

Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6.

**Untersuchungen von Mauerwerksbauteilen mit
Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer
Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach ENV 1996-1-1**

T 2988

T 2988

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2002, ISBN 3-8167-6491-6

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

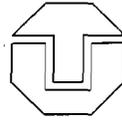
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail info@irb.fhg.de

URL <http://www.IRBbuch.de>



Forschungsvorhaben

Titel: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6

Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach ENV 1996-1-1

Abschlussbericht

Auftraggeber: DIBt
Deutsches Institut für Bautechnik
Kolonnenstr. 30 L
10829 Berlin

Bearbeitung: Technische Universität Dresden
Fakultät Architektur
Lehrstuhl Tragwerksplanung
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger
Doz. Dr.-Ing. Todor Vassilev
Dipl.-Ing. Gunar Baier
01062 Dresden

in Kooperation mit
Planungs- u. Ingenieurbüro f. Bauwesen
Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger
Dipl.-Ing. Torsten Pflücke
Dipl.-Ing. Falk Morlack
Wichernstr. 12
01445 Radebeul

Datum: 14.06.2002

Inhaltsverzeichnis

0 Formelzeichen	1
1 Einführung	2
2 Normative Regelungen	5
2.1 Allgemeines	5
2.2 DIN 1053-1	6
2.3 Eurocode 6 – ENV 1996-1-1	8
2.4 Normenvergleich	10
3 Theoretische Grundlagen	12
3.1 Vorbemerkungen.....	12
3.2 Werkstoffverhalten.....	14
3.2.1 Allgemeines.....	14
3.2.2 Grundlagen und Bedeutung.....	15
3.2.3 Werkstoffbeschreibung nach Kirtschig bzw. ENV 1996-1-1	17
3.2.4 Einführung eines neuen nichtlinearen Materialgesetzes für Mauerwerk.....	19
3.2.5 Vergleich der Werkstoffgesetze	21
3.3 Ermittlung von Traglasten.....	23
3.3.1 Verfahren nach <i>Haller</i> und <i>Kirtschig</i>	23
3.3.1.1 Allgemeines.....	23
3.3.1.2 Vollständig gerissener Querschnitt.....	25
3.3.1.3 Ungerissener Querschnitt.....	26
3.3.2 Eigenes Verfahren	27
3.3.2.1 Allgemeines.....	27
3.3.2.2 Aufstellen der Differentialgleichung	27
3.3.2.3 Vollständig gerissener Querschnitt.....	33
3.3.2.4 Ungerissener Querschnitt.....	39
3.3.3 Feststellungen zum Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit der Wand.....	42
3.3.4 Numerische Auswertung des eigenen Lösungsverfahrens.....	45
3.3.4.1 Allgemeines.....	45
3.3.4.2 Vergleiche der numerischen Auswertung des Lösungsverfahrens bei Ansatz unterschiedlicher Materialkennlinien	46
4 Experimentelle Untersuchungen	49
4.1 Allgemeines	49

4.2	Vorhandene experimentelle Forschungsergebnisse	49
4.2.1	Allgemeines.....	49
4.2.2	Untersuchungen von <i>Kirtschig</i> u.a.	50
4.2.3	Untersuchungen von <i>Pieper und Lind</i>	51
4.2.4	Untersuchungen von <i>Hirsch</i>	52
4.2.5	Untersuchungen von <i>Schubert und Meyer</i>	53
4.3	Versuchsprogramm	55
4.3.1	Versuchskonzeption	55
4.3.2	Versuchsgegenstand.....	58
4.3.3	Begleitende Materialprüfungen.....	59
4.3.3.1	Mauersteine	59
4.3.3.2	Mauermörtel	59
4.4	Versuchsvorbereitung	60
4.4.1	Herstellung der Prüfkörper.....	60
4.4.2	Versuchsaufbau und Belastungstechnik.....	61
4.4.3	Messtechnik und Protokollierung	63
4.5	Versuchsdurchführung	64
4.6	Versuchsergebnisse	65
4.6.1	Vorbemerkungen	65
4.6.2	Bruchverhalten bei zentrischer Belastung (Kleinprüfkörper)	65
4.6.2.1	Hochlochziegel.....	65
4.6.2.2	Kalksandsteine	68
4.6.2.3	Porenbetonsteine	72
4.6.2.4	Leichtbetonsteine	74
4.6.3	Bruchverhalten bei exzentrischer Belastung (Kleinprüfkörper)	75
4.6.3.1	Hochlochziegel.....	75
4.6.3.2	Kalksandsteine	77
4.6.3.3	Porenbetonsteine	80
4.6.3.4	Leichtbetonsteine	80
4.6.4	Bruchverhalten bei zentrischer und exzentrischer Belastung (Wandversuche).....	81
4.7	Auswertung der Ergebnisse	86
4.7.1	Vorbemerkungen	86
4.7.2	Kennwerte der Werkstoffgesetze	86
4.7.2.1	Grundlagen.....	86
4.7.2.2	Druckfestigkeit von Mauerwerk.....	86
4.7.2.3	Völligkeitsbeiwert und Randabstand des Schwerpunktes der Druckzone	88
4.7.2.4	Elastizitätsmodulwerte.....	91
4.7.3	Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Exzentrizität und Ansatz des Spannungsblocks	92

4.7.4	Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Exzentrizität und Schlankheit im Vergleich zur ENV 1996-1-1	94
4.7.5	Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Exzentrizität und Schlankheit im Vergleich zur Lösung der Differentialgleichung	96
5	Verallgemeinerung und Approximation.....	100
5.1	Klassifizierung des Materialverhaltens von Mauerwerk.....	100
5.1.1	Allgemeines.....	100
5.1.2	Einteilung von Mauerwerk hinsichtlich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen	100
5.2	Repräsentative Traglastkurven.....	103
5.3	Approximation der Lösung der Differentialgleichung	106
5.4	Ansatz der Normalverteilung nach Gauss.....	109
6	Zusammenfassende Wertung und Schlussfolgerungen.....	113
6.1	Übersicht und Wertung	113
6.1.1	Stand der Forschung.....	113
6.1.2	Anmerkungen zum Modellstützenverfahren nach Graubner.....	114
6.1.3	Analyse des realen Materialverhaltens.....	115
6.1.4	Lösungsverfahren zur Ermittlung von Traglasten	116
6.1.5	Approximation der Ergebnisse und Übertragung auf die Praxis	117
6.1.6	Querschnittstragfähigkeit bei großen Lastexzentrizitäten	121
6.2	Bewertung der ENV 1996-1-1 [6] u. [7] und Empfehlungen für die Praxis.....	124
7	Fazit	134
7.1	Gegenwärtiger Stand	134
7.2	Wertung und Hinweise zu weiterführenden Untersuchungen	136
8	Literatur.....	138
9	Anhang.....	143
9.1	Gesamtübersicht des Versuchsprogramms	143
9.2	Prüfungsergebnisse der Einzelmaterialien	145
9.2.1	Mauersteine	145
9.2.2	Mauermörtel	149
9.3	Zusammenstellung der Versuchsdurchführungen.....	151
9.4	Spannungs-Dehnungs-Kennlinien.....	154
9.4.1	Versuchswerte	154

9.4.2	Abbildung der Spannungsverteilungen über ein nichtlineares Werkstoffgesetz.....	156
9.5	Wandversuche – Last-Verformungs-Verhalten (Tastversuche)	165
9.6	Traglastfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastexzentrizität	167
9.6.1	Eigene Untersuchungen.....	168
9.6.2	Untersuchungen von <i>Pieper und Lind</i> aus [51]	171
9.6.3	Untersuchungen von <i>Hirsch</i> aus [52]	172
9.7	Traglastfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastexzentrizität und der Schlankheit.....	174
9.7.1	Eigene Untersuchungen.....	174
9.7.2	Untersuchungen von <i>Kirtschig</i> u.a. aus [50]	177
9.7.3	Untersuchungen von <i>Pieper und Lind</i> aus [51]	178
9.7.4	Untersuchungen von <i>Hirsch</i> aus [52]	179

0 Formelzeichen

z	Stabachse	σ_1	maximale Randspannung
b	Wandbreite	σ_2	minimale Randspannung
t	Wanddicke	σ_0	Grundwert der zulässigen Druckspannung nach DIN 1053-1
h	Wandhöhe	f	Druckfestigkeit von Mauerwerk bei $\lambda = 0$
$h_{ef} = \rho \cdot h$	Knicklänge	σ / f	bezogene Spannung
ρ	Knicklängenbeiwert	f_k	charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk nach ENV 1996-1-1
$\bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t}$	Schlankheit der Wand	f_{cal}	Rechenwert der Druckfestigkeit des Mauerwerks ($f_{cal} = \beta_R$ nach DIN 1053-1)
$\lambda = \bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}}$	bezogene Schlankheit der Wand	f_{mu}	Spannung bei maximal aufnehmbarer Dehnung ϵ_{mu} (Nachbruchverhalten)
e	Exzentrizität der Beanspruchung der Wand	f_b	Steindruckfestigkeit
e_i	Exzentrizität der Beanspruchung der Wand an der Stelle i	f_m	Mörteldruckfestigkeit
e_0	planmäßige Exzentrizität am Wandende	ϵ	Dehnung (allg. Bezeichnung)
e_{0m}	planmäßige Exzentrizität in Wandmitte	ϵ_1	maximale Randdehnung (zugehörig zu σ_1)
e_a	ungewollte Ausmitte (Imperfektion)	ϵ_2	minimale Randdehnung (zugehörig zu σ_2)
$e_m = e_{mI} = (e_{0m} + e_a)$	Exzentrizität in Wandmitte (Theorie I. Ordnung)	ϵ_{mu}	Bruchstauchung bei Spannung f_{mu}
Δe_{mII}	Zusatzexzentrizität in Wandmitte infolge Theorie II. Ordnung	ϵ_{mI}	Stauchung bei Spannung f
e_{mII}	Gesamtexzentrizität in Wandmitte (Theorie II. Ordnung)	E	Elastizitätsmodul (allg. Bezeichnung)
e_φ	Kriechausmitte	E_0	Elastizitätsmodul als Tangentenmodul im Ursprung
φ_∞	Endkriechzahl	$E_{1/3}$	Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bei $\sigma = 1/3 \cdot f$
σ	Normalspannung (allg. Bezeichnung)		

$E_{2/3}$	Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bei $\sigma = 2/3 \cdot f$	$\kappa = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{t}$	Krümmung des Querschnitts (allg.)
E_{m1}	Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bei $\sigma = f$	N	vorhandene Normalkraft (allg. Druckkraft)
E_{mu}	Elastizitätsmodul als Bruchmodul bei $\varepsilon = \varepsilon_{mu}$	N_0	aufnehmbare zentrische Normalkraft ohne Knickgefahr
x	Druckzonenhöhe (allg.)	N_u	aufnehmbare Normalkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit
$x(z)$	Druckzonenhöhe in Abhängigkeit von der Vertikalachse (z)	N_{sd}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft nach ENV 1996-1-1
$u(z)$	Abstand der Kraftwirkungslinie zur Schwerelinie des Querschnittes	N_{Rd}	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft nach ENV 1996-1-1
a	Schwerpunktsabstand der Spannungsergebnisse zur Maximal überdrückten Querschnittskante in der Druckzone (allg.)	M	vorhandenes Moment
$a(z)$	Schwerpunktsabstand in Abhängigkeit von der Stabachse	M_I	Moment nach Theorie I. Ordnung
$k_a = a/x$	bezogener Schwerpunktsabstand in der Druckzone	M_{II}	Moment nach Theorie II. Ordnung
$k_{a,max}$	maximaler bezogener Randabstand bei gerissenem Querschnitt bei $\varepsilon_1 = \varepsilon_{m1}$	M_{sd}	Bemessungswert des einwirkenden Momentes nach ENV 1996-1-1
$k_x = x/t$	bezogene Druckzonenhöhe	M_{Rd}	Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes nach ENV 1996-1-1
α_R	Völligkeitsbeiwert	$\Phi = \frac{N}{b \cdot t \cdot f}$	Traglastfaktor (Abminderungsfaktor)
$\alpha_{R,max}$	Völligkeitsbeiwert bei gerissenem Querschnitt bei $\varepsilon_1 = \varepsilon_{m1}$	Φ_s	Traglastfaktor infolge Stabilitätsversagen
$w_I(z)$	Wandverformung infolge Theorie I. Ordnung	Φ_f	Traglastfaktor infolge Spannungsversagen (Materialversagen)
$w(z) = w_{II}(z)$	Wandverformung infolge Theorie II. Ordnung	Φ_i	Traglastfaktor am Wandkopf oder Wandfuß (ENV 1996-1-1)
w_{max}	maximale Wandverformung in Wandmitte	Φ_m	Traglastfaktor in Wandmitte (ENV 1996-1-1)

I	Trägheitsmoment (Flächenmoment II. Grades)	C_i	Integrationskonstanten
$I(z)$	Trägheitsmoment in Abhängigkeit von der Stabachse	D	bezogene Integrationskonstante

1 Einführung

Mit der Einführung des Eurocodes 6 zur Bemessung von Mauerwerk wird eine gegenüber der DIN 1053-1 veränderte Berechnungsmethodik zum Nachweis knickgefährdeter Wände aus Mauerwerk zur Verfügung gestellt.

Die theoretische Basis zur Bestimmung der Knicksicherheiten von Mauerwerksteilen für den EC 6 [6] bzw. [7] und die DIN 1053 [2] wird zwar prinzipiell durch die gleichen nichtlinearen Differentialgleichungen gebildet. Unterschiede ergeben sich aber aus der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Druckbereich. Diese ist nach der ENV 1996-1-1 nichtlinear (Spannungsblock – Materialversagen bzw. quadratische Parabel – Stabilitätsversagen) und nach DIN 1053-1 linear.

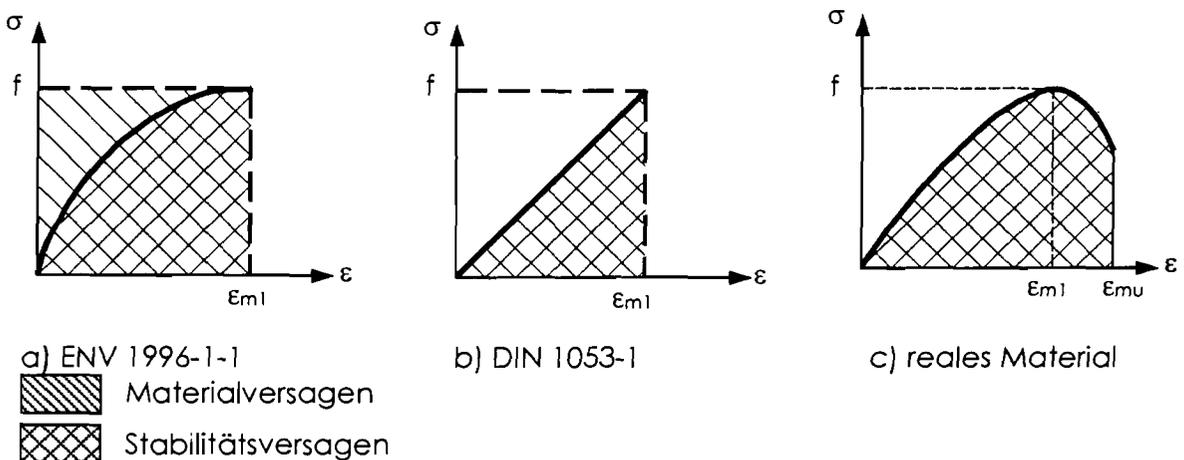


Bild 1 Vergleich der Materialbeschreibungen

Anhand eines 1998 abgeschlossenen Forschungsvorhabens [20] zum Vergleich beider Normen konnte gezeigt werden, dass die Näherung der ENV 1996-1-1 [7] von der Tendenz des Kurvenverlaufs besser dem Verhalten der theoretisch exakten Lösung entspricht und in fast allen Fällen wirtschaftlicher ist.

Für kleine und mittlere statische Exzentrizitäten ist die Näherungslösung nach ENV 1996-1-1 [7] gegenüber beiden theoretischen Grenzfällen (lineare und nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung) auf der sicheren Seite. Für große statische Ausmitten liegt sie jedoch gegenüber dem Grenzfall einer linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nicht mehr auf der sicheren Seite. Ihr Verhalten gegenüber dem anderen Grenzfall konnte bis dato noch nicht geprüft werden, da für diesen Parameterbereich die Literatur keine ausreichenden Ergebnisse aufweist.

Daher musste unbedingt analysiert werden, wie sich die Näherungslösung der ENV 1996-1-1 [7] gegenüber dem Grenzfall mit nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung verhält. Das erfordert eine weitergehende theoretische Analyse. Die Experimente an Mauerwerkswänden mit großen Exzentrizitäten sollen Daten liefern, die einen Vergleich der theoretischen mit der experimentellen Versagenslast gestatten. Ohne diese Untersuchungen ist die Anwendung der Näherungslösung der ENV 1996-1-1

zur Bestimmung der Knicksicherheit von Mauerwerkswänden für bestimmte Parameterbereiche ein „Sicherheitsrisiko“.

Ein weiteres, bisher nicht untersuchtes Phänomen beim Knicken von Mauerwerksbauteilen ist das Hereinrücken des Drehpunktes von der Kante in den Querschnitt (vgl. Bild 2). Bei einer Nachweisführung auf dem Niveau des Versagenszustandes kommt es bei einer $t/3$ überschreitenden Exzentrizität zur Überschätzung der Tragsicherheit. Besonders bei glatten Steinen und Mörteln mit geringer Festigkeit wird dies sichtbar, wie vorangegangene Tastversuche an der Technischen Universität Dresden (vgl. [57]) gezeigt haben. Da sich daraus durch die neue Bemessungsmethodik der ENV 1996-1-1 [7] ein weiteres Sicherheitsrisiko ergibt, waren diese Untersuchungen zwingend notwendig geworden.

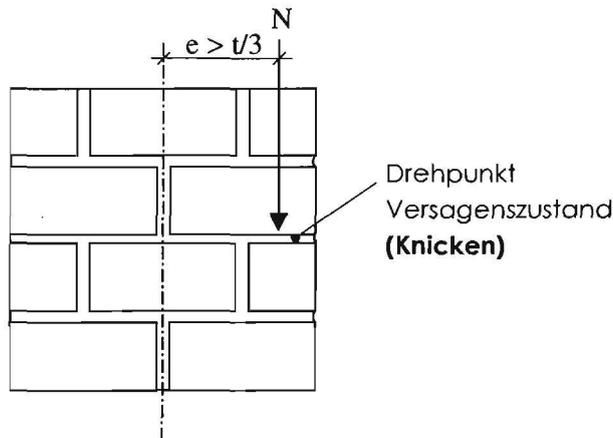


Bild 2 Verschiebung des Drehpunktes

Der letztgenannte Problembereich soll im Rahmen dieses Forschungsvorhabens durch analytische Betrachtungen und experimentelle Analysen im Vergleich zu bisherigen Formulierungen für verschiedene Stein-Mörtel-Kombinationen untersucht und geklärt werden. Hierbei ist der Ansatz eines rechteckigen Spannungsblocks nach ENV 1996-1-1 [7] (Anhang C, Bild C.2) bei einer 0,4-fachen der Wandstärke überschreitenden Exzentrizität ($e \geq 0,4 \cdot t$) zu überprüfen. Schematisch kann dieser Sachverhalt durch die sich einstellende Tragwirkung am Wand-Decken-Knoten dargestellt werden.

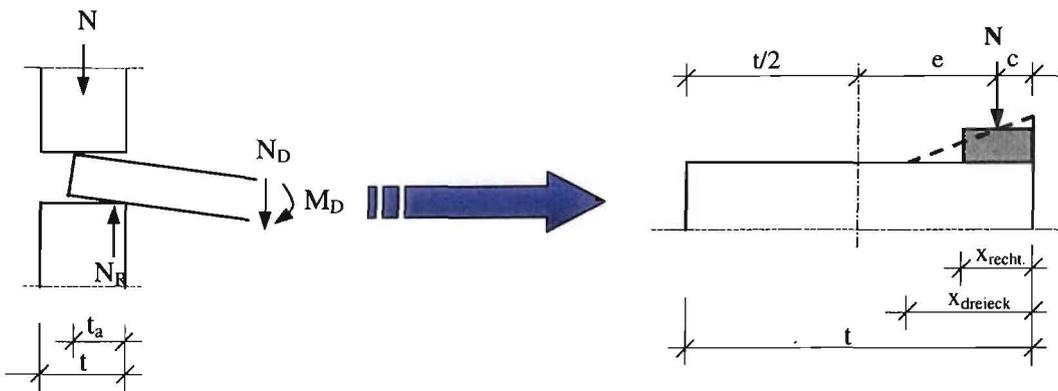


Bild 3 Ansatz des Spannungsblocks zur Bestimmung der Bemessungslast der Festigkeit

Die wesentlichen Ziele des Forschungsvorhabens können wie folgt zusammengefasst werden:

- Überprüfung der Knicksicherheit von Mauerwerk nach dem Eurocode 6 mit Hilfe der theoretischen Lösung des Knickproblems bei Berücksichtigung nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit großen Exzentrizitäten sowie experimentelle Überprüfung der Versagensmechanismen
- Abschätzung der Sicherheitsrisiken in bezug auf die Vornorm ENV 1996-1-1 und DIN 1053-100
- Wirklichkeitsnahe Erfassung der Traglasten und die einfache Berücksichtigung der gewonnenen Erkenntnisse in der neuen Normgeneration.

2 Normative Regelungen

2.1 Allgemeines

Grundlegende Aussagen zum Vergleich der derzeit gültigen deutschen Bemessungsnorm für Mauerwerk DIN 1053-1 [2] und dem europäischen Regelwerk ENV 1996-1-1 [7] können den Forschungsberichten [20] und [21] sowie der Veröffentlichung [22] entnommen werden, die während der Bearbeitung des Forschungsthemas entstanden.

Im Weiteren sollen lediglich die normativen Regelungen hinsichtlich des Nachweises ausreichender Knicksicherheit aufgeführt werden. Es sind daher die Berechnungsgleichungen für die Nachweisführung nach den genaueren Verfahren sowohl nach DIN 1053-1 als auch nach ENV 1996-1-1 zu analysieren. Zur besseren Vergleichbarkeit der Regelungen untereinander, wie auch mit den theoretischen und experimentellen Untersuchungsergebnissen, werden dabei für die Berechnungsformeln vereinheitlicht die entsprechenden Traglasten N_u bzw. N_{RD} sowie die Traglastfaktoren Φ betrachtet.

Die Druckfestigkeit von Mauerwerk lässt sich unter Verwendung der DIN 1053-1 aus der am Kleinprüfkörper mit der Schlankheit $\bar{\lambda} = 3 - 5$ versuchstechnisch gemessenen Nennfestigkeit β_M des Mauerwerks (5%-Fraktile) folgendermaßen berechnen:

$$(1) \quad f_{cal} = \beta_R = 0,94 \cdot \beta_M$$

Der Faktor 0,94 berücksichtigt sowohl Langzeiteinflüsse als auch die Schlankheit des Versuchsaufbaus. Infolge von Langzeiteinflüssen ist die Mauerwerksfestigkeit um 15% zu reduzieren. Zur Erfassung des Schlankheitseinflusses wird die Tragfähigkeit β_R mit dem Faktor 1,1 erhöht, um die rechnerische Festigkeit für die Schlankheit $\bar{\lambda} = 0$ zu erhalten.

