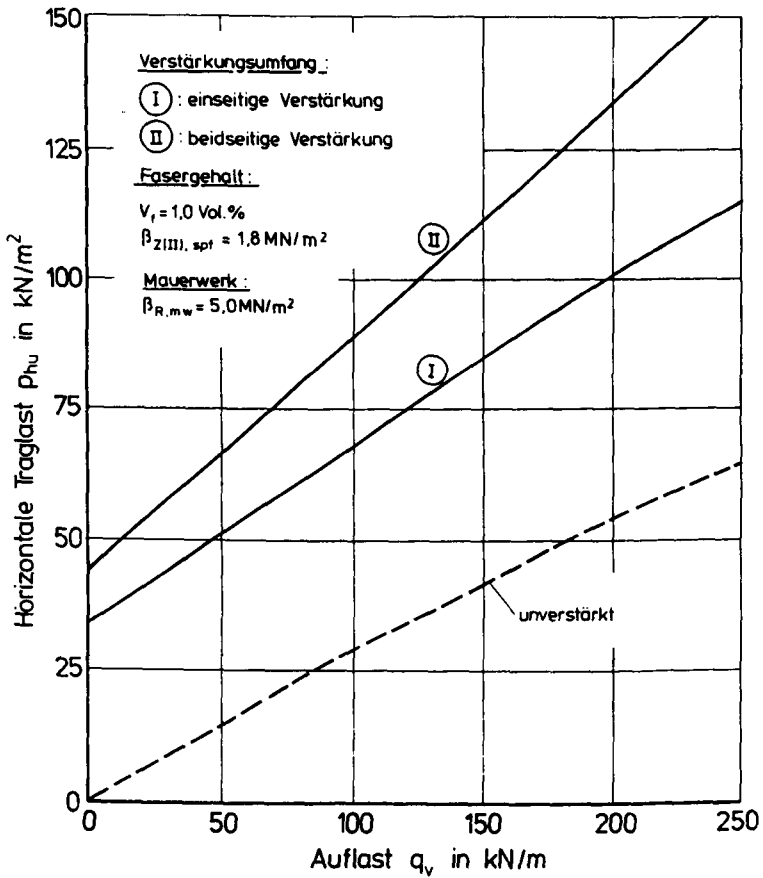
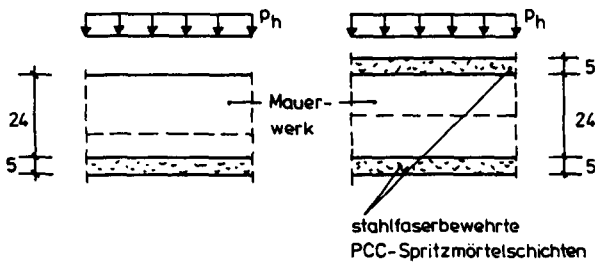


Bild A 7.17: Horizontale Traglasten durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einachsrig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Fasergehaltes



Querschnitt :



System :

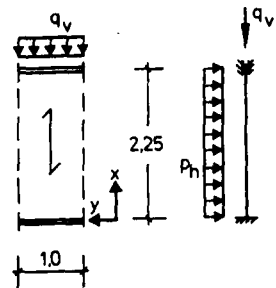
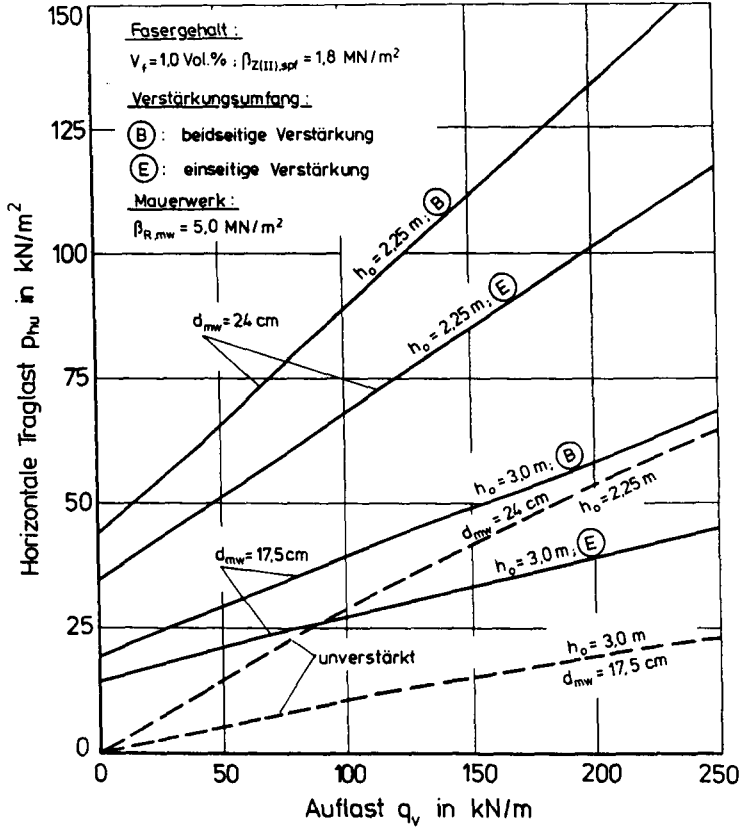