Um einen Vergleich mit dem Eurocode 6 zu ermöglichen, muss die Beziehung zwischen der Rechenfestigkeit β_R nach DIN 1053-1 [2] und der charakteristischen Festigkeit f_k nach ENV 1996-1-1 [7] hergestellt werden (s. auch [26]).

$$(2) \quad f_k = 1,18 \cdot \beta_R = 1,1 \cdot \beta_M$$

für Mauerwerk der Nennfestigkeit f_k bis 9 N/mm²

(für höherfestes Mauerwerk ab der Steindruckfestigkeitsklasse 11 N/mm² wird die Rechenfestigkeit um 10 bis 15 % abgemindert.)

2.2 DIN 1053-1

Die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden ist im Rahmen des genaueren Berechnungsverfahrens an den Wandenden und in der Wandmitte nachzuweisen.

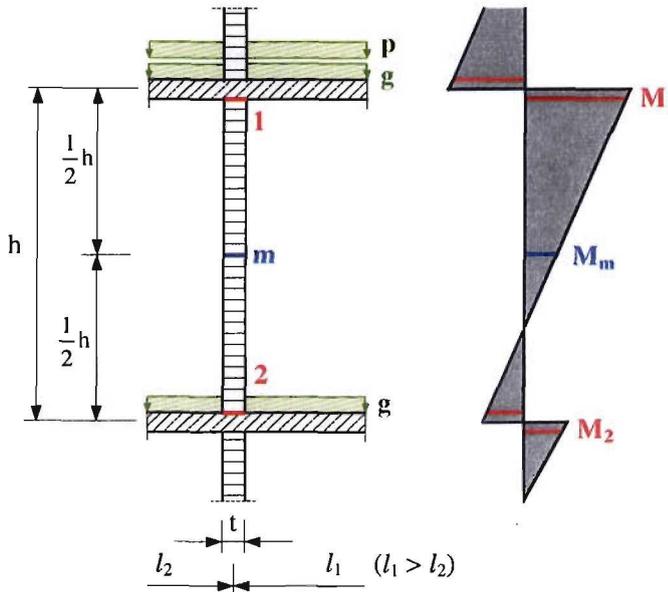


Bild 4 Nachweisstellen zur Bemessung von Mauerwerkswänden nach DIN 1053-1

Am Wandkopf bzw. -fuß werden die sich aus den abgeminderten Knotenmomenten nach Theorie I. Ordnung ergebenden Randspannungen der Festigkeit gegenübergestellt. In Wandmitte ist dagegen ein Nachweis der Knicksicherheit zu führen, indem eine Zusatzverformung nach Theorie II. Ordnung unter Berücksichtigung der Schlankheit ermittelt wird. Dabei ist auch der traglastmindernde Einfluss des Kriechens sowie der Imperfektionen (ungewollte Ausmitte) zu erfassen.

Die sich nach der Elastizitätstheorie (Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens) ergebenden Traglasten wurden von Mann analog aus der im Abschnitt 3.3.2 beschriebenen Lösung hergeleitet (vgl. auch [35]). Zur vereinfachten Handhabung wurde die exakte Lösung der Differentialgleichung [35] in der DIN 1053-1 [2] in approximierter Form eingeführt. Den Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung wird über eine Zusatzausmitte Δe_{mII} entsprochen.

Auf Grund der Vernachlässigung von Zugfestigkeiten im Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge wird zwischen ungerissenem und gerissenem Wandquerschnitt unterschieden. Der Ansatzes eines linearen Verlaufs der Materialkennlinie führt ab einer Exzentrizität von $e/t \geq 1/6$ zum Ansatz des gerissenen Wandquerschnitts bei der Berechnung der Traglasten.

Darüber hinaus darf nach DIN 1053-1 [2] mit einer höheren zulässigen Querschnittstragfähigkeit gerechnet werden. Die Rechenfestigkeit f_{cal} wird am Querschnittsrand um den Faktor $4/3$ erhöht, sofern der Mittelwert der Druckspannungen im Querschnitt kleiner als f_{cal} ist. Damit wird einer möglichen Erhöhung der Kantenpressung von Mauerwerkswänden Rechnung getragen (vgl. hierzu Abschnitt 4.2.3). Dies bedeutet

zugleich den Ansatz eines Spannungsrechtecks zur idealisierten Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit äquivalent zur ENV 1996-1-1 [7].

Allerdings weisen die theoretischen und experimentellen Analysen dieser Forschungsarbeit auf die Fragwürdigkeit dieses Ansatzes hin (vgl. auch Abschnitt 4.2.3). Die Auswertung der eigenen Versuche (vgl. Abschnitt 4.7.3) lässt keinen plausiblen Rückschluss auf eine derartige Erhöhung der Randspannung zu. Zukünftig sollte bei einer wirklichkeitsnahen Berücksichtigung des Baustoffs Mauerwerk auf die Erhöhung der Kantenpressung nach DIN 1053-1 [2] vollkommen verzichtet werden und der Spannungsblock als idealisierter Berechnungsansatz nach den Angaben vom Abschnitt 6.1.6 verifiziert werden.

Ungerissener Querschnitt

Für den Fall des ungerissenen Wandquerschnitts ist zu beachten, dass bei einer Gesamtexzentrizität von $e_{mII} \leq t/18$ anstelle der erhöhten Randspannung σ_R die mittlere Druckspannung σ_m für die Traglastermittlung maßgebend wird.

Es gilt:

$$(3) \quad \text{für } 0 \leq e_{mII} \leq t/18: \quad \gamma \cdot N \leq N_u = b \cdot t \cdot f_{cal}$$

$$(4) \quad \text{für } t/18 < e_{mII} \leq t/6: \quad \gamma \cdot N \leq N_u = \frac{b \cdot t}{1 + 6 \cdot \frac{e_{mII}}{t}} \cdot \frac{4}{3} \cdot f_{cal}$$

Gerissener Querschnitt

Unter Berücksichtigung der Gesamtausmitte e_{mII} und der Erhöhung der zulässigen Randspannung kann der Nachweis für die gerissenen Querschnittsbereiche ($e_{mII} > t/6$) auf der Grundlage der nachfolgenden Gleichung geführt werden.

$$(5) \quad \text{für } t/6 < e_{mII}: \quad \gamma \cdot N \leq N_u = b \cdot t \cdot f_{cal} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mII}}{t} \right)$$

Die Einflüsse der Theorie II. Ordnung Δe_{mII} , des Kriechens φ_∞ und der ungewollten Ausmitte e_a werden nach DIN 1053-1 [2] zusammengefasst.

$$(6) \quad \Delta e_{mII} + e_a + e_\varphi = \bar{\lambda} \cdot h_{ef} \cdot \frac{1 + 6 \cdot \frac{e_{0m}}{t}}{2400} \cdot \left(1 + \frac{\varphi_\infty}{4} \right)$$

Die ungewollte Ausmitte e_a soll etwaige Bauungenauigkeiten bei der Betrachtung schlanker Bauteile berücksichtigen. Sie ist nach der DIN 1053-1 [2] über die Knicklänge h_{ef} sinusförmig verteilt anzunehmen und hat in Wandmitte ein Maximalwert von

$$(7) \quad e_a = \frac{h_{ef}}{300}$$

Wird in Gleichung (6) als Endkriechzahl der mittlere Wert $\varphi_{\infty}=4/3$ eingesetzt, ergibt sich nach Umformung folgende, in der DIN 1053-1 enthaltene Berechnungsformel zur Ermittlung der Zusatzausmitte infolge Theorie II. Ordnung:

$$(8) \quad \Delta e_{mII} + e_a + e_{\varphi} = \bar{\lambda} \cdot h_{ef} \cdot \frac{1 + 6 \cdot \frac{e_{0m}}{t}}{1800}$$

Der Abminderungsfaktor Φ zur Berücksichtigung der traglastmindernden Einflüsse infolge der Schlankheit der Mauerwerkskonstruktionen und Exzentrizität der Beanspruchung wird aus dem Verhältnis von:

$$(9) \quad \Phi = \frac{N_u}{N_0} = \frac{N_u}{b \cdot t \cdot f_{cal}}$$

bestimmt.

2.3 Eurocode 6 – ENV 1996-1-1

Der Nachweis der Traglasten vertikal beanspruchter Mauerwerkswände wird nach der ENV 1996-1-1 [7] auf der Basis folgender Gleichung geführt:

$$(10) \quad N_{Sd} \leq N_{Rd} = \Phi_{i,m} \cdot b \cdot t \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Die einzelnen Abminderungsfaktoren $\Phi_{i,m}$ zur Berücksichtigung der Schlankheit und Ausmitte werden entsprechend der jeweiligen Nachweisstelle (Wandkopf, -fuß oder im mittleren Fünftel der Wandhöhe) angegeben. Im Gegensatz zur DIN 1053-1 ist der Knicksicherheitsnachweis an den ungünstigsten Stellen im mittleren Fünftel der Wand zu führen (s. auch Bild 4).

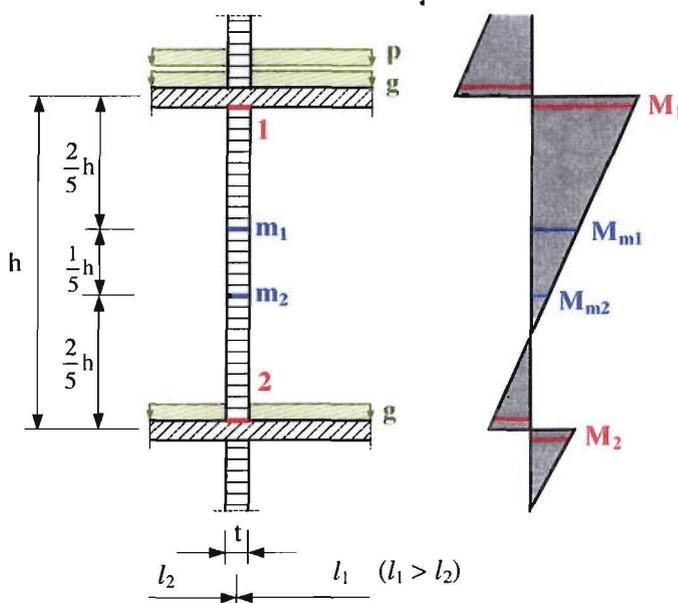


Bild 5 Nachweisstellen zur Bemessung von Mauerwerkswänden nach EC 6

Die ENV 1996-1-1 geht bei der Bemessung grundsätzlich vom Ansatz eines Spannungsblocks aus. Dieser Ansatz ist nicht mit dem tatsächlichen Materialverhalten von Mauerwerk gleichzusetzen, er gilt vielmehr von der Idealisierung über ein Rechteck als Spannungskörper aus.

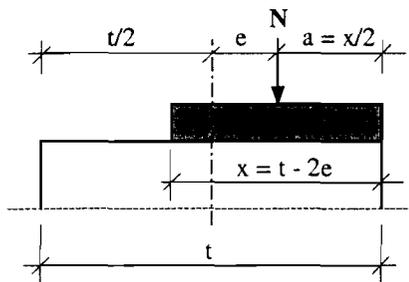


Bild 6 Spannungsblock als Idealisierung des Materialverhaltens

Dementsprechend ergeben sich die Traglastfaktoren für den Nachweis am Wandkopf bzw. -fuß:

$$(11) \quad \Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t}$$

Die Ausmitte e_i beinhaltet die jeweiligen Lastexzentrizitäten e_{0i} sowie die ungewollte Ausmitte e_a welche über die Wandhöhe konstant zu $e_a = h_{ef}/450$ angenommen werden darf.

Im mittleren Fünftel der Wand ist der traglastmindernde Einfluss der Schlankheit zu berücksichtigen. Basierend auf dem von Kirtschig entwickelten Verfahren (s. Abschnitt 3.2.3 und 3.3.1) wird hierfür das Werkstoffverhalten über eine quadratische Parabel idealisiert. Für den Elastizitätsmodul E_0 im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie darf nach ENV 1996-1-1 näherungsweise von $E_0/f_k = 1000$ für alle Mauerwerksarten ausgegangen werden. Im Anhang A1 der ENV 1996-1-1 ist jedoch auch eine Formulierung zur Berücksichtigung spezieller Verhältnisse E_0/f_k aufgeführt. Die Approximation zur Herleitung der Berechnungsgleichungen wird prinzipiell im Abschnitt 5.4 erläutert. Daraus resultieren unter Beachtung eines veränderbaren Verhältnisses E_0/f_k folgende Gleichungen:

$$(12) \quad \Phi_m = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml} + e_\varphi}{t} \right) \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad \text{mit}$$

$$(13) \quad e_{ml} = e_{0m} + e_a \quad \text{und}$$

$$(14) \quad u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{(e_{ml} + e_\varphi)}{t}} \quad \text{sowie}$$

$$(15) \quad \lambda = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_k}{E_0}}$$

2.4 Normenvergleich

Durch den Bezug der aufnehmbaren Normalkraft auf den maximal möglichen Querschnittswiderstand bei zentrischer Druckbeanspruchung ist eine einheitliche Darstellung der genaueren Berechnungsverfahren nach DIN 1053-1 [2] und ENV 1996-1-1 [7] über den Traglastfaktor Φ möglich, so dass sich die Regelungen direkt miteinander vergleichen lassen (s. Tabelle 1).

Der Kriecheinfluss darf nach ENV 1996-1-1 [7] für eine Vielzahl von Mauerwerkswänden vernachlässigt werden. Dies hängt von der Schlankheit der Mauerwerkswände und von den Steinarten ab. Es gilt, dass bei Wänden aller Steinarten bis zu einer Schlankheit von $\bar{\lambda}=15$ und bei Mauerwerkswänden aus Mauerziegeln und Natursteinen stets der Kriecheinfluss unberücksichtigt bleiben darf (vgl. [7]). Er wird daher beim Vergleich der genaueren Berechnungsmethoden der Normen eliminiert.

Tabelle 1 Gegenüberstellung der Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Schlankheit und Exzentrizität nach DIN 1053-1 und ENV 1996-1-1

DIN 1053-1	ENV 1996-1-1
für $0 \leq e_{mII} \leq \frac{t}{18}$: (ungerissener Querschnitt) $\Phi_{DIN} = 1,0 \Rightarrow$ (keine Abminderung, da mittlere Spannung maßgebend wird)	für $0 \leq e_{mI} \leq 0,05 \cdot t$: gilt $e_{mI} = 0,05 \cdot t \Rightarrow$ $\Phi_{EC} = 0,9 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$ mit $u = \frac{\bar{\lambda} - 2}{21,15}$
für $\frac{t}{18} < e_{mII} \leq \frac{t}{6}$: (ungerissener Querschnitt) $\Phi_{DIN} = \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{1 + 6 \cdot \frac{e_{mII}}{t}}$	(Ansatz einer Mindestexzentrizität) für $0,05 \cdot t < e_{mI} \leq 0,4 \cdot t$: $\Phi_{EC} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mI}}{t}\right) \cdot e^{-\frac{u^2}{2}}$ mit $u = \frac{\bar{\lambda} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mI}}{t}}$
für $\frac{t}{6} < e_{mII}$: (gerissener Querschnitt) $\Phi_{DIN} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mII}}{t}$	Anmerkung: Gleichungen gelten für $e_a = \frac{h_{ef}}{450}$ und $E_0 = 1000 \cdot f_k$ und $\varphi_{\infty} = 0$
mit $\frac{e_{mII}}{t} = \bar{\lambda}^{-2} \cdot \frac{1 + 6 \cdot \frac{e_{0m}}{t}}{2400}$ Anmerkung: Gleichungen gelten für $e_a = \frac{h_{ef}}{300}$ und $E_i = 400 \cdot f_{cal}$ und $\varphi_{\infty} = 0$	

Stellt man die Funktionen der einzelnen Abminderungsfaktoren in Abhängigkeit von der Schlankheit einer Wand $\bar{\lambda}$ für verschiedene Exzentrizitäten e grafisch dar, so sind die Unterschiede beider Normen bezüglich der Traglastabminderungen der Mauerwerkswände deutlich sichtbar (s. Bild 7).

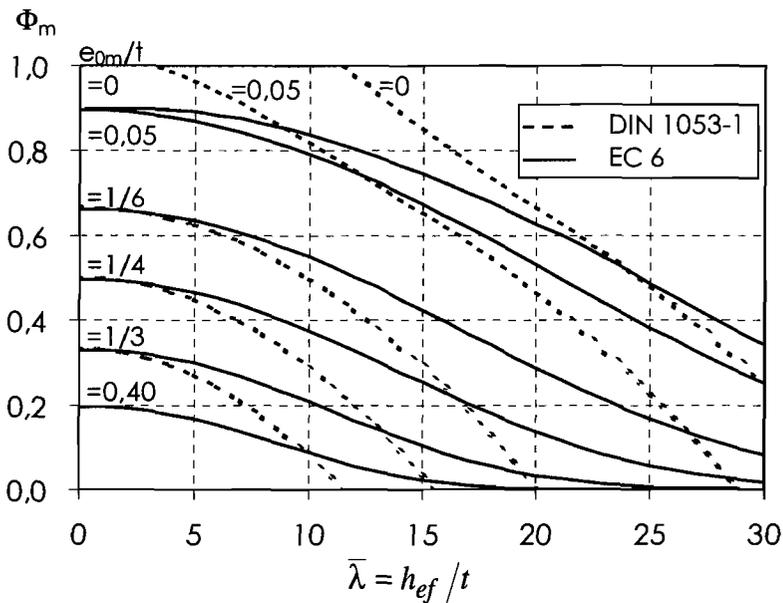


Bild 7 Vergleich der Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Schlankheit bei verschiedenen Ausmitten nach DIN 1053-1 und ENV 1996-1-1

In weiten Bereichen, insbesondere bei schlanken Wänden unter exzentrischer Belastung, lassen sich mit Gleichung (12) für den Traglastfaktor Φ_m nach ENV 1996-1-1 [7] höhere Traglasten bestimmen, als dies unter Verwendung der DIN 1053-1 [1] möglich ist. Dies liegt im Wesentlichen in der verwendeten Werkstoffmodellierung und in der unterschiedlichen Vorgehensweise zur Bestimmung der Traglastminderungen infolge Theorie II. Ordnung sowie der vorgenommenen Approximation begründet. Nach DIN 1053-1 [2] werden besonders bei sehr schlanken Wänden große Bereiche ausgeschlossen, die nach ENV 1996-1-1 [7] noch nachweisbar sind.

Im Gegensatz dazu tritt bei Wänden mit geringen Lastausmitten und kleinen Schlankheiten (z.B. Innenwände) eine Umkehrung auf. Bei diesen Mauerwerkswänden kann eine Nachweisführung nach DIN 1053-1 [1] zum Teil wirtschaftlichere Ergebnisse liefern, als das unter Verwendung der Berechnungsansätze der ENV 1996-1-1 [7] möglich ist. Dies kann auf die Erhöhung der Kantenbruchfestigkeit ($1/18 \leq e/t \leq 1/6$) bzw. der Ausnutzung der mittleren Druckspannung σ_m im ungerissenen Wandquerschnitt ($0 \leq e/t \leq 1/18$) nach DIN 1053-1 begründet werden. Dies führt in diesem Bereich zu einer Erhöhung des Traglastfaktors. Die ENV 1996-1-1 fordert hingegen stets eine Mindestexzentrizität von $e/t \geq 0,05$, wofür sich bei $\bar{\lambda} = 0$ ein Abminderungsfaktor von $\Phi_m = 0,9$ ermitteln lässt.

3 Theoretische Grundlagen

3.1 Vorbemerkungen

Für eine Analyse und Bewertung der Knicksicherheit von Mauerwerkswänden auf der Basis der ENV 1996-1-1 [7] sind neben experimentellen Untersuchungen auch weiterführende theoretische Betrachtungen unabdingbar.

Wie bereits im vorangegangenen Abschnitt festgestellt wurde, liegen den beiden Bemessungsvorschriften im Mauerwerksbau, der DIN 1053-1 [2] und der ENV 1996-1-1 [7], unterschiedliche Verfahren zur Bestimmung der Traglasten bei vertikaler Beanspruchung der Wände zu Grunde. Die sich daraus ergebenden Differenzen der Traglastermittlungen sollen eingehend analysiert werden. Da für diese Überprüfung vor allem der Ansatz der ENV 1996-1-1 [7] im Vordergrund steht, ist über ein unabhängiges Lösungsverfahren eine Vergleichsmöglichkeit zu schaffen, welche es gestattet das in der ENV 1996-1-1 [7] enthaltene Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Traglasten qualitativ und quantitativ bewerten zu können.

Prinzipiell existieren zwei methodisch verschiedene Vorgehensweisen zum Nachweis der Knicksicherheit von Mauerwerk. Ausgangspunkt für beide ist der Mauerwerksstab im ausgelenkten Zustand unter der Annahme, dass die Verformungen klein bleiben (Theorie II. Ordnung). Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen lässt sich einerseits die Differentialgleichung für den exzentrisch beanspruchten Mauerwerksstab, die im gerissenen Zustand die überdrückte Breite als Variable enthält, herleiten und lösen. Dieses Vorgehen wurde aufbauend auf *Euler* und *Engesser* erstmals von *Angervo* [33] und [34] gewählt. *Mann* hat dieses Lösungsverfahren für seine Betrachtungen genutzt. Dabei legte er ein linear-elastisches Materialverhalten zu Grunde und approximiert die Lösung. Als Ergebnis konnten ingenieurmäßig vereinfachte Berechnungsgleichungen ermittelt werden, welche die Grundlage der DIN 1053-1 [2] zur Berechnung der Knicksicherheit von Mauerwerkswänden bilden. Andererseits kann die analytische Problemlösung gegenüber dem Lösungsverfahren auf der Basis der Differentialgleichung vereinfacht werden, wenn eine möglichst wirklichkeitsnahe Annahme über den Krümmungsverlauf der Stabachse im ausgelenkten Zustand getroffen wird. Dieser Weg wurde erstmals *Haller* [32] gegangen und von *Kirtschig* für ein nichtlineares Werkstoffgesetz weitergeführt. Seine approximierten Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der Traglasten fanden direkt Eingang in die ENV 1996-1-1 [7].

Die breite Einführung der ENV 1996-1-1 machte eine Überprüfung des entsprechenden Abschnittes zur Nachweisführung vertikalbeanspruchter Mauerwerkswände erforderlich. Eine erste Untersuchung des Problems erfolgte von *Bergander und Jäger* in [20] und [23]. Das Ergebnis dieser Untersuchung hat seinen Niederschlag in der Neufassung der DIN 1053-100 [4] auf der Basis der Methode der Grenzzustände mit Teilsicherheitsfaktoren gefunden. Es hatte sich gezeigt, dass für den Bereich großer Exzentrizitäten mit der in der ENV 1996-1-1 [7] enthaltenen Lösung die Tragfähigkeiten u.U. überschätzt werden und somit ein Sicherheitsrisiko vorliegen kann. Um der Sache auf den Grund zu gehen, war es notwendig, die Frage des Einflusses der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung in der für Mauerwerk typischen Form zu betrachten.

Bei einer Analyse der Arbeiten von Angervo [33], Kukulski/Lugez [39] und Mann [35] war zu erkennen, dass sich das Problem auch bei nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung auf eine lösbbare Form der Differentialgleichung für Mauerwerkswände unter Druckbeanspruchung zurückführen lässt. Als Ergebnis dieser Forschungsarbeit wird eine Erweiterung gegenüber dem bisher durchgeführten Vergleich [20] erreicht und eine allgemeingültige Grundlage für die Betrachtung des Knickproblems unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Werkstoffgesetze für verschiedene Mauerwerksarten vorgelegt.

Nachfolgende Zusammenstellung liefert einen Überblick über die verschiedenen Vorgehensweisen zur Bestimmung der Knicksicherheit auf theoretischen und numerischen Weg.

Tabelle 2 Zusammenstellung veröffentlichter Verfahren zur Traglastermittlung vertikal beanspruchter Mauerwerkswände

Autoren	Lt.-Quelle	Lösungsweg	Materialverhalten	Besonderheiten	Anwendung
Angervo	[33] und [34]	Differentialgleichung	linear-elastisch und nichtlinear (feste Funktionsbeschreibung)	geschlossene Lösungsverfahren für ungerissenen und gerissenen Wandquerschnitt	Grundlage bei Kukulski und Lugez, Mann sowie Jäger
Kukulski u. Lugez	[39]	Differentialgleichung	Logarithmische Funktion	Untersuchungen für unbewehrten Beton	
Mann	[35]	Differentialgleichung	linear-elastisch	Approximation der Lösung	DIN 1053-1
Jäger u.a.	[24], [27] und [28]	Differentialgleichung	nichtlinear (allgemein)	Parameter d. Materialgesetzes frei bestimmbar	Einarbeitung in ENV 1996-1-1 u. DIN 1053-100 vorgesehen
Haller	[32]	Verformungsansatz	nichtlinear (allgemein)	keine Formulierung des Materialgesetzes	Grundlage bei Kirtschig
Kirtschig	[41], [42] und [43]	Verformungsansatz	nichtlinear, Parabelgleichung	Vorsetzung d. Verfahrens von Haller mit einem vorgegebenen Materialgesetz (Parabelgl. 2. Ordnung Approximation d. Lsg.)	ENV 1996-1-1
Führer	[40]	Verformungsansatz	nichtlinear	Untersuchungen auch zum Beulen von vier- u. dreiseitig gehaltenen Wänden	
Kordina u. Quast	[45]	Modellstützenverfahren	Parabelgleichung, Parabel-Rechteck-Diagramm	Nutzung d. Momenten-Krümmungs-Beziehung	EC 2 und DIN 1045-1: 2001 Grundlage bei Bastgen und Graubner
Bastgen	[55]	Modellstützenverfahren	nichtlinear, Parabelgleichung nach Kirtschig	Nutzung d. Momenten-Krümmungs-Beziehung	
Graubner	[29] und [30]	Modellstützenverfahren	nichtlinear in Anlehnung an den EC 2	Nutzung d. Momenten-Krümmungs-Beziehung	
Purtak	[57]	numerische Lösung über FEM	nach Versuchswerten	Mikromodellierung von Natursteinmauerwerk	

Im Weiteren soll auf das Verfahren von *Haller* [32] und dessen Erweiterung nach *Kirtschig* [41], [42] und [43] zur Bestimmung der Traglasten von Mauerwerkswänden näher eingegangen werden, da dieses die Basis für die in der ENV 1996-1-1 [7] enthaltenen Gleichungen zur Ermittlung der entsprechenden Abminderungsfaktoren Φ darstellt.

Für die Entwicklung der eigenen Lösung des Knickproblems wird jedoch auf die Vorgehensweisen von *Angervo* [33] bzw. *Mann* [35] zurückgegriffen. Hierfür soll zur Beschreibung der Querschnittstragfähigkeit von Mauerwerk ein allgemein formuliertes, nichtlineares Materialgesetz implementiert werden. Dieses muss die bereits anhand von zahlreichen bautechnischen Versuchen ermittelten Spannungs-Dehnungs-Kennlinien bestmöglichst abbilden können.

3.2 Werkstoffverhalten

3.2.1 Allgemeines

Aufbauend auf den versuchstechnisch bestimmten oder bekannten Eigenschaftswerten des Mauerwerkes ist bei der Herleitung der Traglastgleichungen für den gedrückten Mauerwerksstab das Spannungs-Dehnungs-Verhalten durch eine mathematische Formulierung möglichst wirklichkeitsnah darzustellen. Dabei ist einerseits die genaue Erfassung des tatsächlichen Werkstoffverhaltens entscheidend, andererseits sollte die mathematische Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung geeignet sein, einfache Ansätze zur statischen Berechnung des Tragwerkes zu ermöglichen. Die Notwendigkeit und der Wunsch nach Vereinfachung führte oft dazu, dass die bisher im Mauerwerksbau verwendeten Werkstoffgesetze das tatsächliche Verhalten nicht wirklichkeitsnah genug erfassten.

Für die Charakterisierung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Baustoffes können i. A. folgende Schranken gesetzt werden:

- linear-elastisches Materialverhalten (Elastizitätstheorie) als untere Schranke
- starr-plastisches Materialverhalten (Plastizitätstheorie) als obere Schranke.

Das tatsächliche Materialverhalten von Mauerwerk ist jedoch nichtlinear und liegt für alle Stein-Mörtel-Kombinationen zwischen diesen Grenzfällen (s. Bild 8).

Die Schnittkraftermittlung erfolgt im Mauerwerksbau i.d.R. unter Ansatz der linearen Elastizitätstheorie (s. Bild 8a). Materielle und strukturelle Nichtlinearitäten werden dabei über Abminderungen oder Umlagerungen von Spannungen oder Kräften berücksichtigt. Für spezielle Berechnungen oder Untersuchungen, wie hier das Traglastproblem, ist der wirklichkeitsnahe Verlauf der Arbeitslinien zu verwenden, um die inneren Kräfte zu ermitteln. Für die Bestimmung der maßgebenden Querschnittstragfähigkeit kann bei der Bemessung darauf aufbauend die Spannungsverteilung als Spannungsdreieck (DIN 1053-1 [2]), als Dreieck-Rechteck, als Parabel-Rechteck oder als Rechteck (Spannungsblock nach ENV 1996-1-1, Abschn. 3.8.1 [7]) idealisiert werden.

Die Idealisierungen begrenzen den Aufwand für die Schnittgrößenermittlung bzw. für die Querschnittsbemessung wesentlich.

Mauerwerk ist ein Baustoff, der durch eine sehr geringe bzw. gar keine Zugfestigkeit gekennzeichnet ist. Das Aufreißen des Querschnittes muss bei der Traglastuntersuchung berücksichtigt werden und bringt einen hohen Aufwand mit sich.

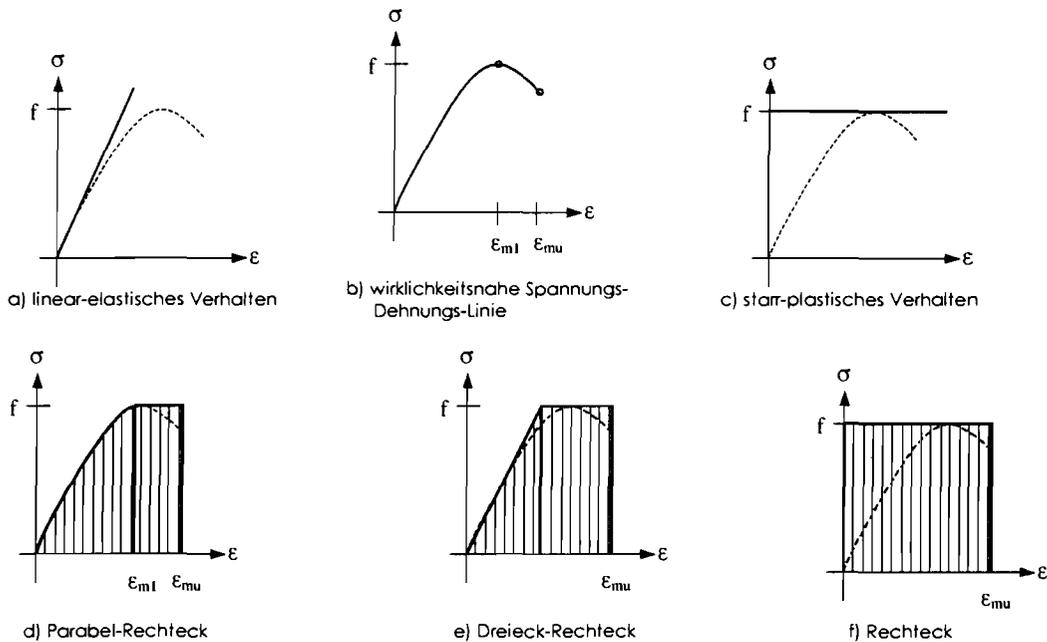


Bild 8 Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Mauerwerk und Idealisierungen

Die in Bild 8b dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie zeigt einen Bereich $\epsilon_{m1} < \epsilon < \epsilon_{mu}$ in dem von einer gewissen Plastizierung des Werkstoffes ausgegangen werden kann. Solche Mauerwerksarten weisen einen Entfestigungsbereich nach Erreichen der Maximalspannung auf. Die Materialkennlinie kann z.B. mit dem Idealisierungsansatz eines Parabel-Rechteck-Verlaufs (vgl. Bild 8d) oder Dreieck-Rechteck-Verlaufs (vgl. Bild 8e) hinreichend genau beschrieben werden. In diesem Zusammenhang wird dem Mauerwerk ein duktiler Materialverhalten zugewiesen. Wobei sich dies lediglich auf die vereinfachte Annahme des plastischen Endbereiches (Spannungsrechteck) des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs bezieht.

Jedoch verhält sich nicht jede Stein-Mörtel-Kombination so, oft tritt nach Erreichen der maximalen Druckspannung der Bruch plötzlich ein. Dies entspricht dann vielmehr einem spröden Materialverhalten. Weitere Ausführungen hierzu enthält ebenfalls der Abschnitt 4.7.2.3.

3.2.2 Grundlagen und Bedeutung

Eine wesentliche Grundlage von wirklichkeitsnahen Traglastverfahren bzw. der Nachweisführung nach der Methode der Grenzzustände sind realistische Werkstoffgesetze zur Beschreibung des Materials.

Für den Bereich des Materialversagens (Querschnittsversagen), d.h. im Wesentlichen bei gedruckenen, überwiegend druckbelasteten Wänden, spielt der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie eine wesentliche Rolle. Die Tragfähigkeit des Querschnitts wird durch das Ausschöpfen aller Festigkeitsreserven des Materials bestimmt. Hierfür hängen die resultierenden, aufnehmbaren Normalkräfte von der Form der Spannungs-Dehnungs-Funktion ab.

Für den Stabilitätsversagenfall schlanker Wandkonstruktionen aus Mauerwerk wird die Tragfähigkeit durch die zunehmenden Verformungen charakterisiert. Dabei sind sowohl die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung, wie auch das Aufreißen des Wandquerschnitts zu berücksichtigen. Die Verformungen hängen primär von den Steifigkeitsverhältnissen entlang der Vertikalachse ab. Die tatsächliche Spannungs-Dehnungs-Linie findet bei der theoretischen Lösung des Problems Eingang beim Momentengleichgewicht (inneres und äußeres Moment) zur Herstellung der Schnittkraft-Verformungs-Beziehung.

Mauerwerk ist ein Material, das in Abhängigkeit von den beiden Komponenten Stein und Mörtel und von der Art der Ausführung in seinen Eigenschaften sehr unterschiedlich sein kann. Das betrifft auch die für die Traglastminderung wesentlichen Eigenschaften wie die Druckfestigkeit und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten. Der Mörtel, die Fugenstärke sowie die Spaltzug- und die Druckfestigkeit der verwendeten Steine spielen eine besondere Rolle. Zum Bruchmechanismus von Mauerwerk aus künstlichen Steinen sei an dieser Stelle auf die Grundlagenarbeit von *Hilsdorf* [60] verwiesen. *Berndt* [61] hat ein Bruchmodell für Quadermauerwerk aus Naturstein aufgestellt und in Versuchen geprüft. Im Allgemeinen wird unabhängig vom Tragverhalten und vom Bruchvorgang eine Korrelation zwischen Mauerwerksfestigkeit und Stein- sowie Mörtelfestigkeit (Normal-, Leicht- und Mittelbettmörtel) hergestellt. Bei Dünnbettmauerwerk hat der Mörtel keinen Einfluss auf die Mauerwerksfestigkeit, weshalb hier ein Zusammenhang zwischen Mauerwerksfestigkeit und Steinfestigkeit allein ausreichend ist.

Aus den geschilderten Gründen ergeben sich folglich auch für das Spannungs-Dehnungs-Verhalten signifikante Unterschiede zwischen den verschiedenen Mauerwerksarten. Das Werkstoffverhalten des Materials Mauerwerk weicht entsprechend der gewählten Stein-Mörtel-Kombination gering bis sehr stark von einem linear-elastischen Materialverhalten ab (vgl. Anhang, Abschnitt 9.4). Entscheidend ist, dass neben der Steinart auch der verwendete Mörtel und die Fugenstärke das Werkstoffverhalten, insbesondere die Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Linie, maßgeblich beeinflussen. Eine Restfestigkeit nach Erreichen der Maximalspannung ist nur bei wenigen Stein-Mörtel-Kombinationen zu beobachten (z.B. KS 20 mit MG III). Um eine eventuelle Plastizierung des Mauerwerks nach Erreichen der Druckfestigkeit in einer Querschnittsfaser feststellen zu können, ist eine gegenüber DIN EN 1052-1 [5] veränderte Versuchsdurchführung erforderlich. Es ist notwendig die Last unter Berücksichtigung der resultierenden Verformungen (Stauchungen) aufzubringen. Dies entspricht einer sogenannten „weggesteuerten“ Versuchsdurchführung. Bei „lastgesteuerter“ Fahrweise ist keine Rücknahme der aufgebrachten Kraft möglich und es wird der Bruch mit Erreichen der höchsten Laststufe konstatiert (vgl. Abschnitt 4.6). Es kommt dabei oftmals zum plötzlichen Versagen des Mauerwerks analog einem Spröbruch.

Als kennzeichnende Parameter zur Beschreibung wirklichkeitsnaher, nichtlinearer Werkstoffgesetze haben sich analog den Betrachtungen und Entwicklungen des Betonbaus folgende Kennwerte herauskristallisiert:

- Druckfestigkeit f
- Bruchfestigkeit f_{mu}
- Bruchstauchung ϵ_{mu}
- Elastizitätsmodul E
- Völligkeitsbeiwert α_R
- bezogener Randabstand k_a .

Eine Zusammenstellung der anhand von Versuchsdurchführungen bestimmten Parameter enthält der Abschnitt 4. Außerdem werden die einzelnen Kennwerte zur Beschreibung des Materialverhaltens im Zusammenhang mit der Analyse der Experimente näher erläutert.

Im Weiteren soll vorerst nur auf mathematisch funktionelle Formulierungsmöglichkeiten entsprechender Spannungs-Dehnungs-Funktionen eingegangen werden.

3.2.3 Werkstoffbeschreibung nach Kirtschig bzw. ENV 1996-1-1

Kirtschig [42] u. [43] hat seinen Analysen zur Tragfähigkeit von vertikalbeanspruchtem Mauerwerk ein nichtlineares Materialverhalten in Form einer quadratischen Parabel zu Grunde gelegt. Er hat dabei umfangreiche Versuchsdaten ausgewertet und die Frage nach der Verallgemeinerung für Mauerwerk gestellt. Die besten Ergebnisse wurden mit einer quadratischen Parabelgleichung zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Kennlinien erzielt, weshalb sie als Grundlage der von ihm durchgeführten weiteren Untersuchungen verwendet wurde.

Diese ist definiert durch:

$$(16) \quad \sigma = E_0 \cdot \epsilon - \frac{E_0^2}{4 \cdot f} \cdot \epsilon^2$$

mit

$$(17) \quad E_0 = \frac{2 \cdot f}{\epsilon_{m1}}$$

Sie hat eine feste Form und ist dadurch gekennzeichnet, dass ihr Scheitel bei f liegt und die Anfangstangente bei ϵ_{m1} durch $2 \cdot f$ geht.

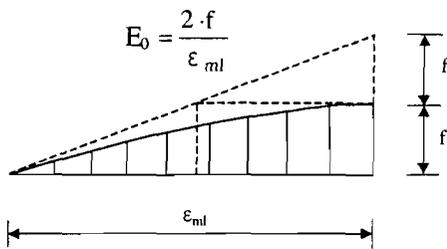


Bild 9 Spannungs-Dehnungs-Linie als Parabel nach Kirtschig [43] (in der Darstellung nach Führer [40], S. 38)

Daraus ergeben sich für den vollständigen gerissenen Querschnitt ($\sigma_2 = 0$) folgende Parameter:

$$(18) \quad \alpha_R = \frac{1}{\sigma_1 \cdot \varepsilon_1} \cdot \int_0^{\varepsilon_1} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = \frac{E_0}{\sigma_1} \cdot \varepsilon_1 \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \cdot \frac{E_0}{f} \cdot \varepsilon_1 \right) = \frac{f}{\sigma_1} \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{m1}} \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{m1}} \right)$$

$$(19) \quad k_a = \frac{a}{x} = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_1} \varepsilon \cdot \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon_1 \cdot \int_0^{\varepsilon_1} \sigma \varepsilon d\varepsilon} = \frac{1}{4} - \frac{1}{2 \cdot \frac{E_0}{f} \cdot \varepsilon_1 - 12} = \frac{1}{4} \cdot \frac{4 \cdot \varepsilon_{m1} - \varepsilon_1}{3 \cdot \varepsilon_{m1} - \varepsilon_1}$$

Der Ansatz der vollständigen Spannungs-Dehnungs-Funktion, demnach in Grenzen von $\sigma_2 = \varepsilon_2 = 0$ bis $\varepsilon_1 = \varepsilon_{m1}$ und für $\sigma_1 = f$ liefert:

$$(20) \quad \alpha_{R,max} = \frac{2}{3} = 0,667$$

$$(21) \quad k_{a,max} = \frac{3}{8} = 0,375$$

Weitere Erläuterungen und Ausführungen zur Ermittlung des Völligkeitsgrades α_R und des Randabstandes des Schwerpunkts k_a sind im Abschnitt 4.7.2.3 enthalten.

Da der Tangentenmodul E_0 im Ursprung und die Dehnung ε_{m1} nicht unabhängig voneinander variiert werden können, ist die Beschreibung des tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens nur bedingt möglich.

Kirtschig hat in [43] eine Vielzahl von Versuchen ausgewertet, um schließlich die notwendigen Parameter zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Parabel zu erhalten. Er greift dabei auf kraftgesteuerte Versuchsdurchführungen zurück. Über eine Ausgleichsrechnung wird der Verlauf angenähert und der Anfangs-Tangentenmodul E_0 bestimmt. Die Bruchdehnung kann bei kraftgesteuerter Fahrweise nicht eindeutig bestimmt werden. Es liegt für den letzten Bereich vor dem Bruch lediglich die Bruchspannung vor. Dies erklärt die anhand der eigenen Versuchswerte gefundenen Differenzen bei der Beschreibung des Materialverhaltens. Im Gegensatz zu den von Kirtschig ausgewerteten Versuchen, wurden im Rahmen dieser Forschungsarbeit fast

ausschließlich nur Experimente in weggesteuerter Belastungsmethodik betrachtet (vgl. Abschnitt 4.5).

In der ENV 1996-1-1 [7] wird der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie für die Bemessung als Parabel, Parabel-Rechteck oder Rechteck vorgegeben. Dabei muss jedoch erwähnt werden, dass beim Nachweis der Tragfähigkeit von vertikal beanspruchtem Mauerwerk im Materialversagensbereich von einem Spannungsblock ausgegangen wird. Dieses Spannungsrechteck darf dabei die volle Höhe der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k annehmen. Im Normalfall müsste jedoch der Spannungsblock ähnlich wie im Betonbau über das Kriterium der Flächen- und Schwerpunktsgleichheit angepasst werden. Im Mauerwerksbau hat sich die Verwendung des Spannungsrechtecks ohne eine solche Variation eingebürgert. Hierzu erfolgt eine Kontrolle anhand von eigenen Versuchen an Kleinprüfkörpern unterschiedlicher Mauerwerksarten. Die Auswertung enthält der Abschnitt 4.7.3.

Den entsprechenden Knickabminderungsfaktoren Φ_m liegt jedoch die quadratische Parabelgleichung nach *Kirtschig* als Definition des Werkstoffes zu Grunde (siehe. Gl. (16)). Dies wird zwar nicht ausdrücklich in der ENV 1996-1-1 [7] erwähnt, kann aber auf Grund der Herleitung der Berechnungsgleichungen zum Abminderungsfaktor Φ_m geschlossen werden. *Kirtschig* legte all seinen theoretischen Betrachtungen vorstehendes Stoffgesetz (s. Gl. (16)) zu Grunde und approximiert die so erhaltenen Traglastkurven (vgl. [41]). Das Ergebnis ist dann direkt in die Erarbeitung der Norm eingeflossen.

3.2.4 Einführung eines neuen nichtlinearen Materialgesetzes für Mauerwerk

Ziel der Einführung eines nichtlinearen Werkstoffgesetzes soll die möglichst gute Beschreibung des realen Verlaufs der Spannungs-Dehnungs-Kennlinien unterschiedlicher Mauerwerksarten sein. In der Literatur ließen sich bis dato zwar zahlreiche Formulierungen finden, allerdings erfüllten die verschiedenen Beschreibungen der Werkstoffverhaltens nicht alle Kriterien bei der Auswahl zur weiteren Verwendung zur Ermittlung der Traglasten. Besonders wichtig ist neben der guten Abbildung des tatsächlichen Verlaufs der Kennlinien auch die mathematische Einfachheit sowie Differenzierbarkeit der Funktionen. In [31] wurden daher einige Werkstoffgesetze analysiert und bewertet. Am besten entsprach das Werkstoffgesetz nach der ENV 1992-1-1 (EC 2) [11] aus dem Betonbau den Anforderungen. Es konnte sehr gut auf den Mauerwerksbau übertragen werden. Allerdings sind die notwendigen mathematischen Formulierungen z.B. zur Bestimmung des Völligkeitsgrades α_R und des Randabstandes der Schwerpunkts k_a umfangreich und nur mit größerem Aufwand numerisch auswertbar.