Bild A.7.18: Horizontale Traglasten durch stahlfaserbewehrte Ergänzungs-schichten verstärkter, einachsig lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Verstärkungsumfanges



Querschnitt:

System:

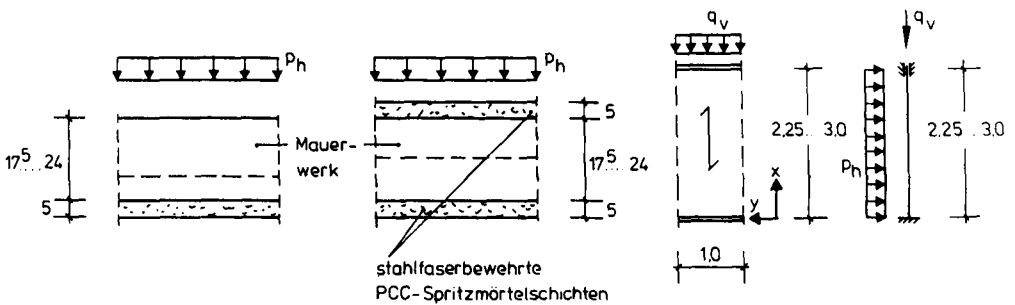
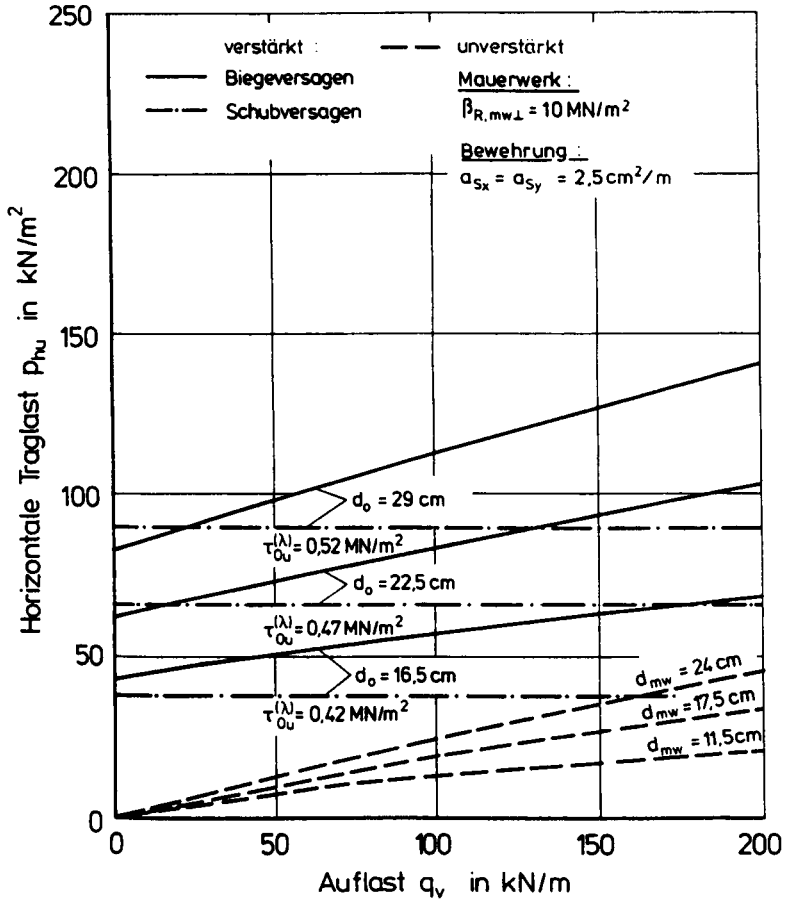


Bild A 7.19: Horizontale Traglasten durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, einachsiger lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Verstärkungsumfanges und der Wandabmessungen



Querschnitt :

System :

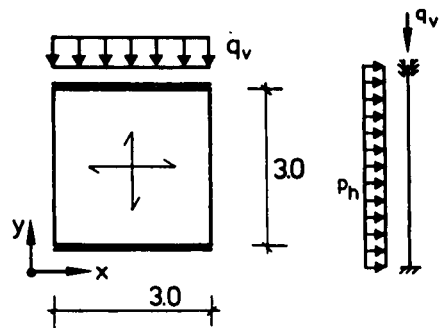
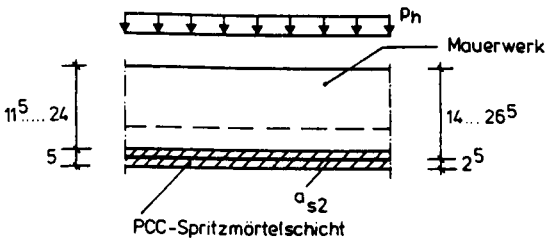
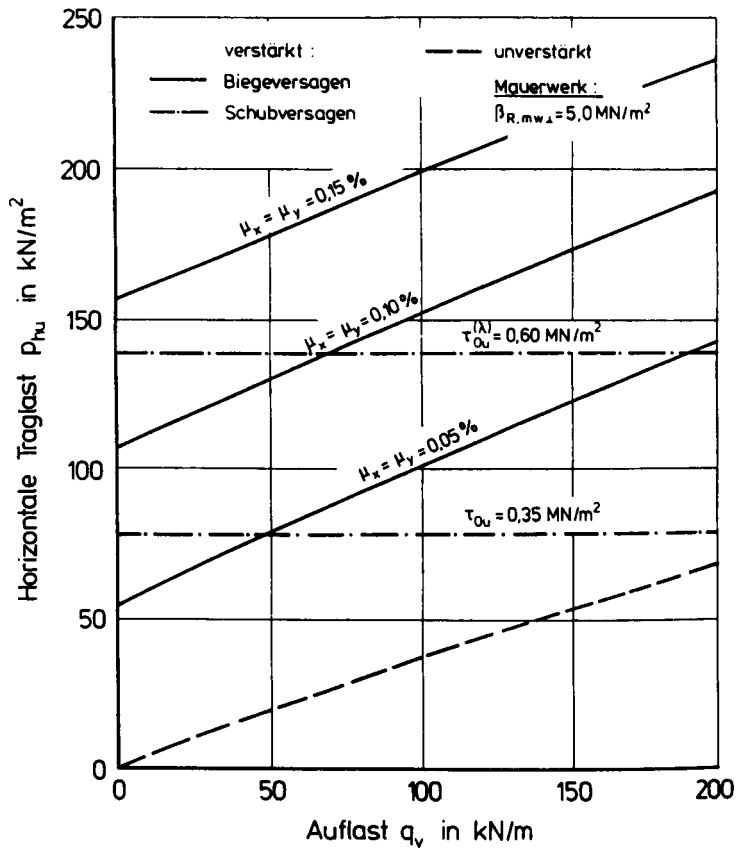
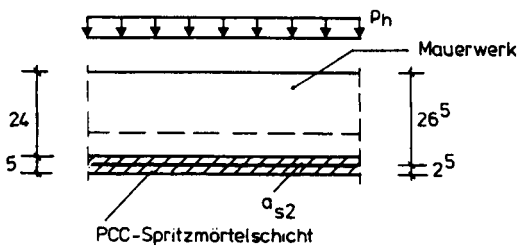


Bild A.7.21: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände: Variation der Mauerwerksdicke



Querschnitt :



System :