Nachfolgendes Werkstoffgesetz liefert fast identische Werte wie das nach der ENV 1992-1-1 [11], hat aber den Vorteil, dass die Parameter relativ einfach ermittelt werden können. Dies ist besonders wichtig für die spätere Verwendung im Lösungsverfahren der Differentialgleichung zur Ermittlung der Traglasten schlanker Mauerwerkswände.

$$(22) \quad \frac{\sigma}{f_{MW}} = c \cdot \eta - (c-1) \cdot \eta^n \quad \text{mit} \quad \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ml}} \quad \text{und} \quad c = E_0 \cdot \frac{\varepsilon_{ml}}{f_{MW}}$$

sowie $1 \leq n \leq \frac{c}{c-1}$

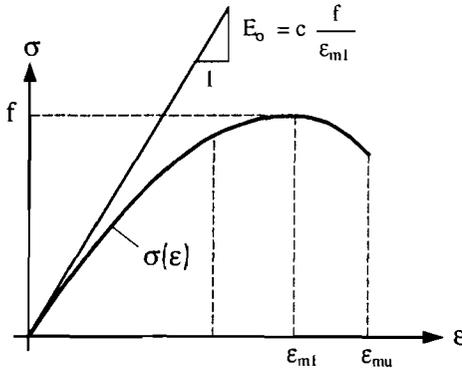


Bild 10 Prinzipdarstellung der Definition des Werkstoffgesetzes

Wird ein vollständig gerissener Querschnitt angesetzt, dann gilt:

$$(23) \quad \alpha_R = \frac{1}{\sigma_1 \cdot \varepsilon_1} \cdot \int_0^{\varepsilon_1} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = \frac{f}{\sigma_1} \cdot \left[\frac{c}{2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}} \right) - \frac{c-1}{n+1} \cdot \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}} \right)^n \right]$$

$$(24) \quad k_a = \frac{a}{x} = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_1} \varepsilon \cdot \sigma \varepsilon d\varepsilon}{\varepsilon_1 \cdot \int_0^{\varepsilon_1} \sigma \varepsilon d\varepsilon} = 1 - \frac{\frac{c}{3} - \frac{c-1}{n+2} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}} \right)^{n-1}}{\frac{c}{2} - \frac{c-1}{n+1} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}} \right)^{n-1}}$$

Erreicht die Randdehnung ε_1 die Stauchung ε_{ml} und damit die Randspannung σ_1 die Festigkeitsgrenze f , so kann für die Gl. (23) und (24) geschrieben werden zu:

$$(25) \quad \alpha_{R,max} = \frac{c}{2} - \frac{c-1}{n+1}$$

$$(26) \quad k_{a,max} = 1 - \frac{\frac{c}{3} - \frac{c-1}{n+2}}{\frac{c}{2} - \frac{c-1}{n+1}}$$

Je nach der Wahl der Parameter c und n ergeben sich verschiedene Funktionstypen aus Gl. (22). Für $c = 1$ und $n = 1$ erhält man so ein lineares Werkstoffgesetz, wobei $\alpha_R = 0,5$ und $k_a = 1/3$ ermittelt werden können. Durch das Vorschreiben von $c = n = 2$ wird der Ansatz nach Gl. (22) in eine quadratische Parabel mit zwei Parametern (f, ε_{ml}) überführt. Diese entspricht dem Werkstoffgesetz nach *Kirtschig* (vgl. Abschnitt 3.2.3). Wird die vollständige Spannungs-Dehnungs-Funktion angesetzt ($\sigma_1 = f, \varepsilon_1 = \varepsilon_{ml}$ und $\varepsilon_2 = 0$), so lässt

sich aus den Gl. (25) u. (26) $\alpha_{R,max} = 0,667$ und $k_a = 0,375$ ermitteln. Dies entspricht exakt den Werten nach Gl. (20) u. (21) (vgl. Abschnitt 3.2.3).

Das in Gl. (22) angegebene Materialgesetz wird über die Parameter c und n und damit f , ϵ_{m1} und E_0 charakterisiert. Die Druckfestigkeit f von Mauerwerk und die dazugehörige Stauchung ϵ_{m1} können anhand von bautechnischen Versuche recht gut bestimmt und damit angegeben werden. Für den Elastizitätsmodul als Tangentenmodul im Ursprung E_0 existieren jedoch größere Streuungen. Diese können durch eventuelle Anfangsverfestigungen während der Durchführung der Experimente und durch die unterschiedlich gearteten Kennlinien der verschiedenen Stein-Mörtel-Kombinationen erklärt werden. Mathematisch exakt ergibt sich aus der 1. Ableitung der Spannungs-Dehnungs-Funktion nach Gl. (22) mit $\epsilon = 0$ nachfolgender Zusammenhang:

$$(27) \quad E_0 = c \cdot \frac{f}{\epsilon_{m1}}$$

Es wird daher eine bestmögliche Anpassung an die realen im Experiment gefundenen Spannungs-Dehnungs-Kennlinien erzielt, wenn die Parameter c und n freiwählbar sind. Der Anfangstangentenmodul E_0 kann nachträglich mit Gl. (27) bestimmt werden.

Eine Zusammenstellung aller Kurvenverläufe basierend auf dem Werkstoffgesetz nach Gl. (22) und den Versuchsergebnissen enthält der Abschnitt 9.4.2 im Anhang des Berichtes.

3.2.5 Vergleich der Werkstoffgesetze

Exemplarisch soll an repräsentativen Versuchsergebnissen die Anwendung der in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Materialgesetze aufgezeigt werden.

Es sind so deutlich die Unterschiede der entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Kennlinien ablesbar. Vor allem der Ansatz der quadratischen Parabelgleichung (vgl. Gl. (16)) weist hinsichtlich der Anpassung an die experimentell ermittelten Kennlinien einige Differenzen auf.

- Kalksandsteinmauerwerk mit Dünnbettmörtel

Kenngrößen:

$$f = 15,570 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon_{m1} = 4,059 \text{ mm/m}$$

$$c = 1,40$$

$$n = 3,89$$

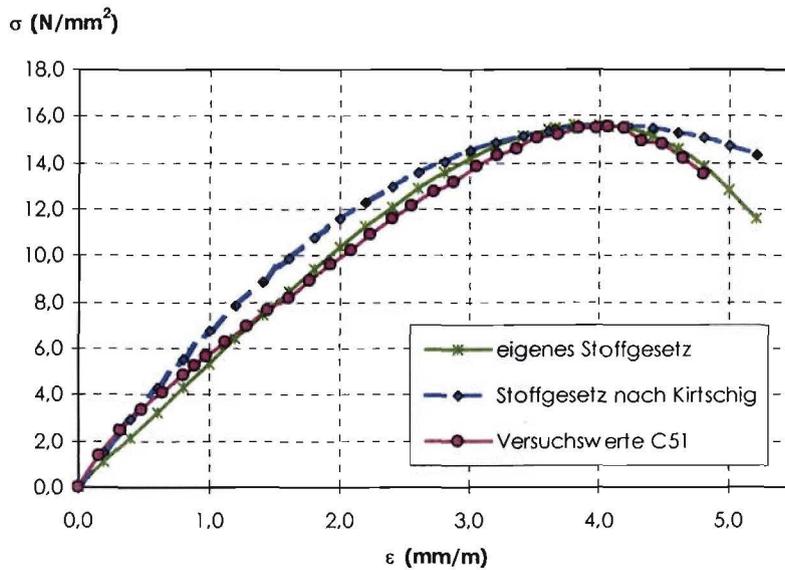


Bild 11 Vergleich – Werkstoffgesetze mit Versuchswerte KS – DM

- Hochlochziegelmauerwerk mit Normalmörtel MG II

Kenngößen:

$f = 7,715 \text{ N/mm}^2$

$\epsilon_{m1} = 2,477 \text{ mm/m}$

$c = 1,30$

$n = 4,81$

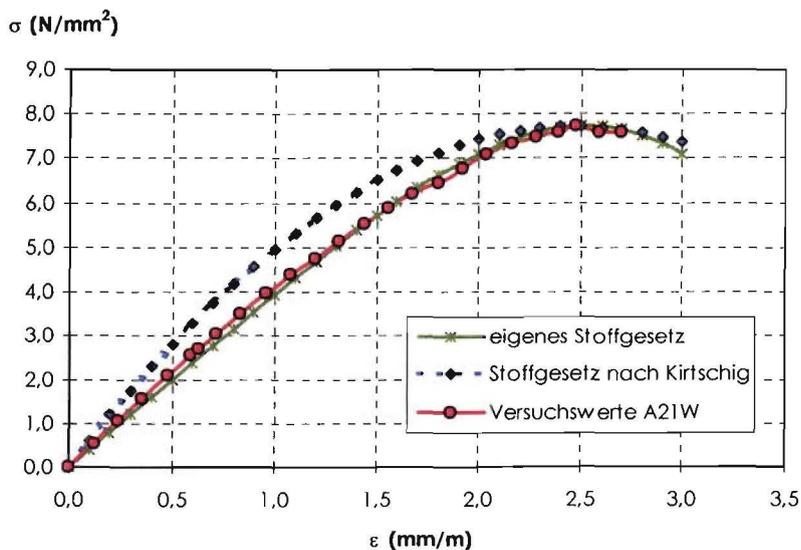


Bild 12 Vergleich – Werkstoffgesetze mit Versuchswerte HLZ – NM II

- Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen mit Leichtmörtel LM 36

Kenngrößen:

$$f = 2,510 \text{ N/mm}^2$$

$$c = 1,0$$

$$\epsilon_{m1} = 0,685 \text{ mm/m}$$

$$n = 0$$

(lineare Funktion)

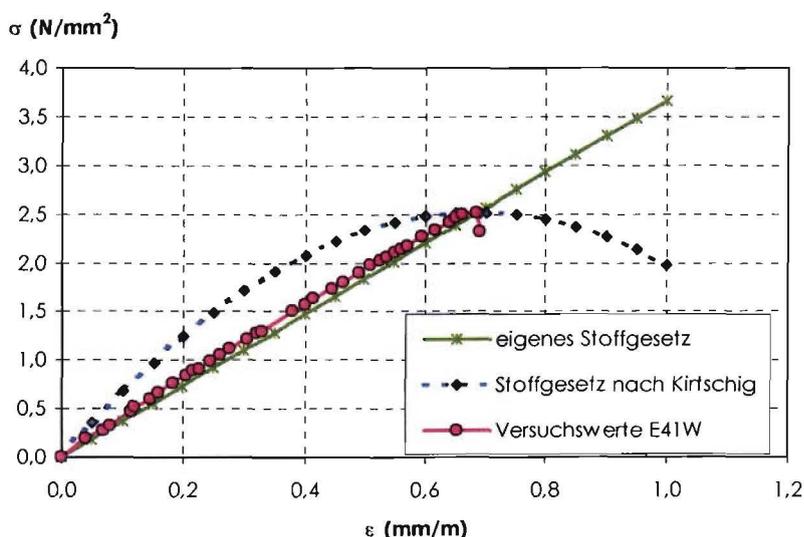


Bild 13 Vergleich – Werkstoffgesetze mit Versuchswerte Vbl – LM 36

Die Kurvenverläufe basierend auf dem Werkstoffgesetz nach *Kirtschig* (vgl. Gl. (16)) weisen in allen Fällen eine größere Völligkeit als die tatsächlichen Kennlinien auf. Es wird demnach bei Anwendung dieses Werkstoffgesetzes die Querschnittstragfähigkeit von Mauerwerk rechnerisch überschätzt.

Demgegenüber sind mit dem neueingeführten Stoffgesetz über die Anpassung der Parameter c und n nach Gl. (22) sehr gute Beschreibungen des realen Materialverhaltens möglich. Vor allem die Anpassung der Völligkeit der Kurvenverläufe (vgl. Gl. (23)) lässt eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment zu. Das Materialgesetz zeichnet sich besonders durch mögliche Definition der Kennlinie zwischen den Grenzwerten eines linearen und rechteckförmigen Verlaufs aus.

3.3 Ermittlung von Traglasten

3.3.1 Verfahren nach *Haller* und *Kirtschig*

3.3.1.1 Allgemeines

Wie schon im Abschnitt 3.1 festgestellt wurde, liegt den Berechnungsgleichungen in der ENV 1996-1-1 [7] zur Ermittlung der Abminderungsfaktoren bzw. Traglasten die theoretische Lösung nach *Haller* [32] bzw. *Kirtschig* [41], [42] und [43] zu Grunde.

Das Lösungsverfahren zum Stabilitätsproblem von Mauerwerkswänden beruht auf der Annahme eines Verlaufs der Biegelinie bzw. der Krümmung im ausgelenkten Zustand des Knickstabes (Verformungsansatz).

Die theoretische Grundlage wurde von *Haller* geschaffen, der seine Untersuchungen bereits 1949 in [32] veröffentlichte. Er verfasste seine Lösung allgemeingültig für beliebige, nichtlineare Werkstoffgesetze indem er den bezogenen Randabstand des Schwerpunktes k_a als Parameter einführte.

Kirtschig griff dieses Verfahren auf und ergänzte es durch ein anhand von Versuchen bestimmtes Werkstoffgesetz (vgl. Abschnitt 3.2.3), so dass in Abhängigkeit der Exzentrizität und Schlankheit Traglasten ermittelt werden konnten.

Aus [32] ist bekannt, dass *Haller* für seine Betrachtungen zur Knicksicherheit von Ziegelmauerwerk Verformungsansatz in Form einer Sinushalbwellen wählt. Er setzt dabei ebenfalls an, dass die *Bernoulli*-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte auch für das Ziegelmauerwerk zutrifft. Somit wird, ausgehend von einer linearisierten Momenten-Krümmungs-Beziehung, folgender Berechnungsansatz gewählt:

$$(28) \quad \kappa = \frac{\varepsilon_1}{x} = \frac{w''(z)}{(1 + w'(z))} \approx w''(z)$$

Für die Verformung über die Stablänge gilt:

$$(29) \quad w(z) = \Delta e_{mII} \cdot \sin \frac{\pi}{h_{ef}} \cdot z$$

Für den Versagensfall interessiert der maßgebende Wandquerschnitt in der halben Wandhöhe, so dass mit $z = h/2$ die Krümmung des Stabes an dieser Stelle zu

$$(30) \quad w''(z) = \Delta e_{mII} \cdot \frac{\pi^2}{h_{ef}^2}$$

angegeben werden kann. Aus den Gleichungen (28) und (30) folgt:

$$(31) \quad \Delta e_{mII} = \frac{\varepsilon_1}{x} \cdot \frac{h_{ef}^2}{\pi^2}$$

Mit Gl. (31) lässt sich die Ausbiegung in Stabmitte berechnen. Sie hängt nach Ansatz einer Näherung für die Durchbiegung in Form einer Sinushalbwellen nur noch von der Druckzonenhöhe x ab. Die Übertragung von Zugspannungen im Mauerwerk wird von *Haller* ausgeschlossen. Die größte Randdehnung ε_1 und der Randabstand a der Spannungserzeugenden charakterisieren hier die Materialeigenschaften von Mauerwerk. Darüber hinaus geht *Haller* für die Gleichgewichtsbedingung davon aus, dass die Wirkungslinie der äußeren Belastung mit der Spannungserzeugenden übereinstimmt.

3.3.1.2 Vollständig gerissener Querschnitt

Hierbei setzt *Haller* folgende Definitionen des entsprechenden Spannungszustandes an:

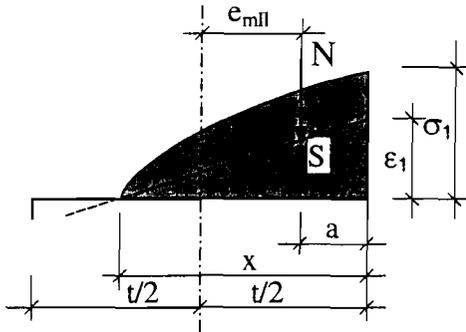


Bild 14 Spannungsverteilung bei gerissenem Querschnitt

Die Lage des Schwerpunktes der Fläche unter der anzusetzenden Spannungsverteilung über dem ungerissenen Wandquerschnitt wird wie folgt definiert:

$$(32) \quad a = \frac{t}{2} - e_{ml} - \Delta e_{ml} = k_a \cdot x$$

Unter Ansatz der Gl. (31)u. (32) kann die Höhe der Druckzone x zu

$$(33) \quad k_a \cdot x = \frac{t}{2} - e_{ml} - \frac{h_{ef}^2}{\pi^2} \cdot \frac{\epsilon_1}{x}$$

bestimmt werden und nach Umformen wird folgende Gleichung

$$(34) \quad \left(\frac{x}{t}\right)^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right) \cdot \frac{x}{t} \cdot \frac{1}{k_a} + \frac{h_{ef}^2}{\pi^2} \cdot \frac{\epsilon_1}{t^2} \cdot \frac{1}{k_a} = 0$$

erhalten. Nach Lösen der quadratischen Gleichung ist:

$$(35) \quad \frac{x}{t} = \frac{1}{4} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right) \cdot \left[\frac{1}{k_a} + \sqrt{\frac{1}{k_a^2} - \frac{16 \cdot \epsilon_1 \cdot \bar{\lambda}^2}{\pi^2 \cdot k_a \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right)^2}} \right]$$

Damit ergibt sich für die aufnehmbare Druckkraft zu:

$$(36) \quad N_u = \alpha_R \cdot b \cdot x \cdot f = \alpha_R \cdot b \cdot t \cdot f \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right) \cdot \left[\frac{1}{k_a} + \sqrt{\frac{1}{k_a^2} - \frac{16 \cdot \epsilon_1 \cdot \bar{\lambda}^2}{\pi^2 \cdot k_a \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right)^2}} \right]$$

Für den Traglastfaktor Φ gilt dann:

$$(37) \quad \Phi = \max \left\{ \alpha_R \cdot \frac{1}{4} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right) \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{16 \cdot \varepsilon_1 \cdot k_a \cdot \bar{\lambda}^2}{\pi^2 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right)^2}} \right] \right\}$$

Dabei sind der Völligkeitsgrad α_R und der bezogene Randabstand der resultierenden Normalkraft k_a in Abhängigkeit von der maximalen Randdehnung ε_1 zu bestimmen. Für den Fall des Spannungsversagens $\sigma_1 = f$ kann ε_1 durch die bekannte Dehnung ε_{ml} (bei f) ersetzt werden, während beim Stabilitätsversagen die Traglast N_u bzw. der Traglastfaktor Φ nur mit einer Iteration über ε_1 als Extremwertaufgabe bestimmt werden kann.

Auf Basis von eigenen Untersuchungen charakteristischer Spannungs-Dehnungs-Linien im Mauerwerksbau (z.B. in [43] und [44]) versucht *Kirtschig* die für die Anwendung des *Hallerschen-Verfahrens* notwendigen Spannungsverteilungen über den Querschnitt zu bestimmen. Anhand von zahlreichen experimentellen Ergebnissen zur Form der Spannungs-Dehnungs-Linien wird in [43] und [44] eine einheitliche analytische Definition des Werkstoffgesetzes angegeben. *Kirtschig* schlussfolgert nach den damaligen Ergebnissen, dass mit einer Parabel II. Ordnung am besten den realen, aus Versuchen ermittelten, Spannungs-Dehnungs-Linien entsprochen werden kann. Die Gleichungen (16) und (17) im Abschnitt 3.2.3 dienen dabei zur Beschreibung des charakteristischen Werkstoffverhaltens. Daraus können die in Gl. (37) benötigten Parameter α_R und k_a ermittelt werden. Für den Ansatz des vollständig gerissenen Wandquerschnitts ($\sigma_2 = 0$) sind diese bereits mit Gl. (18) und (19) angegeben. Eingesetzt in Gl. (37) kann der Traglastfaktor nach einigen Umformungen wie folgt bestimmt werden:

$$(38) \quad \Phi = \frac{1}{4} \cdot \frac{E_0 \cdot \varepsilon_1}{\sigma_1} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{12} \cdot \frac{E_0 \cdot \varepsilon_1}{f} \right) \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right) \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{4 \cdot \varepsilon_1 \cdot \frac{4 \cdot \varepsilon_{ml} - \varepsilon_1 \cdot \bar{\lambda}^2}{3 \cdot \varepsilon_{ml} - \varepsilon_1}}{\pi^2 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right)^2}} \right]$$

3.3.1.3 Ungerissener Querschnitt

Für die Analyse des überdrückten Wandquerschnitts können die Gleichungen (36) u. (37) ebenfalls herangezogen werden. Zu beachten ist, dass bei $\varepsilon_1 < \varepsilon_{ml}$ (Stabilitätsversagen) die Beiwerte α_R und k_a in Abhängigkeit von den Randdehnungen ε_1 u. ε_2 nur iterativ bestimmt werden können. Bei Spannungsversagen $\varepsilon_1 = \varepsilon_{ml}$ kann ε_2 aus der Gleichgewichtsbedingung für $\alpha_R(\varepsilon_2)$ berechnet werden. Daraus ergibt sich dann $k_a(\varepsilon_2)$.

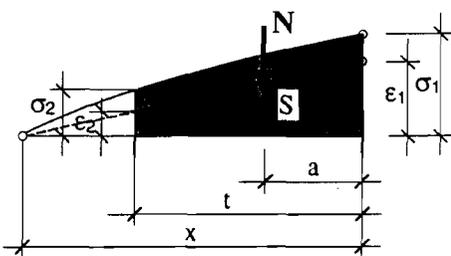


Bild 15 Spannungsverteilung bei ungerissenem Querschnitt

Es gilt am rechteckförmigen Wandquerschnitt:

$$(39) \quad \frac{x}{t} = \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}$$

Dies in Gl. (34) eingesetzt und selbige für ε_2 gelöst ergibt die entsprechende Iterationsvorschrift zur Bestimmung von ε_2 . Damit können nunmehr mittels der Durchführung der Iteration für ε_2 die Traglastfaktoren unter Verwendung von Gl. (37) in Abhängigkeit von der Exzentrizität, der Schlankheit und dem entsprechenden Spannungs- bzw. Dehnungszustand ermittelt werden. Auf eine ausführliche Beschreibung soll an dieser Stelle verzichtet werden. In [43] sind die entsprechenden Gleichungen angegeben und im Weiteren numerisch ausgewertet wurden.

3.3.2 Eigenes Verfahren

3.3.2.1 Allgemeines

Mit dem bereits im Juli 2000 vorgelegtem Forschungsbericht (siehe [24]) wurde eine auf die Vorgehensweise von Mann [35] beruhende Erweiterung des Lösungsverfahrens der Differentialgleichung vorgestellt. Sie diente der Einführung eines nichtlinearen Materialverhaltens in das bereits bekannte Verfahren. Es sollte so eine vergleichende Lösung zu den Grundlagenarbeiten von Kirtschig (vgl. Abschnitt 3.3.1) und damit für die ENV 1996-1-1 [7] geschaffen werden.

Allerdings bereitet die Lösung einer solchen Differentialgleichung unter Berücksichtigung eines nichtlinearen Materialverhaltens einige Schwierigkeiten. Diese werden in den folgenden Abschnitten aufgezeigt und gelöst.

Mit der Erweiterung des Lösungsverfahrens soll nunmehr eine Möglichkeit zur Bestimmung wirklichkeitsnaher Traglastfaktoren Φ unter Beachtung eines realen Spannungs-Dehnungs-Verlaufs im überdrückten Querschnittsbereich angegeben werden. Dabei wird die Form der Materialkennlinie in parametrisierter Darstellungsweise eingeführt.

3.3.2.2 Aufstellen der Differentialgleichung

Grundstruktur des Knickproblems ist der beidseitig gelenkig gelagerte Druckstab mit gleich großer Exzentrizität an beiden Stabenden.