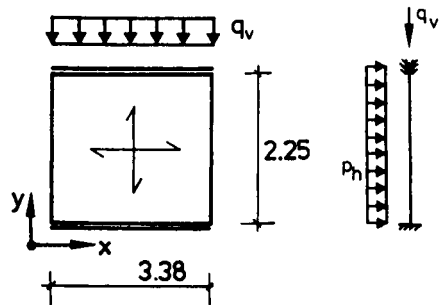
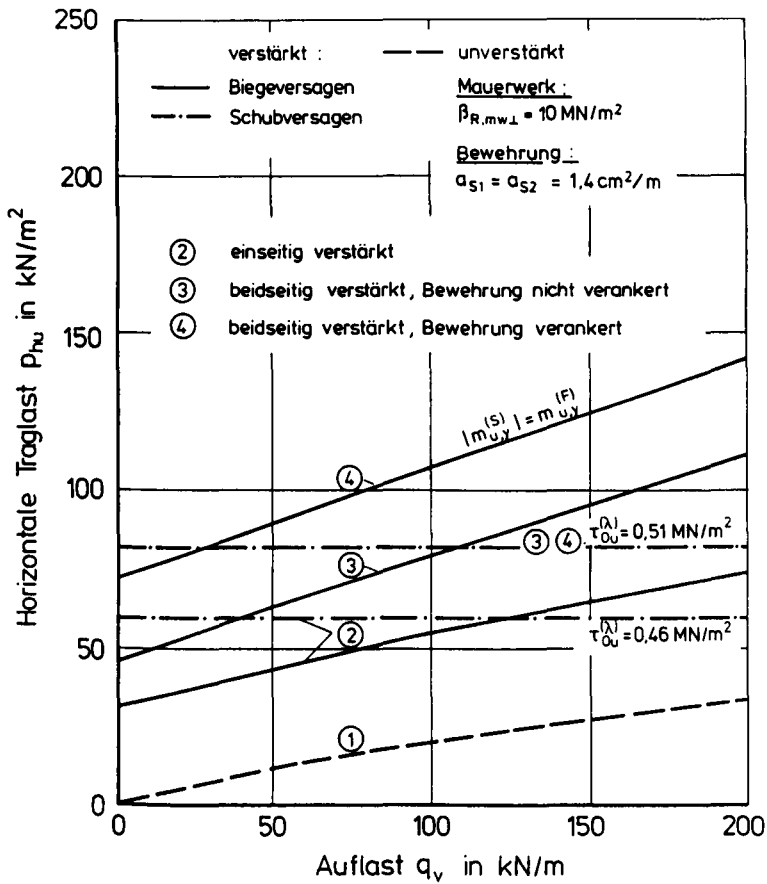
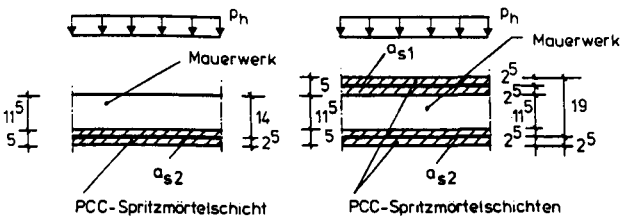


Bild A 7.22: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Bewehrungsgehaltes



Querschnitt :



System :

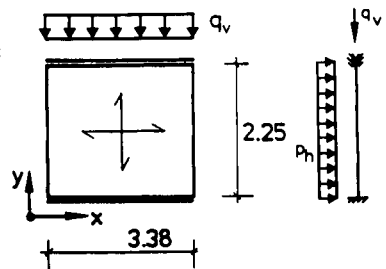
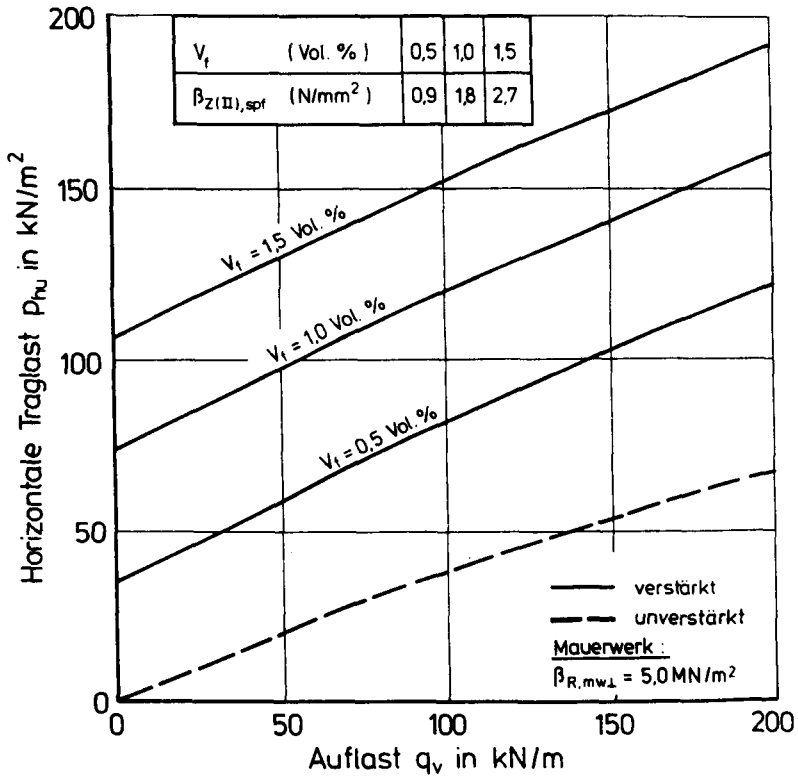
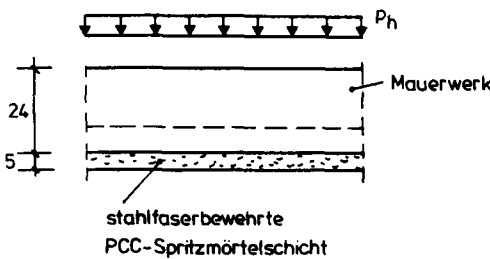


Bild A.7.23: Horizontale Traglasten durch betonstahlbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Verstärkungsumfanges



Querschnitt :



System :

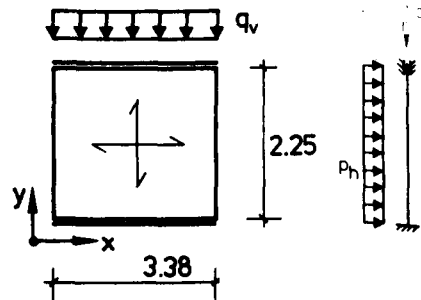
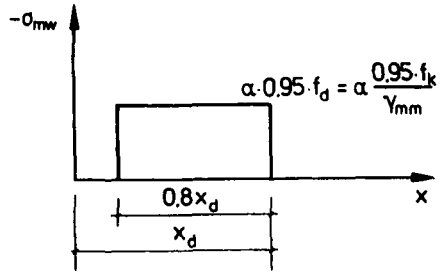
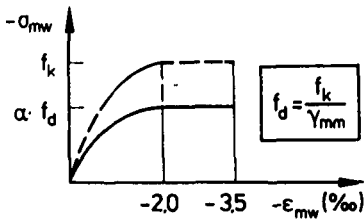


Bild A.7.24: Horizontale Traglasten durch stahlfaserbewehrte Ergänzungsschichten verstärkter, kreuzweise lastabtragender Mauerwerkswände: Variation des Fasergehaltes

Mauerwerk

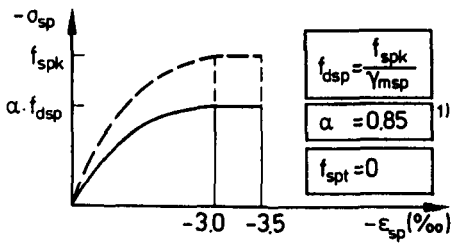


Parabel-Rechteckdiagramm

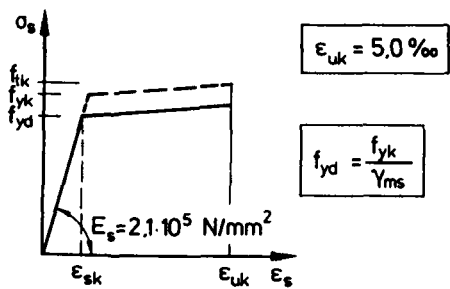
	Druckfestigkeit f_k [MN/m ²]		
	1,5.....9	>9.....11	11.....25
α	0,85	0,83	0,83.....0,7

Spannungsblock

PCC-Spritzmörtel



Betonstahl



PCC-Stahlfaserspritzmörtel

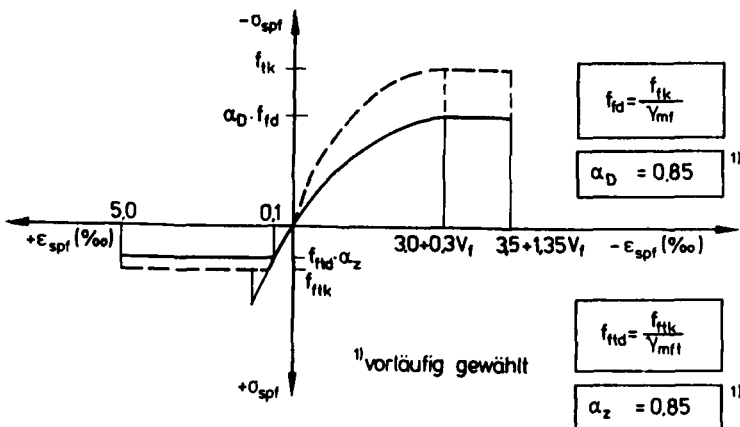


Bild A 8.1: Werkstoffgesetze des Näherungsverfahrens für die Bemessung flächenhaft verstärkter Mauerwerkswände