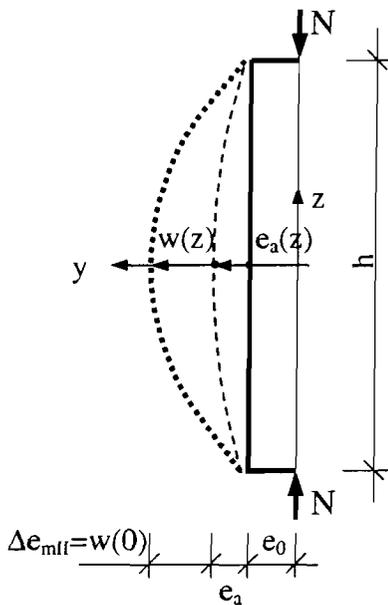


Bild 16 Ersatzstabssystem (Prinzipiskizze unmaßstäblich)

Der Ursprung der Stabachse z wird allerdings nicht stets in Wandmitte gelegt, dies ist vom jeweiligen Lösungsverfahren bzw. der Vorgehensweise zur Bestimmung der Traglasten abhängig.

Die elasto-statische Lösung bei konstanten Stabparametern führt bekanntlich zu einer linearen Differentialgleichung, die sich explizit lösen lässt:

$$(40) \quad E \cdot I \cdot w''(z) + P \cdot (w(z) + e_0) = 0$$

Für Mauerwerk ist diese Problemformulierung kaum brauchbar, da im allgemeinen keine konstante Biegesteifigkeit vorausgesetzt werden kann. Grund dafür sind nichtlineares Stoffverhalten und Systemänderungen, die aus der fehlenden Zugfestigkeit resultieren.

Bei einer allgemeinen und nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Arbeitslinie kann das Knickproblem formell analog zu (40) dargestellt werden:

$$(41) \quad B(z) \cdot w''(z) + N \cdot (w(z) + e_0) = 0$$

Im Gegensatz zu (40) ist Gl. (41) jedoch nichtlinear. Eine konstante Biegesteifigkeit kann nur für den unbelasteten Ausgangszustand vorausgesetzt werden. Die Biegesteifigkeit ist nicht nur über die Höhe veränderlich, sondern vom Spannungs- und Verzerrungszustand abhängig (vgl. hierzu auch Abschnitt 3.3.3).

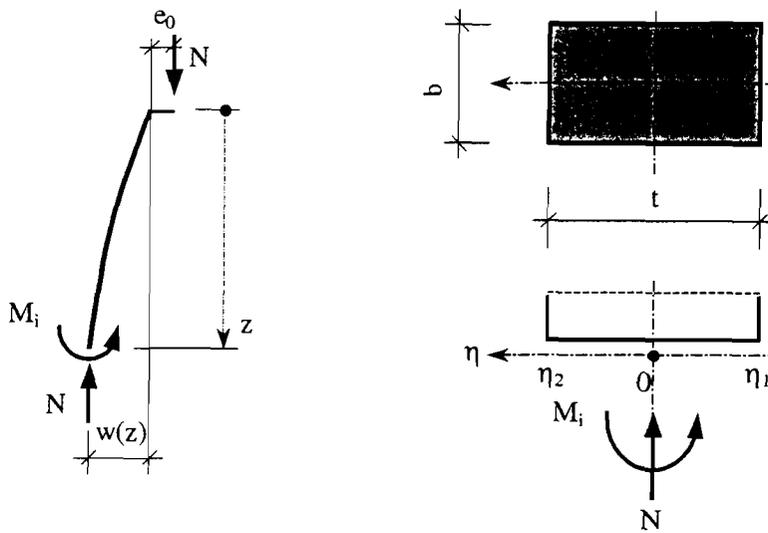


Bild 17 Stababschnitt beim Knickproblem von Mauerwerk (Prinzipdarstellung)

Es gelten weiterhin die üblichen Annahmen kleiner Verschiebungen und ebenbleibender Querschnitte, die die folgenden Beziehungen für das Verzerrungsfeld liefern:

$$(42) \quad \begin{aligned} \varepsilon &= \varepsilon_0 - \kappa \cdot \eta \\ \varepsilon_1 - \varepsilon_2 &= \Delta\varepsilon = t \cdot \kappa \end{aligned}$$

Für den Rechteckquerschnitt gilt weiter

$$(43) \quad \begin{aligned} \varepsilon_1 &= \varepsilon_0 + \Delta\varepsilon/2 \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon_0 - \Delta\varepsilon/2 \end{aligned}$$

Hier und im Weiteren sind Druckspannungen und Stauchungen als positiv definiert, mit $x = x(z)$ ist die wirksame Querschnittsdicke im gerissenen Zustand bezeichnet.

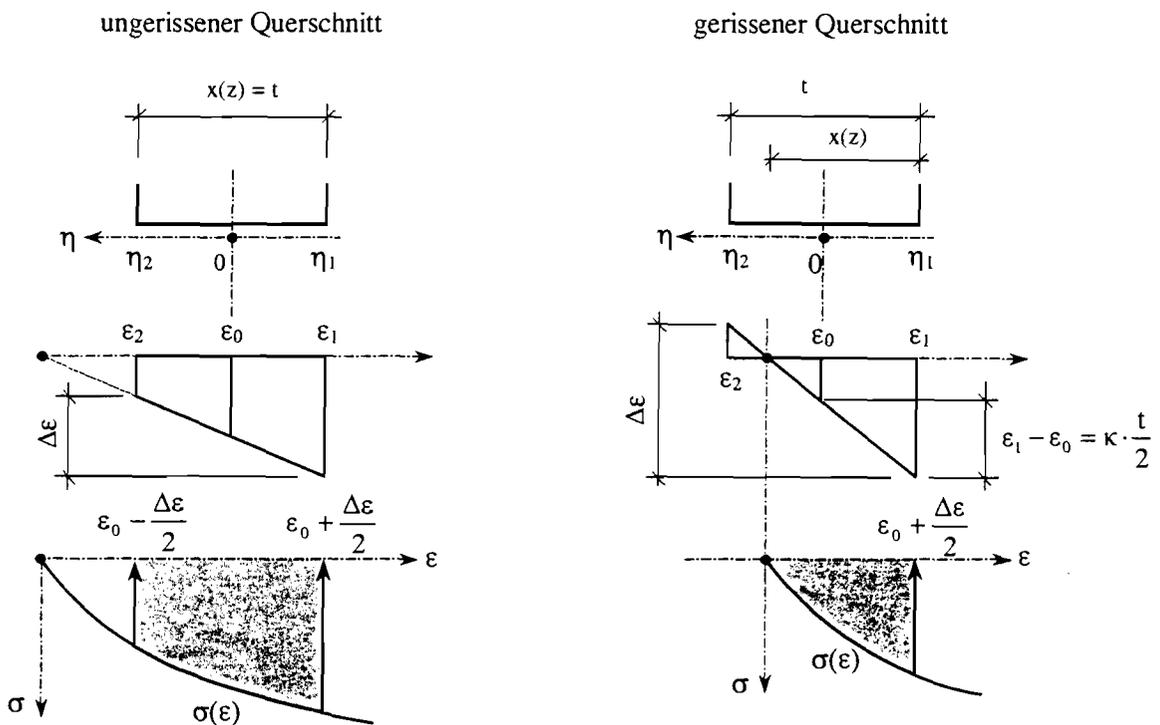


Bild 18 Spannungs- und Verzerrungszustand im Querschnitt bei Ansatz eines allgemeinen Stoffgesetzes

Die Spannungsergebnierende im Querschnitt muss das Kräftegleichgewicht erfüllen:

$$(44) \quad N = \int \sigma \cdot dA$$

(A)

Mit den Gl. (42) – (44) kann die Bestimmungsgleichung für ϵ_0 formuliert werden:

$$(45) \quad \int_{\epsilon_0 - \kappa \cdot t/2}^{\epsilon_0 + \kappa \cdot t/2} \sigma \cdot d\epsilon = N \cdot \frac{\kappa}{b}$$

Nach der Lösung von Gl. (45), die im allgemeinen nur numerisch zu finden ist, steht der Verzerrungszustand im Querschnitt fest. Eine geschlossene Lösung ist nur bei Spezialfällen möglich – z.B. bei linearem Stoffgesetz mit $\sigma = E \cdot \epsilon$.

In Abhängigkeit vom Lösungswert ϵ_0 sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- $\epsilon_0 \geq \Delta\epsilon/2$ die Dehnungsnulllinie liegt außerhalb des Querschnitts, bzw. als Sonderfall am Querschnittsrand. Der Querschnitt ist ungerissen und die volle Querschnittsdicke bleibt effektiv, d.h. $x = t$.
- $\epsilon_0 < \Delta\epsilon/2$ die Dehnungsnulllinie befindet sich innerhalb des Querschnitts. Bei Material ohne Zugfestigkeit wird der Querschnitt teilweise gerissen und hat nunmehr eine effektive Dicke $x < t$.

Mit dem bereits bekannten Verzerrungszustand steht über das Stoffgesetz $\sigma(\varepsilon)$ auch die Spannungsverteilung im Querschnitt fest. Das Projektionsgleichgewicht ist mit (44) bzw. (45) streng erfüllt, die Spannungsresultierende ist der Druckkraft N gleich. Es muss noch das innere Deformationsmoment über Integration der Normalspannungen bestimmt werden:

$$(46) \quad M_i = - \int \sigma \cdot \eta \cdot dA \quad (A)$$

Die Umformung der Integralfunktion führt unter Bezug auf Gl. (45) zu

$$(47) \quad M_i = \frac{b}{\kappa^2} \int_{(\varepsilon)} \sigma \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon - N \cdot \frac{\varepsilon_0}{\kappa}$$

Wenn ein Material ohne Zugfestigkeit vorliegt, kann für die untere Integrationsgrenze in (47) Null als physikalisch sinnvoller Minimalwert gesetzt werden. Das Deformationsmoment lautet demzufolge in Abhängigkeit des Querschnittszustands:

$$(48) \quad M_i = \begin{cases} \frac{b}{\kappa^2} \int_{\varepsilon_0 - \kappa \cdot \nu/2}^{\varepsilon_0 + \kappa \cdot \nu/2} \sigma \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon - \frac{N}{\kappa} \cdot \varepsilon_0 & \text{ungerissener Querschnitt} \\ \frac{b}{\kappa^2} \int_0^{\varepsilon_0 + \kappa \cdot \nu/2} \sigma \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon - \frac{N}{\kappa} \cdot \varepsilon_0 & \text{gerissener Querschnitt} \end{cases}$$

Das Moment der äußeren Drucklast ist

$$(49) \quad M_a = N \cdot (w(z) + e_0)$$

Sollte sich das System im Gleichgewicht befinden, dann wäre M_a dem inneren Moment M_i gleich. Durch den Einfluss der geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten sind jedoch beide Momente von der Durchbiegung abhängig, die ihrerseits auf der Basis einer momentanen Biegesteifigkeit ermittelt wird. Der Steifigkeitsverlauf ist zusätzlich noch vom Risszustand abhängig.

Exemplarisch wird nachfolgend das Aufstellen des Momentengleichgewichts und damit die Herleitung der Differentialgleichung am verformten Knickstab aus Mauerwerk unter Ansatz eines vollständig gerissenen Querschnitts und ideal linear-elastischen Materialverhaltens gezeigt.

Als Basis für die Ermittlung des inneren Momentes dient Gl. (48). Es wird mit $\varepsilon_2 = 0$

$$(50) \quad M_i = \frac{b}{\kappa^2} \int_0^{\varepsilon_0 + \kappa \cdot \nu/2} \sigma \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon - \frac{N}{\kappa} \cdot \varepsilon_0$$

im Weiteren verwendet. Das entsprechende Stoffgesetz (Spannungs-Dehnungs-Beziehung) lautet hierfür:

$$(51) \quad \sigma = E \cdot \varepsilon$$

Eingesetzt in Gl. (50) kann geschrieben werden

$$(52) \quad M_i = \frac{b \cdot E}{3 \cdot \kappa^2} \cdot \varepsilon^3 \Big|_0^{\varepsilon_0 + \kappa \cdot t/2} - \frac{N}{\kappa} \cdot \varepsilon_0 = \frac{b \cdot E}{3 \cdot \kappa^2} \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot t/2)^3 - \frac{N}{\kappa} \cdot \varepsilon_0$$

Für die Dehnung ε_0 bei $\eta = 0$ (vgl. Bild 18) gilt:

$$(53) \quad \varepsilon_0 = \kappa \cdot x(z) - \kappa \cdot \frac{t}{2}$$

Nach Einsetzen in (52) wird folgende Gl. zur Berechnung des inneren Momentes erhalten:

$$(54) \quad M_i = \frac{b \cdot E}{3 \cdot \kappa^2} \cdot (\kappa \cdot x(z))^3 - \frac{N}{\kappa} \cdot \left(\kappa \cdot x(z) - \kappa \cdot \frac{t}{2} \right) = \frac{b \cdot E}{3} \cdot \kappa \cdot x(z)^3 - N \cdot x(z) + N \cdot \frac{t}{2}$$

Das äußere Moment entspricht Gl. (49). Aus den geometrischen Beziehungen folgt:

$$(55) \quad w(z) + e_0 = \frac{t}{2} - \frac{1}{3} \cdot x(z)$$

und weiterhin nach zweimaligem Differenzieren:

$$(56) \quad w''(z) = -\frac{1}{3} \cdot x''(z)$$

Die obere Beziehung kann noch wie folgt dargestellt werden:

$$(57) \quad \kappa = -w''(z) = +\frac{1}{3} \cdot x''(z)$$

Voraussetzung hierfür ist die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese.

Das äußere und das innere Moment werden gleichgesetzt. Unter Beachtung der Gl. (55) und (57) erhält man:

$$(58) \quad \frac{b \cdot E}{3} \cdot \frac{x''(z)}{3} \cdot x(z)^3 - N \cdot x(z) + N \cdot \frac{t}{2} = N \cdot \frac{t}{2} - N \cdot \frac{1}{3} \cdot x(z)$$

und nach Umformen:

$$(59) \quad x''(z) \cdot x(z)^2 = \frac{6 \cdot N}{b \cdot E}$$

Diese Differentialgleichung 2. Ordnung entspricht exakt der nach Mann aufgestellten und in [35] angegebenen Gleichung. Deren Lösung ermöglicht nunmehr die Ermittlung von Traglasten bzw. Traglastfaktoren unter Beachtung eines gerissenen Wandquerschnitts, der Wandschlankheit und Lastexzentrizität für ein linear-elastisches Materialverhalten.

Die Vorgehensweise und das Lösungsverfahren zur Berechnung von Traglasten mit jenem Ansatz sind in [35] dargelegt. Im Weiteren soll nun dieses Lösungsverfahren für die Implementierung eines allgemeingültigen, nichtlinearen Materialgesetzes erfolgen.

Hierfür wird das bereits im Abschnitt 3.2.4 vorgestellte Stoffgesetz verwendet. Allerdings sind auch andere Formulierungen zur Beschreibung des entsprechenden Spannungs-Dehnungs-Verhaltens denkbar, da folgend lediglich auf die Parameter α_R und k_a sowie dem Elastizitätsmodul E_σ zurückgegriffen wird. Sofern sich für ein Stoffgesetz die entsprechenden Berechnungsgleichungen (vgl. Gl. (23) u. (24)) dafür herleiten lassen, steht einer Anwendung des Lösungsverfahrens nichts im Weg.

Analog zur Vorgehensweise nach Mann [35] und Angervo [33] lässt sich auch folgende Grundgleichung für das Gleichgewicht am verformten Mauerwerksstab aufstellen.

$$(60) \quad E_\sigma \cdot I(z) \cdot w''(z) + N \cdot u(z) = 0$$

3.3.2.3 Vollständig gerissener Querschnitt

Unter Beachtung eines gerissenen Wandquerschnitts infolge auftretender Zugspannungen bei entsprechender exzentrischer Belastung ist der verbleibende, ungerissene Querschnitt über die Stabkoordinate veränderlich. Die „Stabachse“ ist daher leicht gekrümmt.

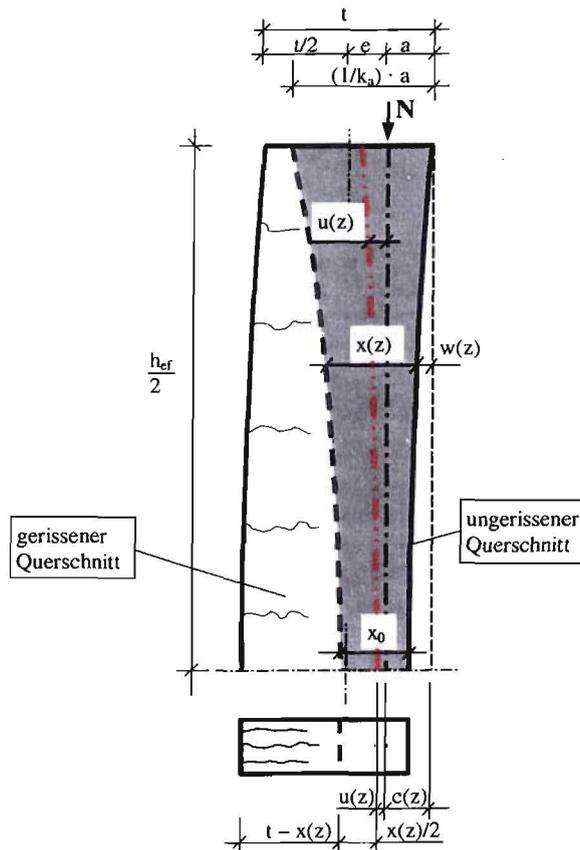


Bild 19 Ersatzstab unter exzentrischer Belastung bei gerissenem Querschnitt

Eventuelle Vorverformungen sind nach den Regeln der ENV 1996-1-1 [7] konstant über die Stablänge anzusetzen, so dass die planmäßige und die unplanmäßige Ausmitte e_{0m} und e_a zu

$$(61) \quad e_{mI} = e_{0m} + e_a$$

zusammengefasst werden können.

Entsprechend der Einführung eines nichtlinearen Werkstoffgesetzes mit den dazugehörigen Parametern α_R und k_a (vgl. Abschnitt 3.2.4) kann der Abstand der Resultierenden der Spannungsfläche zur gekrümmten Stabachse mit

$$(62) \quad u(z) = \left(\frac{1}{2} - k_a \right) \cdot x(z)$$

in Abhängigkeit von der überdrückten Querschnittsbreite $x(z)$ angegeben werden.

Zur Auswertung der Differentialgleichung wird jedoch zusätzlich der Abstand der Kraftwirkungslinie zum überdrückten Querschnittsrand benötigt. Dieser ist definitionsgemäß über

$$(63) \quad c(z) = w(z) + k_a \cdot x(z)$$

darstellbar, wobei k_a der bezogene Randabstand der resultierenden Normalkraft vom stärker gedrückten Querschnittsrand ist. Die Auslenkung des Stabes bzw. der Stabachse wird mit $w(z)$ bezeichnet (s. Bild 19).

Für den Ansatz einer nichtlinearen Spannungsverteilung im überdrückten Restquerschnitt des exzentrisch beanspruchten Mauerwerkstabes können die erforderlichen Parameter der Gleichungen (62) und (63) wie im Bild 20 dargestellt werden.

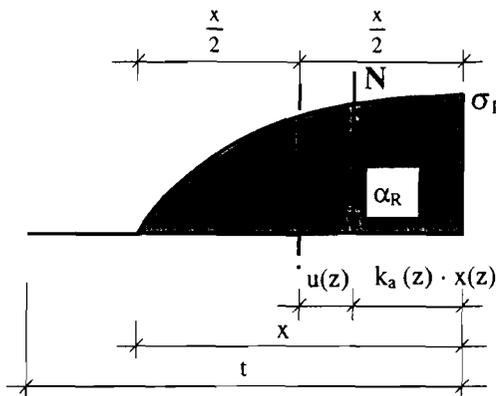


Bild 20 Nichtlineare Spannungsverteilung im überdrückten Wandquerschnitt

In Abhängigkeit von der veränderlichen Biegesteifigkeit des Wandquerschnittes entlang der Stabachse z

$$(64) \quad E_\sigma \cdot I(x(z)) = E_\sigma \cdot \frac{b \cdot x(z)^3}{12}$$

und des Abstandes $u(z)$ der Resultierenden der Spannungsfläche zur Stabachse, bzw. Gl. (62) ist folgende nichtlineare Differentialgleichung 2. Ordnung für den exzentrisch belasteten Mauerwerkstab unter Beachtung eines gerissenen Querschnitts zu lösen:

$$(65) \quad E_{\sigma} \cdot \frac{b \cdot x(z)^3}{12} \cdot (-k_a(z) \cdot x''(z)) + N \cdot \left(\frac{1}{2} - k_a(z) \right) \cdot x(z) = 0$$

Nach Umformung kann die Differentialgleichung wie folgt geschrieben werden.

$$(66) \quad x(z)^2 \cdot x''(z) = \frac{12 \cdot N}{E_{\sigma} \cdot b} \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot k_a} - 1 \right)$$

Da im Stabilitätsversagensfall nicht zwangsläufig die maximale Randdehnung ϵ_{ml} bzw. Randspannung $\sigma_1 = f$ erreicht wird, hängen die Gleichungen zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls E_{σ} und des bezogenen Schwerpunktsabstandes k_a von der tatsächlichen Randdehnung $\epsilon_1 < \epsilon_{ml}$ ab.

Für vollständig gerissenen Querschnitt wird die zweite Randdehnung bzw. -spannung zu Null angesetzt ($\epsilon_2 = \sigma_2 = 0$) daraus ergeben sich folgende Bestimmungsgleichungen für E_{σ} und k_a , wenn das Materialgesetz nach Abschnitt 3.2.4 zu Grunde gelegt wird.

$$(67) \quad \alpha_R = \frac{1}{\sigma_1 \cdot \epsilon_1} \cdot \int_{\epsilon_2}^{\epsilon_1} \sigma \epsilon \, d\epsilon = \frac{f}{\sigma_1} \cdot \left[\frac{c}{2} \cdot \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_{ml}} \right) - \frac{c-1}{n+1} \cdot \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_{ml}} \right)^n \right]$$

$$(68) \quad k_a = 1 - \frac{\int_0^{\epsilon_1} \epsilon \cdot \sigma(\epsilon) \, d\epsilon}{\epsilon_1 \cdot \int_0^{\epsilon_1} \sigma(\epsilon) \, d\epsilon} = 1 - \frac{\frac{c}{3} - \frac{c-1}{n+2} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_{ml}} \right)^{n-1}}{\frac{c}{2} - \frac{c-1}{n+1} \left(\frac{\epsilon_1}{\epsilon_{ml}} \right)^{n-1}}$$

Die Parameter c und n charakterisieren den Spannungs-Dehnungs-Verlauf und sind im Abschnitt 3.2.4 beschrieben. Sie können z.B. anhand von Versuchswerten bestimmt werden und ermöglichen so eine wirklichkeitsnahe Abbildung des Materialverhaltens (vgl. hierzu auch Abschnitt 9.4.2).

Wird statt einem nichtlinearem Materialverhalten wiederum das linear-elastische Stoffgesetz angewendet, dann kann Gl. (66) mit $E_{\sigma} = E = \text{konst.}$ und $k_a = 1/3$ wie folgt umgeschrieben werden:

$$(69) \quad x(z)^2 \cdot x''(z) = \frac{12 \cdot N}{E \cdot b} \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot 1/3} - 1 \right) = \frac{6 \cdot N}{E \cdot b}$$

Dies entspricht erwartungsgemäß exakt der Gl. (59).

Die Lösung der gewöhnlichen Differentialgleichung 2. Ordnung (vgl. Gl. (66)) lässt sich in Abhängigkeit der noch unbestimmten Integrationskonstanten C_1 und C_2 angeben.

$$(70) \quad \pm z \cdot \sqrt{C_1^3} \cdot \sqrt{\frac{24 \cdot N \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot k_a} - 1 \right)}{E_{\sigma} \cdot b}} = \sqrt{C_1 \cdot x \cdot (C_1 \cdot x - 1)} + \ln \left(\sqrt{C_1 \cdot x} + \sqrt{C_1 \cdot x - 1} \right) + C_2$$

mit $x = x(z)$

Die Konstante C_2 kann aus Gründen der Symmetrie des Systems zu

$$(71) \quad C_2 = 0$$

gesetzt werden. Für die Auswertung der Lösung müssen weitere Randbedingungen gefunden werden. Hierfür wird der Versagenszustand der Mauerwerkskonstruktion betrachtet und als Maximalwert die Bruchkraft N_0 als zentrische Versagenslast eingeführt.

$$(72) \quad N_0 = b \cdot t \cdot f$$

Zur Vereinfachung der weiteren Umformungsschritte wird analog der Vorgehensweise nach Mann (vgl. [35]) die Integrationskonstante C_1 ersetzt durch:

$$(73) \quad C_1 = \frac{1}{\frac{1}{k_a} \cdot \left(\frac{t}{2} - e_{ml} \right)} \cdot D$$

Für die Ermittlung der Lösung am Stabende ($z = h/2$) kann die Gleichung (70) nach N aufgelöst werden. Nach Umformen lautet diese:

$$(74) \quad N_s = \frac{1}{24 \cdot (k_a^2 - 2 \cdot k_a^3)} \cdot \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right)^3}{\lambda^2} \cdot b \cdot t \cdot f \cdot D \cdot \left[\sqrt{1-D} + D \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1-D}}{\sqrt{D}} \right]^2$$

mit $\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{f}{E_\sigma}}$

In der Mitte des Stabes (Wandmitte) bei $z=0$ ($x_0=x(z=0)$) gilt:

$$(75) \quad N_f = \int_0^{x_0} \sigma \cdot b \cdot dx$$

Da die Beschreibung der Versagenslast unabhängig von der mathematischen Form der gewählten Spannungs-Dehnungs-Linie sein soll, werden der Völligkeitsgrad α_R und der bezogene Abstand k_a der resultierenden Kraft N_f eingeführt.

$$(76) \quad N_f = \int_0^{x_0} \sigma(x) \cdot dx = b \cdot \alpha_R \cdot f \cdot x_0$$

Mit

$$(77) \quad x_0 = \frac{1}{k_a} \cdot \left(\frac{t}{2} - e \right) \cdot D$$

folgt

$$(78) \quad N_f = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right) \cdot b \cdot t \cdot f \cdot D$$

Im Versagenszustand geht die resultierende Kraft N_s bzw. N_f in die Bruchkraft N_u über oder die maximale Randspannung σ_1 erreicht die Mauerwerksfestigkeit f .

Die Abminderung der Traglasten infolge der Schlankheit einer Mauerwerkswand und der Exzentrizität der Belastung wird über das Verhältnis von exzentrischer zur zentrischen Traglast N_u/N_0 angegeben.

$$(79) \quad \Phi_{s,f} = \frac{N_u}{N_0} = \frac{N_u}{b \cdot t \cdot f}$$

Die beiden Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der Traglastfaktoren können wie folgt aus den Gleichungen (74) und (78) formuliert werden:

$$(80) \quad \Phi_s = \frac{1}{24 \cdot (k_a^2 - 2 \cdot k_a^3)} \cdot \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right)^3}{\lambda^2} \cdot D \cdot \left[\sqrt{1-D} + D \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1-D}}{\sqrt{D}} \right]^2$$

$$(81) \quad \Phi_f = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right) \cdot \frac{\sigma_1}{f} \cdot D$$

Zur Vollständigkeit der Lösung werden noch die Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der enthaltenen Parameter angegeben.

Die Gleichungen (80) und (81) gelten somit in Verbindung mit:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{\frac{f}{E_\sigma}}$$

$$E_\sigma = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

$$\alpha_R = \frac{1}{f \cdot \varepsilon_1} \cdot \int_0^{\varepsilon_1} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon = \left[\frac{c}{2} \cdot \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}}\right) - \frac{c-1}{n+1} \cdot \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}}\right)^n \right]$$

$$k_a = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_1} \varepsilon \cdot \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{\varepsilon_1 \cdot \int_0^{\varepsilon_1} \sigma(\varepsilon) d\varepsilon} = 1 - \frac{\frac{c}{3} - \frac{c-1}{n+2} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}}\right)^{n+1}}{\frac{c}{2} - \frac{c-1}{n+1} \left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{ml}}\right)^n}$$

Es liegt hierfür das nichtlineare Materialgesetz nach Abschnitt 3.2.4 zu Grunde.

Wie bereits erwähnt, kann der Versagenszustand des Knickstabes auf Grund der rasch anwachsenden Formänderungen infolge Theorie II. Ordnung auch vor Erreichen der Mauerwerksfestigkeit f bzw. der dazugehörigen Randdehnung ε_1 eintreten. Daher muss mit zunehmender Schlankheit und Exzentrizität stets überprüft werden, ob Stabilitäts- oder Spannungsversagen maßgebend wird.

Erreicht die maximale Randspannung σ_1 die Druckfestigkeit von Mauerwerk f , dann wird Spannungsversagen und damit die reine Querschnittstragfähigkeit unter Beachtung

des Materialgesetzes maßgebend (Gl. (81)). Andernfalls ergibt sich die maximal aufnehmbare Traglast N bzw. der maximale Traglastfaktor Φ aus dem Kriterium für den Stabilitätsversagensfall nach Gl. (80) (für $\sigma_1 < f$).

Interessant ist hierbei, dass für die numerische Auswertung der Gl. (80) (Stabilitätsversagensfall), ein maximaler Wert gesucht wird. Im Versagenszustand hängt dieser Traglastfaktor Φ_s nur noch von der bezogenen Integrationskonstanten D ab, sofern man iterativ die maßgebende Randdehnung ε_1 ermittelt hat. Es ist demnach das Extremum folgender Funktion zu suchen:

$$(82) \quad F(D) = D \cdot \left[\sqrt{1-D} + D \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1-D}}{\sqrt{D}} \right]^2$$

Dies wird aus dem „Nullsetzen“ der 1. Ableitung erhalten für $D = 0,61165$ erhalten.

$$(83) \quad \frac{dF(D)}{dD} = 0$$

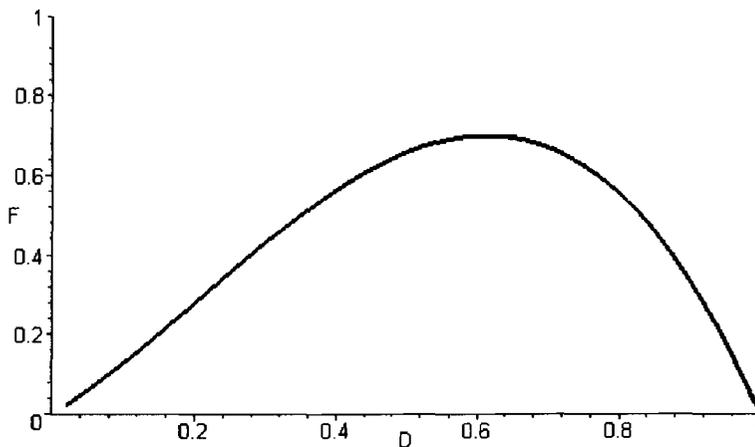


Bild 21 Verlauf der Funktion $F(D)$

Damit ist stets zur Ermittlung des maximalen Traglastfaktors Φ_s $D = 0,61665$ als konstanter Wert anzusetzen. Eingesetzt in Gl. (82) wird

$$(84) \quad F(D = 0,61165) \approx 0,7$$

erhalten und damit geht Gl. (80) über in

$$(85) \quad \Phi_s = \frac{1}{24 \cdot (k_a^2 - 2 \cdot k_a^3)} \cdot \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t} \right)^3}{\lambda^2} \cdot 0,7$$

Allerdings wird für eine numerische Auswertung die Konstante D als Laufvariable genutzt. Mit den Gleichungen (80) und (81) existieren zwei Bedingungsgleichungen zur Ermittlung des maßgebenden Traglastfaktors Φ . In Abhängigkeit von der Variablen D und der zunehmenden Schlankheit h/t wird für eine bestimmte Exzentrizität e_{ml}/t und für ein spezielles Werkstoffgesetz die maximale Traglast im Bruchzustand ermittelt. Dabei ist

für jeden Wert von D bzw. Φ stets die entsprechende Randdehnung ε_1 zu bestimmen, da nur so die Parameter α_R und k_a sowie der entsprechende Elastizitätsmodul E_σ ausgerechnet werden können.

Für den Spezialfall linear-elastisches Materialverhalten, gelten mit $\alpha_R = 1/2$ und $k_a = 1/3$ sowie $E_\sigma = E = \text{konst.}$ folgende Bestimmungsgleichungen der Traglastfaktoren (vgl. Gl. (80) und (81)):

$$(86) \quad \Phi_s = \frac{27}{24} \cdot \frac{\left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right)^3}{\lambda^2} \cdot D \cdot \left[\sqrt{1-D} + D \cdot \ln \frac{1 + \sqrt{1-D}}{\sqrt{D}} \right]^2$$

$$(87) \quad \Phi_f = \frac{3}{4} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ml}}{t}\right) \cdot \frac{\sigma_1}{f} \cdot D$$

Dies entspricht der Lösung nach Mann [35] allerdings ohne Berücksichtigung einer Vorverformung und in leicht veränderter Schreibweise.

3.3.2.4 Ungerissener Querschnitt

Für das Gleichgewicht am verformten Stab kann auch unter der Annahme eines gänzlich ungerissenen Wandquerschnitts die Gl. (60) aufgestellt werden.

Dies ist im Wesentlichen der Fall für Mauerwerkswände mit kleinen Schlankheiten bzw. geringen Exzentrizitäten der Belastung.

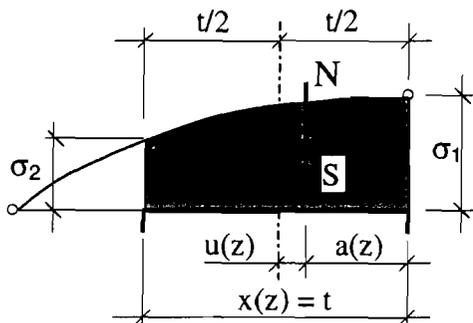


Bild 22 Darstellung des Spannungs- und Dehnungsverlaufes entlang des überdrückten Querschnittes

Bei Ansatz eines überdrückten Querschnitts entspricht die wirksame Querschnittsbreite $x(z)$ stets der Wanddicke t , d.h. es kann $x(z) = t = \text{konst.}$ vorausgesetzt werden. Das Trägheitsmoment I ist daher konstant und kann aus der bekannten Beziehung

$$(88) \quad I = b \cdot \frac{t^3}{12}$$

bestimmt werden.

Der Abstand der Resultierenden der Spannungsfläche zur gekrümmten Stabachse $u(z)$ ergibt sich wegen $x(z) = t$ zu

$$(89) \quad u(z) = w(z) + e_0$$

Damit kann die zu lösende Differentialgleichung in Form von

$$(90) \quad E_\sigma \cdot I \cdot w''(z) + N \cdot w(z) = -N \cdot e_0$$

umgeschrieben werden. Das Vorgehen zur Lösung dieser Gleichung und Bestimmung der Formänderung infolge Theorie II. Ordnung kann als hinreichend bekannt vorausgesetzt werden, da es sich um eine allgemeine Darstellungsform der Gleichgewichtsbeziehung handelt.

Für die maßgebende Stelle in Wandmitte ($z = 0$) gilt:

$$(91) \quad w(z=0) = e_{ml} \cdot \left[\frac{1}{\cos\left(\sqrt{\frac{N}{N_{ki}}} \cdot \frac{\pi}{2}\right)} - 1 \right]$$

Dabei wird die niedrigste Knicklast N_{ki} als homogene Lösung der Differentialgleichung erhalten. Sie wird auch als „Euler-Knicklast“ bezeichnet und kann wie folgt angegeben werden:

$$(92) \quad N_{ki} = \frac{\pi^2}{h^2} \cdot E_\sigma \cdot I$$

Unter Verwendung von Gl. (88) und (92) kann Gl. (91) für den Versagenszustand formuliert werden.

$$(93) \quad e_G = w_0 + e_{ml} = w(z=0) + e_{ml} = \frac{e_{ml}}{\cos\left(\bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \Phi}{E_\sigma / f}}\right)}$$

Mit Gl. (93) ist es nunmehr möglich die Gesamtexzentrizität e_G am verformten System zu bestimmen. Dabei beinhaltet diese alle Anteile infolge exzentrischer Belastung, Kriechausmitte, ungewollter Ausmitte und Formänderung nach Theorie II. Ordnung.

Dabei gilt wiederum:

$$(94) \quad \Phi = \frac{N_u}{N_0} = \frac{N_u}{b \cdot t \cdot f}$$

Im Versagenszustand geht die Traglast N in die Bruchkraft N_u über. Die maximale Traglast wird dann erreicht, wenn unter Beachtung der Bruchkraft das verformte Gesamtsystem sich gerade noch im Gleichgewichtszustand befindet. Hierfür sind zwei Gleichgewichtsbedingungen zu erfüllen.

Auf Grund des Ansatzes eines ungerissenen Wandquerschnittes wird davon ausgegangen, dass im Versagenszustand die maximale Randspannung σ_1 stets die Druckfestigkeitsgrenze von Mauerwerk f erreicht. Damit gilt im Bruchzustand:

$$(95) \quad \sigma_1 = f \quad \text{und} \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{m1}$$

Als erstes gilt die Gleichheit der Normalkräfte. Die äußere Einwirkung kann wie folgt beschrieben werden:

$$(96) \quad N_a = \Phi \cdot b \cdot t \cdot f$$

Für die innere Normalkraft wird die sich aus dem Stoffgesetz ergebende resultierende Normalkraft angesetzt.

$$(97) \quad N_i = \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot dA = \frac{b}{\kappa} \cdot \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot d\varepsilon$$

Aus dem Ansatz von

$$(98) \quad \kappa \cdot t = \Delta\varepsilon = \varepsilon_1 - \varepsilon_2$$

lässt sich für den Versagenszustand das Kräftegleichgewicht wie folgt darstellen:

$$(99) \quad \Phi = \frac{1}{\varepsilon_{m1} - \varepsilon_2} \cdot \frac{\int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot d\varepsilon}{f}$$

Damit ist eine erste Bedingungsgleichung zur Bestimmung des Traglastfaktors Φ aufgestellt worden, welche von der 2. Randdehnung ε_2 abhängig ist (vgl. auch Bild 22).

Weiterhin wird nunmehr die zweite Gleichgewichtsbedingung, das Momentengleichgewicht, am verformten System betrachtet. Das äußere Moment lässt sich aus

$$(100) \quad M_a = N \cdot e_G$$

bestimmen. Unter Verwendung der Gleichungen (93) und (96) kann geschrieben werden:

$$(101) \quad M_a = \Phi \cdot b \cdot t \cdot f \cdot \frac{e_{m1}}{\cos \left(\bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \Phi}{E_\sigma / f}} \right)}$$

Das innere Moment lässt sich aus nachfolgender Gleichung ermitteln.

$$(102) \quad M_i = \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot \eta \cdot dA$$

Unter Beachtung der Dehnungsverteilung im Querschnitt (vgl. hierzu Bild 18) kann nach Gleichungen (47) und (97) auch geschrieben werden:

$$(103) \quad M_i = \frac{b}{\kappa^2} \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot \varepsilon \cdot d\varepsilon - \frac{b}{\kappa} \cdot \frac{t}{2} \cdot \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot d\varepsilon$$

Nach einigen Umformungen lässt sich das innere Moment für den Versagenszustand wie folgt darstellen:

$$(104) \quad M_i = \frac{b}{\kappa} \cdot t \cdot \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot d\varepsilon \cdot \left(\frac{1}{2} - k_a \right)$$

Wobei der bezogene Randabstand zum Schwerpunkt k_a ebenfalls nur in Abhängigkeit von der Randdehnung ε_2 angegeben werden kann. Es gilt:

$$(105) \quad k_a = 1 - \frac{\int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{m1}} (\varepsilon - \varepsilon_2) \cdot \sigma(\varepsilon) d\varepsilon}{(\varepsilon_{m1} - \varepsilon_2) \cdot \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_{m1}} \sigma \varepsilon d\varepsilon}$$

Die Krümmung κ wird aus

$$(106) \quad \kappa = -w''(z)$$

für die maßgebende Stelle in Stabmitte ($z = 0$) bestimmt.

Für das Momentengleichgewicht im Versagenszustand des Systems kann daher nach Umformen geschrieben werden:

$$(107) \quad \Phi = \frac{\left[\cos \left(\bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \Phi}{E_\sigma / f}} \right) \right]^2}{12 \cdot \Phi \cdot \left(\frac{e_{m1}}{t} \right)^2} \cdot E_\sigma / f \cdot \frac{\int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} \sigma \cdot d\varepsilon}{f} \cdot \left(\frac{1}{2} - k_a \right)$$

Somit ist eine zweite Bedingungsgleichung zur Ermittlung des Traglastfaktors Φ wiederum in Abhängigkeit von der Randdehnung ε_2 herleitbar. Die Gleichungen (99) und (107) bilden ein Gleichungssystem. Der entsprechende Traglastfaktor Φ , als Lösung des Gleichungssystems, lässt sich allerdings nur iterativ bestimmen, da beide Gleichungen von Φ und ε_2 abhängig sind und sich nicht nach einer Variablen explizit auflösen lassen.

Mit dem Ansatz des Werkstoffgesetzes nach Abschnitt 3.2.4 können die notwendigen Parameter bzw. die integralen Größen bestimmt werden. In Abhängigkeit von der Schlankheit der Wand und der Exzentrizität der Belastung lassen sich die Traglastfaktoren und damit die Traglasten für den ungerissenen Wandquerschnitt ermitteln.

3.3.3 Feststellungen zum Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit der Wand

Prinzipiell ist die Biegesteifigkeit einer Mauerwerkswand vom Risszustand (ungerissener bzw. gerissener Querschnitt) und vom Spannungs- bzw. Verzerrungszustand im Wandquerschnitt abhängig. Sie ist über die Wandhöhe bzw. Stabachse z veränderlich.

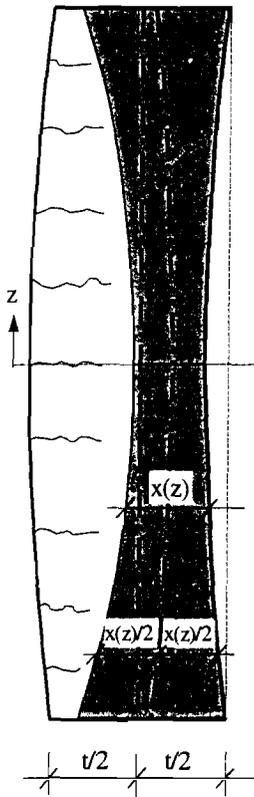


Bild 23 Darstellung des Steifigkeitsverkaufs über die Wandhöhe für gerissenen Querschnitt

Kirtschig schrieb mit dem im Abschnitt 3.2.3 vorgestellten Stoffgesetz den Elastizitätsmodul als Tangentenmodul vor. Dabei ging er bei seinen Analysen vereinfachend von einem konstanten Wert, dem Ursprungstangentenmodul E_0 nach Gl. (17) bzw. einem konstanten Verhältniswert in Bezug zu Mauerwerksdruckfestigkeit f aus (siehe Bild 24). Damit linearisierte er das Problem und konnte das Verfahren von Haller für ein nicht-lineares Materialverhalten lösen (vgl. Abschnitt 3.3.1).

Exakterweise wäre beim Aufstellen des Gleichgewichtes am verformten Stabsystem (vgl. Abschnitt 3.3.2.2) stets von einer über die Stablänge bzw. Wandhöhe veränderlichen Biegesteifigkeit $B(z)$ auszugehen. Dies gilt sowohl für den gerissenen, als auch ungerissenen Wandquerschnitt. Infolge zunehmender Wandhöhe bzw. Schlankheit und damit Formänderungen nach Theorie II. Ordnung, verändert sich ebenfalls der Spannungs- und Verzerrungszustand im Querschnitt der Mauerwerkswand in Abhängigkeit von der Stabkoordinate z . Der Ansatz eines konstanten Elastizitätsmoduls ist als Näherung denkbar, aber nicht exakt. Vielmehr ist dieser Parameter nicht nur primär zur Beschreibung des Materialverhaltens zu verwenden, sondern eben auch als Kenngröße zur Beschreibung der effektiven Biegesteifigkeit über die gesamte Wandhöhe $0 \leq z \leq h$ heranzuziehen. Es sind demnach das Flächenmoment 2. Grades $I(z)$ und der Stoffparameter $E_\sigma = E(z)$ von der Achse z abhängig.

Für $I(z)$ ist die mathematische Formulierung eindeutig, da das Trägheitsmoment bei Ansatz eines Rechteckquerschnitts von der ungerissenen, also der zur Lastabtragung zur

Verfügung stehenden Druckfläche bestimmt wird. Diese kann mittels der Druckzonenhöhe $x(z)$ in Abhängigkeit von der Stabkoordinate z beschrieben werden.

$$(108) \quad I(z) = \frac{b \cdot x(z)^3}{12}$$

Im ungerissenen Wandbereich gilt $x(z) = t$ und damit ist $I(z) = \text{konstant}$.

Der Ansatz eines Elastizitätsmoduls dient zur Beschreibung der Steifigkeitsverhältnisse und beinhaltet im Wesentlichen die Beziehung der Biegesteifigkeit auf das Stoffgesetz. Dabei müsste der entsprechende Spannungs- bzw. Verzerrungszustand in Abhängigkeit von der Stabkoordinate z analysiert und beschrieben werden. Eine geschlossene Lösung basierend auf der Vorgehensweise nach Abschnitt 3.3.2 kann jedoch mit dieser Herangehensweise nicht gefunden werden. Es muss an dieser Stelle eine Vereinfachung des Problems vorgenommen werden.