CHECKLISTE: QUERSCHNITTSERGÄNZUNGEN AUS PCC-SPRITZMÖRTEL ZUR VERSTÄRKUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN		
- Durchführung der Verstärkungsarbeiten -		Seite 1
GEGENSTAND	CHECK	BEMERKUNG
<u>1.0 Untergrundvorbehandlung</u>		
<ul style="list-style-type: none"> - Mauerwerksoberfläche von Putz- und Anstrichresten befreien - Schadhafte Stellen des Untergrundes bis mindestens 1 cm tief in ungestörte Gefügebereiche hinein entfernen - Untergrund durch Sand- oder Hochdruckwasserstrahlen aufrauhen - Offene Fugen und schadhafte Risse im Mauerwerk kraftschlüssig verpressen - Abtransportieren des Bauschuttes 		
<u>2.0 Bewehrungsarbeiten</u>		
<ul style="list-style-type: none"> - Herstellung der Bohrlöcher im Bereich angrenzender Decken und Wände für die Anschlußkonstruktion, z.B. aus Stahlwinkeln - Ausblasen der Bohrlöcher - Setzen der Dübel in Vorsteck- oder Durchsteckmontage unter Beachtung der Montageanleitung - Injektionsdübel: Aushärtezeit des Injektionsmörtels beachten - Anziehen der Dübel: Vorspannmoment nach Montageanleitung - Versagen der Dübel während des Anziehens: Neue Dübel setzen - Anzahl Querschnitt der angelieferten Betonstahlmatten prüfen - Schneiden der Betonstahlmatten nach Bewehrungsplänen bzw. Mattenlisten - Herstellen der Bohrlöcher für die Befestigungsmittel der Betonstahlmatten gemäß Bohrplan - Ausblasen der Bohrlöcher - Injektionsdübel mit Gewindeständen für Betonstahlmatten setzen - Aushärtezeit des Injektionsmörtels abwarten 		

Bild A 8.2: Check-Liste zur Überwachung der Verstärkungsarbeiten an Mauerwerkswänden (Seite 1)

CHECKLISTE: QUERSCHNITTSERGÄNZUNGEN AUS PCC-SPRITZMÖRTEL ZUR VERSTÄRKUNG VON MAUERWERKSWÄNDEN		
- Durchführung der Verstärkungsarbeiten -		Seite 2
GEGENSTAND	CHECK	BEMERKUNG
<ul style="list-style-type: none"> - Wandoberfläche von Bohrmehl befreien - Montage der Betonstahlmatten gemäß Bewehrungsplan - Mindestabstände der Betonstahlmatten von der Wandoberfläche kontrollieren - Befestigungspunkte kontrollieren <p><u>3.0 Spritzarbeiten</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Vornässen der Wandoberfläche bis zur Wassersättigung der Mauerwerksporen (= mattfeuchtes Glänzen der Wandoberfläche) - Funktionsprüfung der Spritzmaschine - Herstellung des Frischmörtels unter strikter Einhaltung der Mischungsanweisung des Mörtelherstellers - Flächiges Auftragen des Spritzmörtels in mehreren Lagen unter Beachtung zulässiger Lagendicken ($\leq 2,0$ cm) - Spritzpausen einlegen - Spritzrichtung senkrecht zur Wandoberfläche beachten - Bewehrungsstäbe allseitig einspritzen - Abziehen und Abreiben des Spritzmörtels (kein Glätten) <p><u>4.0 Nachbehandlung</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - Frisch gespritzte Wandoberfläche zwei Tage mit feuchten Geweben und Kunststofffolien verhängen - Spritzmörtel vor Zugluft und direkter Sonneneinstrahlung schützen - Wandoberfläche mindestens vier weitere Tage mit nebel fein versprühtem Wasser befeuchten 		

Bild A.8.3: Check-Liste zur Überwachung der Verstärkungsarbeiten an Mauerwerkswänden (Seite 2)

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
3300 Braunschweig

oder über jede Buchhandlung.

Kosten:

Je nach Umfang zwischen DM 10,- und
DM 25,-.

Vergriffene Hefte (s. u.) können als Kopien gegen Erstattung der Kopierkosten bezogen werden.