Sofern an der Randfaser die Bruchspannung erreicht wird, d.h. wenn $\sigma_1 = f$ gilt, dann ist auf Grund des Ansatzes der Differentialgleichung nach Abschnitt 3.3.2.2 von

$$(109) \quad E = E_\sigma = \frac{f}{\varepsilon_{ml}}$$

als Sekantenbruchmodul im Bruchzustand auszugehen (siehe Bild 24). Bei gerissenem Wandquerschnitt und maßgebenden Stabilitätsversagen wird allerdings die Randspannung σ_1 nicht die Festigkeitsgrenze f erreichen. Eine konsequente Weiterführung des Ansatzes des Sekantenmoduls als Steifigkeitsbeiwertes mit

$$(110) \quad E_\sigma = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1}$$

führt jedoch zu einer Unstetigkeit im Lösungsverfahren (vgl. hierzu Abschnitt 3.3.2.3). Mit abnehmender Größe der Randspannung σ_1 bzw. der dazugehörigen Randdehnung ε_1 , wird mit Gl. (110) ein höherer Wert E_σ ermittelt, da die Spannungen und Dehnungen über ein nichtlineares Materialgesetz miteinander gekoppelt sind (vgl. Abschnitt 3.2.4). Dies wirkt sich gerade bei großen Schlankheiten besonders auf die Berechnung der Traglasten aus. Der entsprechende Steifigkeitsbeiwert E_σ bestimmt maßgeblich die Lösung nach Gl. (80) (Stabilitätsversagen bei gerissenem Querschnitt). Obwohl mit dem Ansatz eines nichtlinearen Materialverhaltens auch der von der Randspannung σ_1 bzw. Randdehnung ε_1 abhängige bezogene Schwerpunktsabstand k_a stets dem tatsächlichen Spannungszustand angepasst wird, wirkt sich der Elastizitätsmodul E_σ weit aus stärker auf die Berechnung der Traglasten aus. D.h., die Verringerung von k_a auf Grund geringer Randspannungen σ_1 bzw. Randdehnungen ε_1 steht dem Verhältnis der Biegesteifigkeit für den Versagenszustand gegenüber und vermindert weniger stark die Tragfähigkeit der Wand.

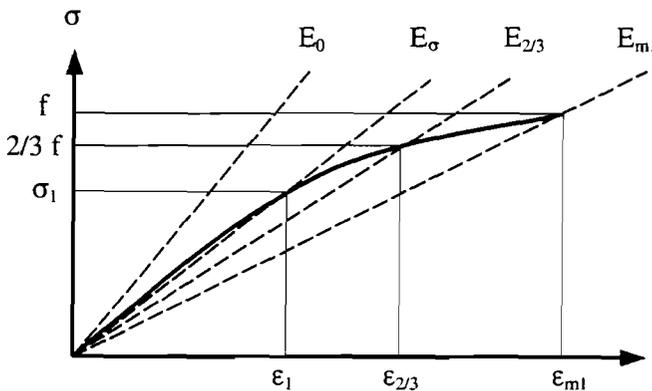


Bild 24 Ansatz verschiedener Elastizitätsmodulwerte

Die zusätzliche Abhängigkeit des Steifigkeitsbeiwertes E_σ von der Stabkoordinate z bleibt weiterhin unberücksichtigt. Hierfür müsste die Momenten-Krümmungs-Beziehung betrachtet werden, wobei das innere Moment sich aus dem Spannungs- und Verzerrungszustand ergibt (vgl. Gl. (48)). Dieser ist jedoch wiederum über den Krümmungswert an die Stabachse z gekoppelt und damit von dieser abhängig.

Die numerische Lösung der Differentialgleichung kann allerdings nur über die Linearisierung des Problems herbeigeführt werden. Dabei wird die geometrische Veränderlichkeit der überdrückten, ungerissenen Querschnittsfläche von der Stabachse z berücksichtigt (vgl. Gl. (108)). Für den Steifigkeitsbeiwert E_σ jedoch ein konstanter Wert eingeführt. Da der Bruchzustand sich nicht über die gesamte Stablänge auch bei eintretendem Materialversagen ausbildet, sollte ein gegenüber der Gl. (109) vermindertes Wert für E angenommen werden. Gleiches gilt ebenfalls für den Stabilitätsversagensfall, hier erreicht die maximale Randspannung σ_1 von vornherein nicht die Festigkeitsgrenze f .

Es empfiehlt sich als Rechenwert von einem Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bei $2/3$ der maximalen Druckspannung f der entsprechenden Werkstoffkennlinie auszugehen. Es gilt:

$$(111) \quad E_{\text{cal}} = E_{2/3} = \frac{\frac{2}{3} \cdot f}{\epsilon_{2/3}}$$

3.3.4 Numerische Auswertung des eigenen Lösungsverfahrens

3.3.4.1 Allgemeines

Eine numerische Auswertung der im Abschnitt 3.3.2 vorgestellten Lösungsverfahren für ungerissene sowie gerissene Wandquerschnitte unter Beachtung eines nichtlinearen Materialverhaltens erfolgt über eigens dafür entwickelte Berechnungsprogramme.

Dabei werden unter Vorgabe verschiedener Anfangsexzentrizitäten vollständige Traglastkurven in Abhängigkeit von der Schlankheit h_{ef}/t und dem Materialgesetz ermittelt.

Eine Iteration der Dehnungsebene ist für den Bereich des Stabilitätsversagens bei gerissenem und stets für den Ansatz eines ungerissenen Wandquerschnittes erforderlich.

Die Lösung der entsprechenden Differentialgleichung ist zwar in beiden Fällen exakt herleitbar, allerdings hängt sie unter Umständen von den Randdehnungen ϵ_1 und ϵ_2 ab. Diese sind zusätzlich iterativ zu bestimmen, um eine Gesamtlösung zur Berechnung der Traglastfaktoren Φ zu erhalten.

Die numerische Auswertung des Lösungsverfahrens erfolgt unter Beachtung der im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Annahmen (vgl. Abschnitt 3.3.3).

3.3.4.2 Vergleiche der numerischen Auswertung des Lösungsverfahrens bei Ansatz unterschiedlicher Materialkennlinien

Das eigene Lösungsverfahren (vgl. Abschnitt 3.3.2) wird vorerst mit den Lösungen nach Mann (vgl. [35]) unter Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens verglichen. Bei Verwendung des Stoffgesetzes nach Abschnitt 3.2.4 sind die Parameter $c = n = 1$ zu setzen, damit wird ein linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie erhalten.

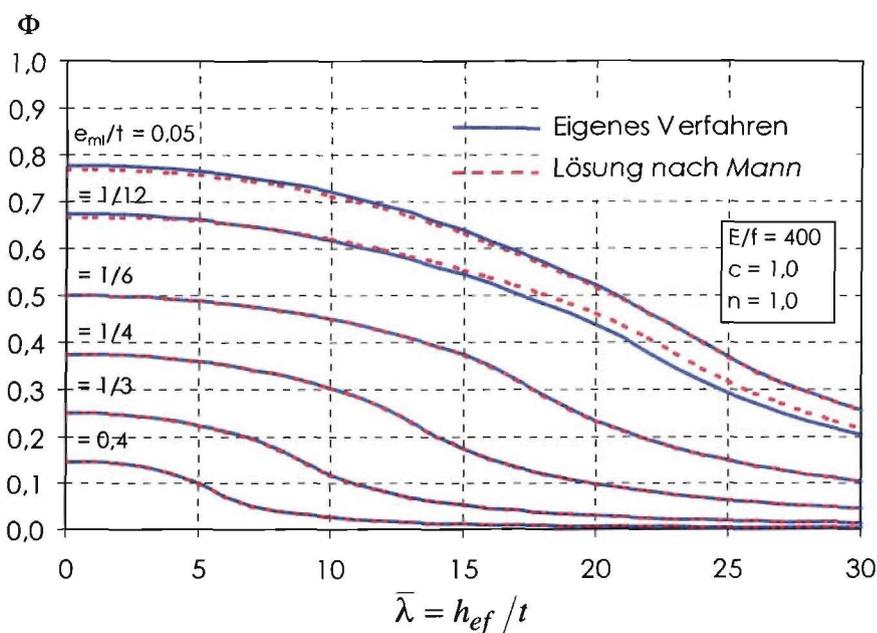


Bild 25 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der Lösung nach Mann und eigenem Lösungsverfahren (mit $c = n = 1,0$)

Das Diagramm zeigt deutlich die sehr gute Übereinstimmung beider Lösungsverfahren. Damit ist erwartungsgemäß eine Bestätigung der Herleitung und Lösung der Differentialgleichung für ungerissene als auch gerissene Querschnitte für die Vorgehensweise nach Abschnitt 3.3.2 erbracht.

Weiterhin soll anhand dem Ansatz unterschiedlicher Materialverhaltensweisen die Bedeutung des Werkstoffgesetzes bei der Lösung des Knickproblems aufgezeigt werden. Hierfür werden folgende Kennlinien des Materials untersucht:

- (1) linear-elastisch mit $c = n = 1,00$ und $E_{2/3} / f = 400$
- (2) nichtlinear-spröd mit $c = 1,30$; $n = 4,00$ und $E_{2/3} / f \approx 500$
- (3) nichtlinear-duktil mit $c = 1,60$; $n = 2,75$ und $E_{2/3} / f \approx 580$ (Entfestigung)
- (4) „Kirtschig-Parabel“ (quadratische Parabel) mit $c = n = 2,00$ und $E_{2/3} / f \approx 630$

Den Berechnungen wird das Materialgesetz nach Abschnitt 3.2.4 (vgl. Gl. (22)) mit den Parametern c und n zu Grunde gelegt. Als Grenzwerte der Spannungs-Dehnungs-Verteilungen sollen in allen Fällen die maximale Mauerwerksdruckfestigkeit mit $f = 5,00 \text{ N/mm}^2$ und die dazugehörige maximale Randdehnung von $\epsilon_{m1} = 2,5 \text{ mm/m}$ gelten.

Es ist absichtlich keine Kennlinie mit einer größeren Völligkeit α_R als für die quadratische Parabelgleichung nach Kirtschig angesetzt wurden, da die Auswertung der Versuchsergebnisse dies nicht gezeigt hat (vgl. hierzu Abschnitt 4.7.2.3).

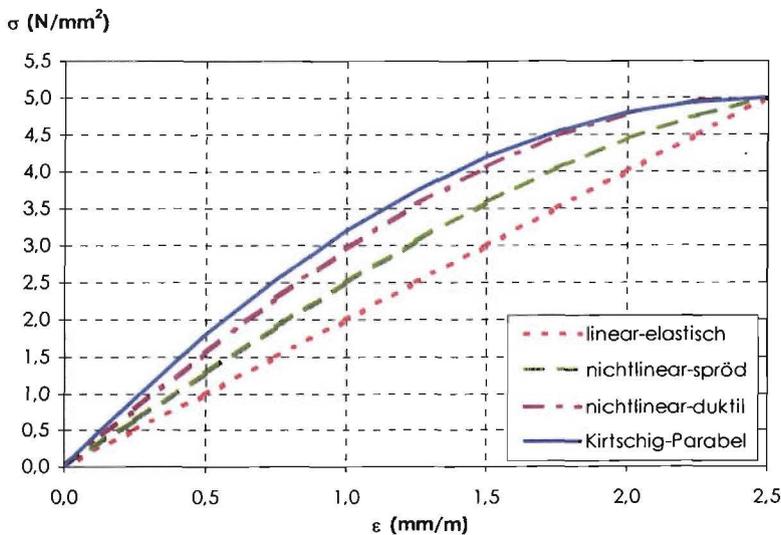


Bild 26 Darstellung der Spannungs-Dehnungs-Kennlinien (für Fall 1 - 4)

Die Berechnungen der Traglastfaktoren erfolgte unter Ansatz der Vorgehensweise nach Abschnitt 3.3.2 mit den entsprechenden Beschreibungen des Materialverhaltens.

Die Ergebnisse werden im nachfolgenden Diagramm gegenübergestellt.

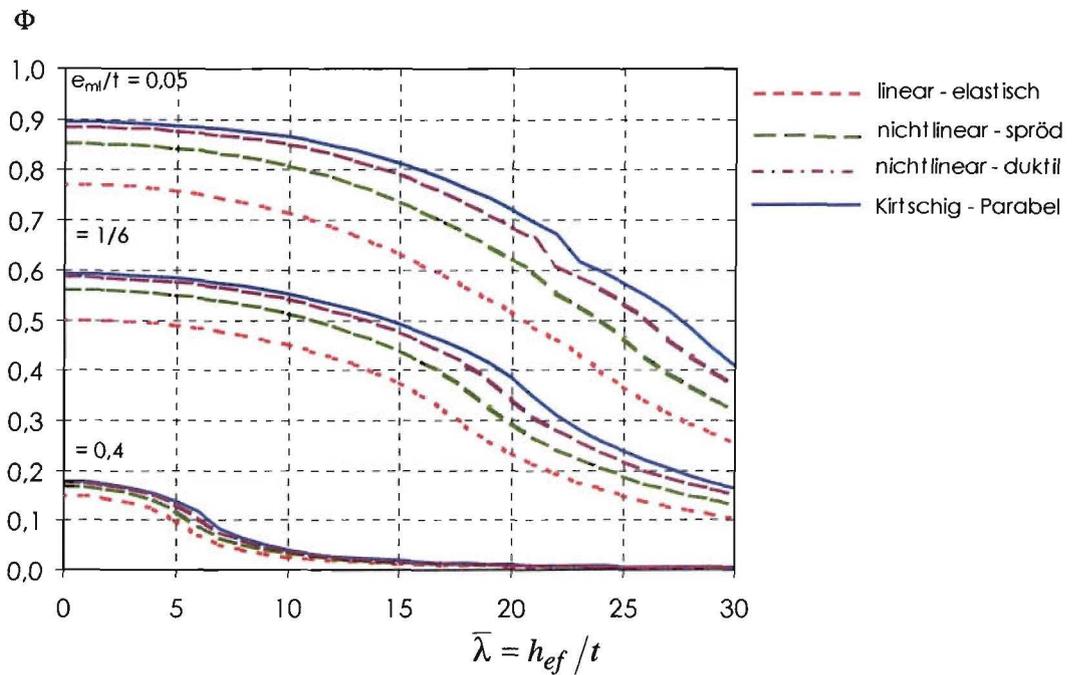


Bild 27 Traglastkurven mit Ansatz unterschiedlicher Materialkennlinien

Für den ungerissenen Wandquerschnitt und bei gerissenem Querschnitt im Bereich geringer bis mittlere Lastexzentrizitäten hat die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie tatsächlich einen relevanten Einfluss auf die Tragfähigkeit einer Mauerwerkswand. Höhere Tragfähigkeiten ergeben sich erwartungsgemäß aus völligeren Kennlinien, da der Flächeninhalt, also die resultierende Normalkraft zunimmt. Lediglich bei sehr großen Exzentrizitäten (z.B. $e/t = 0,4$) sind die Unterschiede sehr gering. Dies ist auf die nur noch minimale Länge der Restdruckfläche im ungerissenen Querschnittsbereich $x(z)$ der ansonsten vollständig gerissenen Wand zurückzuführen. Die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie spielt hierfür nur eine untergeordnete Rolle. Maßgebend für die Bestimmung der Tragfähigkeiten einer so belasteten Mauerwerkswand werden die mit steigender Schlankheit rasch zunehmenden Formänderungen infolge Theorie II. Ordnung.

Die Unstetigkeiten der Traglastkurven für $e/t = 0,05$ und dem nichtlinearen Materialverhalten auf Basis eines Materialgesetzes mit Entfestigungsbereich ($c = 1,6$ u. $n = 2,75$) bzw. der „Kirtschig-Parabel“ ($c = n = 2,0$) am Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Querschnitt können dem Genauigkeitsgrad der iterativen Lösung bei der numerischen Auswertung zugeschrieben werden. Für die Berechnung der Traglastfaktoren Φ im ungerissenen Wandquerschnitt ist eine Iteration der Dehnungsebene für die Ermittlung der Randdehnung ϵ_2 und damit aller Berechnungsparameter notwendig. Im Übergangsbereich zum gerissenen Querschnitt muss diese Dehnung jedoch gegen „Null“ laufen. Das numerische Lösungsverfahren ist zwar für $\epsilon_2 = 0$ anwendbar, allerdings werden bei der Iteration von ϵ_2 Abbruchkriterien benötigt, mit denen die Genauigkeit der Lösung letztlich kalibriert werden kann. Die entsprechenden Traglastfaktoren Φ nehmen tatsächlich im Übergangsbereich stark ab. Der Schlankheitsgrad hat auf die Lösung einen wesentlichen Einfluss.

4 Experimentelle Untersuchungen

4.1 Allgemeines

Die umfangreich durchgeführten Versuche sollten im Wesentlichen zur Erfassung des realen Tragverhaltens im Materialversagensbereich unter zentrischer und exzentrischer Vertikalbeanspruchung der Mauerwerkswände beitragen. Dabei stand die Ermittlung wirklichkeitsnaher Werkstoffkennlinien von verschiedenen Mauerwerksarten im Vordergrund. Die Ergebnisse dienen als Grundlage für die Einführung eines nichtlinearen Materialgesetzes zur Bestimmung der Traglasten sowohl im Stabilitäts- als auch im Spannungsversagensfall.

Komplettiert wurden diese Untersuchungen mit Tastversuchen zur Beurteilung der Knicksicherheit besonders schlanker Wände.

Eine weiterer Schwerpunkt der Untersuchungen war es, das Tragverhalten unter extrem ausmittiger Belastung von Mauerwerk zu analysieren. Hierfür galt es den Ansatz des Spannungsblocks als Bemessungsgrundlage nach ENV 1996-1-1 [7] zu überprüfen.

Abschließend wurde noch der Einfluss der verschiedenen Charakteristika der Bruchzustände in Abhängigkeit der gewählten Stein-Mörtel-Kombination genauer untersucht. Für die unterschiedlichen Mauerwerksarten sollten die sich ergebenden Tragfähigkeiten mit den in der ENV 1996-1-1 enthaltenen Bemessungsgrundlagen hinsichtlich eventueller Tragfähigkeitsüberschätzungen überprüft werden.

Zusammenfassend wurden folgende Problemschwerpunkte experimentell analysiert:

- Erfassung wirklichkeitsnaher Werkstoffkennlinien (Spannungs-Dehnungs-Kennlinie)
- Untersuchungen zur exzentrischen Tragfähigkeit im Materialversagensbereich (ohne nennenswerten Schlankheitseinfluss)
- Analyse und Aufnahme der Bruchzustände unter extrem exzentrischer Belastung (Belastung am Querschnittsrand, $e > 0,4 \cdot t$)
- experimentelle Ermittlung der Traglasten besonders schlanker Wände (Schlankheit $\bar{\lambda} = 25$).

4.2 Vorhandene experimentelle Forschungsergebnisse

4.2.1 Allgemeines

Als Ausgangspunkt für die Aufstellung des eigenen Versuchsprogramms wurde der Stand bereits durchgeführter Forschungsarbeiten zu ähnlichen Schwerpunkten hinsichtlich einer Verwendung der Versuchsergebnisse in der eigenen Arbeit untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass für verschiedene Mauerwerksarten und Wandkonstruktionen bereits z.T. sehr zahlreiche Untersuchungsergebnisse vorliegen. Allerdings ist deren direkte Übertragbarkeit auf diese Forschungsarbeit nur eingeschränkt gewesen. Dies lag im Wesentlichen an der Maßgabe einer möglichst exakten, wirklichkeitsnahen Analyse des Tragverhaltens von vertikal beanspruchtem Mauerwerk.

In den folgenden Abschnitten werden die zur Auswertung anwendbaren Versuchsergebnisse ausgewählter Forschungsarbeiten aufgeführt. Mit Sicherheit existieren weit aus mehr wissenschaftliche Arbeiten und experimentelle Analysen zum Tragverhalten von Mauerwerk, allerdings scheint eine Beschränkung auf wesentliche und direkt verwendbare Untersuchungen sinnvoll. Darüber hinaus analysierte *Hirsch* bereits in [52] verschiedene Forschungsarbeiten hinsichtlich dieser Problematik, auf deren Kenntnisstand hier aufgebaut werden soll.

4.2.2 Untersuchungen von *Kirtschig* u.a.

Für seine Betrachtungen zum Traglastverfahren von Mauerwerkswänden nutzte *Kirtschig* ebenfalls die Möglichkeit seine theoretischen Untersuchungen mit vorhandenen Versuchsergebnissen zu vergleichen. Als Grundlage hierfür wurden in [43] zahlreiche Ergebnisse anderer Forschungsarbeiten herangezogen. Um das *Hallersche*-Verfahren [32] in Deutschland einführen zu können, galt es eine einheitliche formelmäßige Beschreibung der für verschiedene Mauerwerksarten typischen Spannungs-Dehnungs-Kennlinien zu finden. Aus diesem Grund wurden in [43] fast ausschließlich nur zentrische Mauerwerksversuche mit geringer bis mittlerer Schlankheit aufgeführt. Nachteilig für eine Verwendung der Ergebnisse im Rahmen dieser Forschungsarbeit ist die Tatsache, dass damals keine Verformungen bis zum Bruchzustand der Prüfkörper experimentell bestimmt wurden. Für Untersuchungen hinsichtlich der Traglasten von Mauerwerkswänden ist jedoch gerade die Kenntnis der charakteristischen Materialkennwerte im Versagenszustand von besonderem Interesse. *Kirtschig* erkannte dies ebenfalls und wies in [43] daraufhin, dass zukünftig bei allen Versuchen an Mauerwerkswänden Formänderungen bis zum tatsächlichen Bruchzustand ermittelt werden sollten. Einzelne Ergebnisse exzentrisch belasteter Mauerwerksprüfkörper wiesen zum Teil sehr starke Streuungen auf und wurden nur in geringer Anzahl durchgeführt. Auf eine Verwendung der Untersuchungen zur eigenen Auswertung wird demnach verzichtet.

Zur Vorbereitung und Entwicklung der ENV 1996-1-1 [6], insbesondere zur rechnerischen Bestimmung der Traglasten druckbeanspruchter Mauerwerkswände, wurden in [50] neuere Versuchsergebnisse vorgestellt. Dabei handelte es sich um Mauerwerksprüfkörper aus Kalksandsteinen und Leichtbetonsteinen mit Verwendung von Normalmörtel der Mörtelgruppe IIa. Es wurden Versuche mit verschiedenen Lastexzentrizitäten an Prüfkörpern mit unterschiedlichen Schlankheiten durchgeführt. Die Darstellung der Versuchsergebnisse als Traglastfaktoren Φ kann im Vergleich zur ENV 1996-1-1 dem Bild 126 und Bild 127 im Anhang, Abschnitt 9.7.2 entnommen werden. Es wurden die Berechnungsgleichungen in Abhängigkeit des experimentell bestimmten Elastizitätsmoduls bei $1/3$ der Bruchfestigkeit $E_{1/3}$ verwendet.

Die Diagramme zeigen, dass sich z.T. sehr große Differenzen zwischen der Traglastfaktoren nach ENV 1996-1-1 und den im Versuch ermittelten Werten ergeben (vgl. Anhang Abschnitt 9.7.2). Dies gilt vor allem für Prüfkörper mit einer Schlankheit von $\bar{\lambda} > 10$ unter mittlerer bis stark exzentrischer Lasteinleitung. Die Ergebnisse in [50] lassen demnach schon für verschiedene Wandkonstruktionen aus Mauerwerk auf eine Überschätzung der Tragfähigkeit für die Anwendung der Bestimmungsgleichungen nach ENV 1996-1-1 [6] bzw. [7] schließen.