Vergriffene Hefte:

1 - 4, 7 - 16, 19, 23, 27, 28, 30, 32 - 35, 42,
45, 55, 56

Heft 1:

Deters, R.: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1962; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1962

Heft 2:

Kordina, K.: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Sonderdruck aus: Beton 13(1962), S. 11-18, 81-84

Heft 3:

Eibl, J.: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1963; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1963

Heft 4:

Kordina, K.; Eibl, J.: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1964; Sonderdruck aus: Beton- und Stahlbetonbau 58(1963), S. 265-268; 59(1964), S. 1-11

Heft 5:

Ertingshausen, H.: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1965; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Hannover, 1965

Heft 6:

Waubke, N.V.: Transportphänomene in Betonporen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1966; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 7:

Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 8:

Steinert, J.: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 9:

Lämmke, A.: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1967; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1967

Heft 10:

Rafla, K.: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Träger. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 11:

Ivanyi, G.: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten: Brazier-Effekt. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 12:

Meyer-Ottens, C.: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 13:

Fuchs, G.: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1968; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1968

Heft 14:

Meyer-Ottens, C.: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Sonderdruck aus: Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, H.56(1969)

Heft 15:

Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekörpern und -bohrproben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1970

Heft 16:

Neubauer, F.-J.: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Hochschule Braunschweig, 1970; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1969

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton: aufgestellt für den Fachverband Gasbetonindustrie. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970

Heft 17:

Meyer-Ottens, C.; Kordina, K.: Gutachten über das Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. Erw. Neuaufl. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 18:

Bödeker, W.: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung: Grundlagen und Bemessungsvorschläge. Braunschweig, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971; Zugl.: Dissertation, Technische Hochschule Braunschweig, 1971, ISBN 3-89288-057-3

Heft 19:

Meyer-Ottens, C.: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften: Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1971

Heft 20:

Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-056-5

Heft 22:

Nürnberg, U.: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972, ISBN 3-89288-054-9

Heft 23:

Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1972; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1972

Heft 24:

El-Arousy, T.H.: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-053-0

Heft 25:

Rieche, G.: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973, ISBN 3-89288-052-2

Heft 26:

Tennstedt, E.: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-051-4

Heft 27:

Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1973; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973

Heft 28:

Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-050-6

Heft 29:

Kordina, K.; Maack, P.; Hjorth, O.: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. Schlußbericht (AIF-Nr. 956). Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-048-4

Heft 30:

Eibl, J.; Ivanyi, G.: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. Schlußbericht, Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974

Heft 31:

Kordina, K.; Janko, B.: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. Schlußbericht (AIF-Nr. 1388), Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974, ISBN 3-89288-049-2

Heft 32:

Hjorth, O.: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975

Heft 33:

Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1976; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1976

Heft 34:

Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 35:

Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Braunschweig. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977

Heft 36:

Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-045-X

Heft 37:

Bechtold, R.: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1977, ISBN 3-89288-046-8

Heft 38:

Steinert, J.: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1977; Unveränderter Nachdruck der Erstveröffentlichung Bad Honnef, Osang, 1977 (Zivilschutzforschung, Bd. 7)

Heft 39:

Weiß, R.: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-047-6

Heft 40:

Alda, W.: Zum Schwingkriechen von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1978; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1978, ISBN 3-89288-035-2

Heft 41:

Teutsch, M.: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-036-0

Heft 42:

Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1979

Heft 43:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1979. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-037-9

Heft 44:

Kordina, K.; Fröning, H.: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1979, ISBN 3-89288-038-7

Heft 45:

Henke, V.: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1980

Heft 46:

Schneider, U.; Haksever, A.: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil 1). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1980

Heft 47:

Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken: Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-039-5

Heft 48:

Svensvik, B.: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Ein-schluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-040-9

Heft 49:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Veröffentlichungen 1967 bis 1981. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1981, ISBN 3-89288-041-7

Heft 50:

Ojha, S.K.: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-042-5

Heft 51:

Henke, V.: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. Projekt D1 des SFB 148. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-043-3

Heft 52:

Haksever, A.: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Habil.-Schr., Technische Universität Istanbul, 1982, ISBN 3-89288-044-1

Heft 53:

Weber, V.: Untersuchung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile. Braunschweig, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-017-4

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 54:

Ranisch, E.-H.: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton: geklebte Bewehrung. Unveränderter Nachdruck der Ausgabe 1982. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-010-7

Heft 55:

Wiedemann, G.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982

Heft 56:

Timm, R.: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1982; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1982, ISBN 3-89288-018-2

Heft 57:

Diederichs, U.: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-019-0

Heft 58:

Schneider, U.: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil 2). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-020-4

Heft 59:

Dobbernack, R.: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil 3). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-021-2

Heft 60:

Hillger, W.: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1983, ISBN 3-89288-014-X

Heft 61:

Blume, F.: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-013-1

Heft 62:

Nölting, D.: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton : Tragverhalten, Berechnung, Bemessung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-012-3

Heft 63:

Wesche, J.: Brandverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-009-3

Heft 64:

Droese, S.: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-000-X

Heft 65:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1978 - 1983. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1984, ISBN 3-89288-001-8

Heft 66:

Hegger, J.: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit von Spannbetonbalken. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-002-6

Heft 67:

Kepp, B.: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung im Spannbetonbau. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-003-4

Heft 68:

Sager, H.: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbundverhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1985; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1985, ISBN 3-89288-004-2

Heft 69:

Haß, R.: Zur praxismgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-005-0

Heft 70:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, März 1986, Kurzfassungen der Beiträge. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-006-9

Heft 71:

Ehm, C.: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton unter zweiachialer Beanspruchung und hohen Temperaturen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-007-7

Heft 72:

Hartwich, K.: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von Stahlfaserverstärkten Stahlbetonstäben unter Längszug. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1986; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986, ISBN 3-89288-008-5

Heft 73:

Scheuermann, J.: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und 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 Einschluß von Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1987; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987, ISBN 3-89288-027-1

Heft 82:

Konietzko, A.: Polymerspezifische Auswirkungen auf das Tragverhalten modifizierter zementgebundener Betone (PCC). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-028-X

Heft 83:

Grzeschkowitz, R.: Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahlbetonstützen unter besonderer Berücksichtigung der schiefen Biegung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-030-1

Heft 84:

Wiese, J.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonplatten unter partieller Brandbeanspruchung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-031-X

Heft 85:

Rudolph, K.: Traglastberechnung zweiachsig biegebeanspruchter Stahlbetonstützen unter Brandeinwirkung. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1988; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1988, ISBN 3-89288-032-8

Heft 86:

Kordina, K.; Meyer-Ottens, C.; Noack, I.: Einfluß der Eigenbrandlast auf das Brandverhalten von Bauteilen aus brennbaren Baustoffen. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, in Vorbereitung, ISBN 3-89288-058-1

Heft 87:

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz: Forschungsarbeiten 1984 - 1989. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-034-4

Heft 88:

Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1989; Zugl.: Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1989, ISBN 3-89288-059-X

Heft 89:

Weiterbildungsseminar "Bauen in Europa", 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:

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:

Fachseminar "Instandsetzung und Erhaltung 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:

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:

Fachseminar "Stahlfaserbeton", 04.03.93 in Braunschweig, Kurzreferate, ISBN 3-89288-076-X

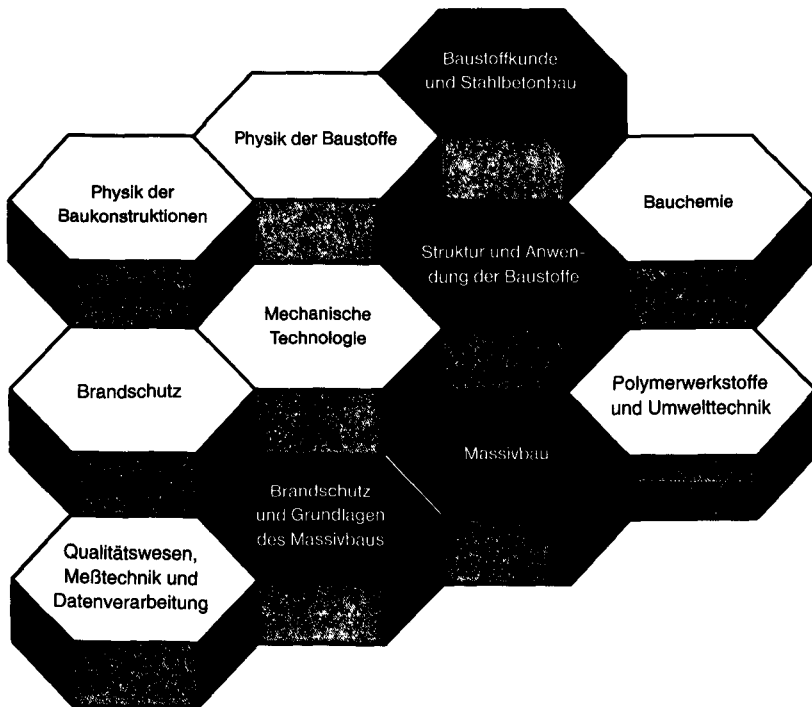
Heft 101:

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

FACHGEBIETE UND ABTEILUNGEN



ISBN 3-89288-074-3
ISSN 0178-5796