Demgegenüber bestätigten die Versuchsergebnisse die Berechnungsansätze der Norm (ENV 1996-1-1) für Wände mit kleiner bis mittlerer Schlankheit und geringer Exzentrizität

der Belastung. Hier war eine gute Übereinstimmung im Vergleich von Experiment und ENV 1996-1-1 festzustellen. Dies galt im Wesentlichen für zentrisch belastete Wände bzw. Ausmitten von $e/t = 0,125$.

4.2.3 Untersuchungen von *Pieper und Lind*

In [51] wurden von *Pieper und Lind* hauptsächlich die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zur Bestimmung der Kantenbruchlasten und Kantenbruchfestigkeiten von Mauerwerk aus Hochlochziegeln, Kalksandsteinen und Gasbetonsteinen vorgestellt.

Es wurden zur exzentrischen Lasteinleitung zwei verschiedene Versuchsaufbauten verwendet. Vergleichend zu den eigenen Mauerwerksprüfungen setzten *Pieper und Lind* ebenfalls zur direkten Lasteinleitung ein Halbrund aus hochfestem Stahl ein. Damit wurde eine gelenkige Lagerung der Versuchskörper gewährleistet. Mit zunehmender Laststeigerung und Ausmitte der Belastung verdrehte sich die am Kopf des Prüfkörpers aufgemörtelte Stahlplatte stärker. Aus diesem Grund ging man zu einer indirekten Lasteinleitung über. Dabei sollte die exzentrische Lasteinleitung über ein an den Wandenden angeschlossenen Hebelarm realisiert werden. Der Drehwinkel wurde dadurch auf einem von den Deckenrandverdrehungen abhängigen Maß konstant gehalten. Vereinfachend wurde von den geometrischen Verhältnissen des üblichen Geschosshochbaus ein Winkel von $\alpha = 1,0^\circ$ abgeleitet und den Versuchen zu Grunde gelegt.

Die im Forschungsbericht protokollierten Versuchswerte sind aufbereitet wurden, dass sie mit den normativen Bestimmungsgleichungen zur Berechnung der Traglasten nach der ENV 1996-1-1 [7] vergleichbar sind. Die Streuung der anhand von Versuchen unter zentrischer Lasteinleitung ermittelten Werte war sehr groß. Sie kann im Wesentlichen auf die großen Differenzen der Mörtelfestigkeiten der verschiedenen Versuchsserien zurückgeführt werden. Zur vergleichenden Berechnung der Traglasten wurde stets ein Elastizitätsmodulwert nach ENV 1996-1-1 [7] von $E_0 / f = 1000$ angesetzt. Damit konnte der Einfluss der Druckfestigkeit auf die entsprechenden Traglastfaktoren Φ eliminiert werden.

Allerdings zeigten die in [51] aufgeführten Versuchswerte im Vergleich zu den nach ENV 1996-1-1 ermittelten Traglastabminderungen deutliche Abweichungen. Tragfähigkeitsüberschätzungen, wie bereits bei den Untersuchungen von *Kirtschig* (Abschnitt 4.2.2) festgestellt wurden, traten bei den Versuchen von *Pieper und Lind* nicht auf. Vielmehr zeigten die in den Diagrammen im Anhang, Abschnitt 9.7.3 (Bild 128 - Bild 130) aufgetragenen Versuchswerte z.T. sehr viel höhere Tragfähigkeiten als sie nach der ENV 1996-1-1 [7] ermittelt werden konnten.

Das Forschungsvorhaben von *Pieper und Lind* umfasste ebenfalls Versuche mit einer Lastexzentrizität von $e > 0,4 \cdot t$. Nach den Ausführungen der ENV 1996-1-1 [7] ist zur Bestimmung der entsprechenden Traglastfaktoren für die maßgebenden Wandenden, d.h. ohne Stabilitätseinfluss, der Ansatz eines Spannungsblocks als Tragwiderstand der Mauerwerkswand zu wählen. Versuche mit einer dieser Grenze überschreitenden Lastexzentrizität wurden daher ohne den tragfähigkeitsmindernden Einfluss der Schlankheit der Wand unter Ansatz des rechteckförmigen Spannungskörpers ausgewertet (vgl. Anhang, Abschnitt 9.6.2, Bild 111 und Bild 112). Die Ergebnisse der vorliegenden Forschungsarbeit weisen wiederum z.T. deutlich höhere Traglasten gegenüber den eigenen im Versuch und nach ENV 1996-1-1 ermittelten Tragfähigkeiten aus. Zurück-

zuführen ist dieser Sachverhalt auf die unterschiedliche Anwendung der Messmethodik bei der Ermittlung der einzelnen Versuchswerte.

Pieper und Lind stellten bei ihren Untersuchungen sehr hohe Kantenbruchlasten von Mauerwerkswänden fest. Stellenweise betrug die Erhöhung der Kantenbruchfestigkeit den Faktor 4-5 gegenüber der zentrischen Mauerwerksfestigkeit. Bei allen experimentell ermittelten Rissgrößen und Bruchfestigkeiten wurde jedoch die erste Mörtelfuge direkt unter den Stahlplatten am Kopf des Prüfkörpers zur Auswertung herangezogen. Im Gegensatz zu dieser Vorgehensweise schien es bei der Durchführung der eigenen Mauerwerksprüfungen angebracht, die für den Bruchzustand maßgebende Fuge zu betrachten. Hierfür galt die jeweilige Bruchfuge, welche bei keinem der durchgeführten Versuche die erste Mörtelfuge direkt unter der Stahlplatte darstellte. Weiterhin wurde mit der Anwendung einer indirekten Lasteinleitung über das Aufbringen einer definierten Verdrehung am Wandende eine gewisse Einspannwirkung im Prüfkörper erzeugt. Daraus ergeben sich etwas höhere Traglasten als sie mit der direkten Lasteinleitung bzw. gelenkigen Lagerung mittels Halbrund ermittelt wurden. Die deutlich erhöhten Festigkeitswerte als Ergebnis der Arbeiten von *Pieper und Lind* [51] sind demnach nur bedingt zur eigenen Auswertung verwendbar und vertretbar.

4.2.4 Untersuchungen von *Hirsch*

Eine sehr umfassende Forschungsarbeit zur Tragfähigkeit gemauerter Wände wurde mit [52] erstellt. Darin sind verschiedene Normen hinsichtlich einer Knickgefährdung von Mauerwerkswänden ausgewertet und vergleichend betrachtet worden. Zahlreiche Versuche an Kleinprüfkörpern, wie auch Wänden mit mittlerer und großer Schlankheit sollten die experimentelle Basis für diese Normenvergleiche bieten und die Entwicklung der ENV 1996-1-1 [6] bzw. [7] hinsichtlich der Ermittlung realistischer Traglastfaktoren steuern. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Arbeit sind in [53] veröffentlicht. Neben den Untersuchungen von rechteckförmigen Wandquerschnitten wurde mit der genannten Forschungsarbeit ebenfalls ein Bemessungskonzept für Mauerwerkswände mit T-förmigen Querschnitt erarbeitet. Im Weiteren interessieren jedoch nur die Versuchsergebnisse von Prüfungen mit rechteckförmigen Wandquerschnitten. Diese werden daher vergleichend zur Auswertung der eigenen Untersuchungen mit herangezogen.

Einen guten Überblick über die Zusammenstellung der aus [52] entnommenen Versuchswerte zeigen die Diagramme im Anhang (siehe Abschnitt 9.7.4, Bild 131 ff.). Es wurden hierbei alle Ergebnisse der Einzelprüfungen von Mauerwerksprüfkörpern mit rechteckförmigen Wandquerschnitten punktuell aufgetragen. Vergleichend zeigen die Diagramme dazu die entsprechenden Traglastkurven auf Basis der ENV 1996-1-1 [7] unter Beachtung der realen Elastizitätsmodulwerte.

Hirsch verglich seine Ergebnisse mit den Regelungen der ENV 1996-1-1 stets unter Ansatz eines einheitlichen, konstanten Elastizitätsmoduls für alle Mauerwerksarten von $E/f = 1000$. Dies führte jedoch dazu, dass je nach der wirklichen Größe des entsprechenden Wertes des Elastizitätsmoduls entweder zu hohe Traglasten oder bei geringeren Anstieg der Werkstoffkennlinien, also deutlich kleinerem Elastizitätsmodul, zu geringe Traglasten berechnet wurden. Die tatsächlichen Werte konnten der Arbeit von *Hirsch* direkt entnommen werden, da er zur Auswertung der zentrischen Versuchserien stets den Sekantenmodul bei $1/3$ der Bruchspannung (hier gleichzeitig auch Maximal-

druckspannung) bestimmte. Diese Werte wurden den dargestellten Traglastkurven (siehe Anhang Abschnitt 9.7.4, Bild 131 ff.) zu Grunde gelegt.

Eine breite Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den rechnerisch nach ENV 1996-1-1 [7] ermittelten Traglastfaktoren kann entsprechend den Ausführungen von Hirsch in [52] und [53] bestätigt werden. Vor allem für Mauerwerk in Verbindung mit Normalmörtel der Mörtelgruppe I wirkt sich der Ansatz des realen Elastizitätsmoduls sehr stark bei der Berechnung der Traglasten aus. Dies führt zu stark reduzierten Traglastfaktoren, wodurch die Differenzen zwischen Experiment und Theorie abgeschwächt werden konnten.

Dennoch existieren Tragfähigkeitsüberschätzungen der nach ENV 1996-1-1 [7] berechneten Traglasten im Vergleich zu den Versuchsergebnissen. Dies tritt sehr markant bei allen in [52] durchgeführten Versuchen mit Mauerziegeln und Normalmörtel der Mörtelgruppe I auf sowie bei allen Versuchen mit geringer Wandschlankheit und mittlerer bis großer Lastexzentrizität. Dies bestätigt die anfängliche Vermutung (vgl. Abschnitt 1), dass gerade im Materialversagensbereich der Ansatz einer für alle Mauerwerksarten gleichverlaufenden Werkstoffkennlinie nicht dem realen Tragverhalten von Mauerwerk entspricht. In diesem Versagensbereich wirken sich die unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Verläufe sehr stark auf die Ermittlung der Traglasten von Mauerwerkswänden aus.

Vor allem der Ansatz des konstanten Spannungsblocks (mit der Größe f_k) nach ENV 1996-1-1, Anhang C [7] bei einer exzentrischen Beanspruchungen der Mauerwerkswände von $e/t \geq 0,4$ wies z.T. deutliche Tragfähigkeitsüberschätzungen im Vergleich zu den im Versuch ermittelten Traglasten aus. Die Diagramme im Abschnitt 9.6.3 des Anhangs (Bild 113 - Bild 116) zeigen die entsprechenden Traglastminderungen infolge der Lastausmitten. Der Schlankheitseinfluss der Prüfkörper wurde auf der Basis der Berechnungsgleichungen der ENV 1996-1-1 [7] eliminiert. Ergänzende eigene experimentelle Untersuchungen wiesen ebenfalls auf diesen Sachverhalt hin. Gerade beim Einsatz von Normalmörtel mittlerer bis geringer Mörteldruckfestigkeit traten mit zunehmender Exzentrizität stärkere Differenzen zwischen Experiment und Theorie auf.

4.2.5 Untersuchungen von Schubert und Meyer

In [46] und [48] ermittelten Schubert und Meyer charakteristische Spannungs-Dehnungs-Linien für unterschiedliche Mauerwerksarten. Dabei sollten die Berechnungsansätze der ENV 1996-1-1 [7] hinsichtlich der idealisierten Werkstoffkennlinien für die in Deutschland relevanten Stein-Mörtel-Kombinationen überprüft werden. Eine Zusammenstellung aus den Experimenten abgeleiteter Kennwerte zur Beschreibung der Materialgesetze wird in der nachfolgenden Tabelle nach Einteilung in die unterschiedlichen Steinarten gegeben.

Tabelle 3 Charakteristische Materialparameter von Mauerwerk aus [48]

Stein	Mörtel	f_{exp} N/mm ²	ϵ_{m1} mm/m	$\epsilon_{0,85}$ mm/m	E_0 N/mm ²	$E_{1/3}$ N/mm ²	E_{m1} N/mm ²	$E_{0,85}$ N/mm ²	$\alpha_{R,max}$	E_0/f
HLz 6-10DF	MG IIa	4,75	1,85	-	5135	2725	2568	-	0,51	1081
HLz 12-2DF	MG III	6,21	1,63	1,99	7620	5266	3810	3121	0,57	1227
HLz 28-2DF	MG III	15,53	2,29	-	13563	9719	6782	-	0,60	873
KS 12-2DF	MG III	7,13	3,11	3,79	4585	7533	2293	1881	0,75	643
KS 28-2DF	MG III	12,09	3,06	3,71	7902	8320	3951	3259	0,67	654
KSL 12-10DF	MG III	6,82	1,92	2,40	7104	5549	3552	2842	0,63	1042
G 6-16DF	MG III	2,50	2,72	5,23	1838	1414	919	478	0,60	735
GP 6-16DF	DB	4,24	3,66	5,11	2317	1800	1158	830	0,59	546
Hbl 2-16DF	MG IIa	3,05	1,18	1,39	5169	3308	2585	2194	0,57	1695
Hbl 2-16DF	LM 36	2,45	1,14	1,52	4298	2966	2149	1612	0,58	1754
Hbn 6-16DF	MG III	5,60	1,19	1,56	9412	7005	4706	3590	0,63	1681

Die Spannungs-Dehnungs-Kennlinien wurden ebenfalls anhand von verformungsgeregelten Druckversuchen ermittelt. Als Prüfkörper kamen die sogenannten „RILEM-Prüfkörper“ nach DIN 18554 Teil 1 [14] zum Einsatz. Die Verformungsgeschwindigkeit zur Regelung der Prüfmaschine wurde mit $v_0=0,2$ mm/min für alle Versuche konstant gewählt.

Folgende kurze Charakterisierung der Versagensmechanismen soll im Weiteren vergleichend zu den eigenen Untersuchungen herangezogen werden.

- Hochlochziegel

Schubert und Meyer stellten bei Hochlochziegelmauerwerk stets einen schlagartigen Bruchzustand mit dem Erreichen der Höchstlast fest. Dabei wurden die äußeren Ziegelschalen abgespalten. Trotz der Verformungsregelung der Prüfmaschine konnte nur ein sehr kurzer und steiler abfallender Ast der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie verzeichnet werden.

- Kalksandsteine

Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linie wurde analog einer parabelförmigen Idealisierung charakterisiert. Ein Nachbruchverhalten konnte über das Maß von 85% der Höchstspannung hinausgehend durch Messwerte der Längsverformungen festgestellt werden.

- Porenbetonsteine

Mauerwerk aus Porenbetonsteinen und Dünnbettmörtel wies ebenfalls ein Bruchversagen schon kurz nach Erreichen der Maximallast auf. Ein Nachbruchverhalten konnte nach den Ergebnissen von Schubert und Meyer nur bedingt und ganz begrenzt festgestellt werden. Der Bruch trat im Wesentlichen durch ein Aufspalten der Mauerwerksprüfkörper in Längsrichtung auf. Nur bei Verwendung von Normalmörtel erreichten die gemessenen Formänderungen Werte bis zu ca. 80% der Höchstlast.

- Leichtbetonsteine

Prinzipiell wurden weitaus geringere Formänderungen für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen ermittelt als für andere Mauerwerksarten. Nach Erreichen der Höchstspannungen nahmen die Stauchungen gerade bei Prüfkörpern mit Leichtmörtel stetig stark zu. *Schubert und Meyer* führten dies auf die Zusammendrückbarkeit des Leichtmörtels zurück. Generell ist jedoch die große Streuung der Werte zwischen den einzelnen Versuchen zu beachten.

Interessant ist weiterhin, dass die anhand der Versuchswerte gebildeten Verhältniswerte E_0/f sehr stark schwanken. In Abhängigkeit der Mauerwerksart muss das Festsetzen des Elastizitätsmodulwertes von $E_0 = 1000 \cdot f_k$ nach ENV 1996-1-1 [7] in Frage gestellt werden. Dies bestätigten des Weiteren auch die Ergebnisse eigener Untersuchungen (vgl. hierzu Abschnitt 4.7.2.4).

4.3 Versuchsprogramm

4.3.1 Versuchskonzeption

In Abstimmung mit den im Abschnitt 4.2 vorhandenen experimentellen Untersuchungsergebnissen wurde dennoch ein umfangreiches Versuchsprogramm notwendig. Dabei können die experimentellen Analysen in folgende Bereiche unterteilt werden:

- Aufnahme der realen Spannungs-Dehnungs-Kennlinie
- Ermittlung der Bruchlasten unter Einfluss stark exzentrischer Belastung
- Ermittlung der Bruchlasten sehr schlanker Wände.

Die Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen wird neben der Schlankheit einer Wand auch maßgeblich durch die vorhandenen Exzentrizitäten der Belastung bestimmt. Auf der Grundlage der neuen Bemessungskonzeption der ENV 1996-1-1 [7] sind dabei extreme Ausmitten, d.h. Laststellungen direkt am Bauteilrand möglich.

Um den Einfluss großer Exzentrizitäten bewerten zu können; wurden unterschiedliche Lastausmitten im Zusammenhang mit verschiedenen Stein-Mörtel-Kombinationen untersucht.

Folgende Lastexzentrizitäten lagen den Experimenten zu Grunde:

- $e = 0$ \Rightarrow zentrische Lasteinleitung
- $e = t/3$ \Rightarrow 2. Kernweite
- $e = t/2 - (1,0 \text{ bzw. } 1,5) \text{ cm}$ \Rightarrow Randlast.

Versuche mit einer Exzentrizität von $e = t/6$ wurden nach Auswertung vorliegender Forschungsergebnisse (vgl. Abschnitt 4.2) vom Versuchsplan ausgeschlossen. Die Abminderung der Bruchlasten ist gegenüber denen im zentrischen Bruchzustand sehr gering, so dass eine Durchführung der Versuche mit dieser Lastausmitte als nicht sinnvoll erschien.

Das derzeitige große Spektrum an Steinarten und -formen wird durch folgende verwendete Steinmaterialien im Wesentlichen charakterisiert:

Tabelle 4 verwendete Mauersteine

	Steinart	Steinform	Formate	Festigk.-klasse [N/mm²]	Rohdichte [kg/dm³]	DIN
A	Mauerziegel - Poroton	Hochlochziegel (HLz)	2 DF, 3 DF, 5 DF	12	1,0	105
C	Kalksandsteine	Vollsteine (KS)	NF, 2 DF, 5 DF, Quadro (10 cm)	12 - 20	1,8	106
D	Porenbetonsteine	Planblocksteine (Pbl)	60/20 bzw. 50/20	6	0,7	4165
E	Leichtbetonsteine	Klimaleichtblock (Hbl)	12 DF	2	0,6	18151

Der Einfluss des Fugenmörtels auf das Knickverhalten von Mauerwerksbauteilen sollte durch die Verwendung nachfolgend aufgeführter Mörtelgruppen analysiert werden.

Tabelle 5 verwendete Mörtelgruppen

	Mörtelbezeichnung	Mörtelgruppe		Mindestdruckfestigkeit (Güteprüfung) in N/mm²
		DIN 1053	ENV 1996-1-1	
1	Normalmörtel	MG I	M 1	-
2		MG II (IIa)	M 2,5 (M5)	2,5 (5)
3		MG III	M 10	10,0
4	Leichtmörtel	LM 36	LM 5	>5,0
5	Dünnbettmörtel	DM	DM 10	>10,0

Neben diesen stofflichen Parametern wurden infolge unterschiedlicher Prüfkörperanordnungen die Einflüsse der Geometrie und des Mauerwerkverbands hinsichtlich der Knicksicherheit bei großen Lastexzentrizitäten beachtet. Als Grundlage der Untersuchungen aller Lastausmitten und Stein-Mörtel-Kombinationen diente ein Kleinprüfkörper, bestehend aus jeweils 4 Steinschichten:

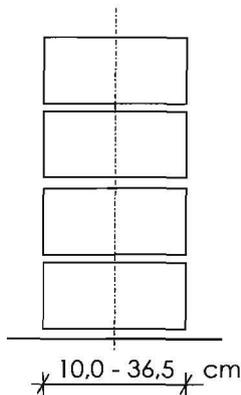


Bild 28 a) Kleinprüfkörper (schematisch)

b) Kleinprüfkörper aus Kalksandsteinen

Für die Durchführung von Wandversuchen (Tastversuche) mit großen Schlankheiten wurde folgender Prüfkörperaufbau gewählt:

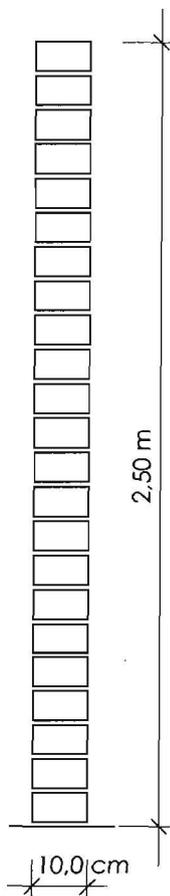


Bild 29 a) Wand (schematisch)

b) Wand aus Kalksandsteinen

Auf Grund der zu untersuchenden Exzentrizitäten, der möglichen Stein-Mörtel-Kombinationen und den unterschiedlichen Prüfkörperanordnungen ergab sich eine sehr große Anzahl an Versuchen. Es ist damit verständlich, dass einige Einschränkungen der Versuchsanzahl in Hinblick auf die Lagerung und Errichtung der Prüfkörper im Labor,

dem zeitlichen Aufwand der Durchführung der Versuche und der entstehenden Kosten zu treffen waren.

Die Anzahl der Wiederholungen eines jeden Einzelversuches wurde mit $n=3$ festgesetzt.

Getroffene Festlegungen und Annahmen:

1. Verwendung von Mörtel der Gruppe MG I nur bei Mauerziegeln (HLz) und Kalksandsteinen (KS)
2. Verwendung von Normalmörtel der Gruppe MG III nur bei Mauerziegel (HLz) und Kalksandsteinen (KS) mit Wandstärken 11,5 cm und 17,5 cm
3. Verwendung von Dünnbettmörtel nur bei Plansteinen aus Porenbetonsteinen (Pbl) und Kalksandsteinen (KS-Quadro)
4. Verwendung von Leichtmörtel nur bei Leichtbetonsteinen (Vbl)

Die wesentlichen Versuchsziele können wie folgt zusammengefasst werden:

- Untersuchen des Bruchverhaltens vor allem kleiner Wandquerschnitte ($t = 11,5 / 17,5 / 24,0$ cm)
- Abschätzung der Steinverdrehung in Kombination mit Mörtel geringer Festigkeit (MG I - II)
- Kontrolle des Einflusses verschiedener Steinarten und Mörtelgruppen auf den Bruchmechanismus unter exzentrischer Beanspruchung

4.3.2 Versuchsgegenstand

Auf der Grundlage der getroffenen Festlegungen und Annahmen ergaben sich die in den Tabellen des Abschnitts 9.1 im Anhang aufgezeigten Einzelversuche zur Bestimmung der Traglasten bei zentrischer und exzentrischer Belastung. Prinzipiell wurden dabei die Steinarten wie nach Tabelle 4 und die Mörtelgruppen nach Tabelle 5 in den verschiedenen Kombinationen zur Errichtung der Mauerwerksprüfkörper verwendet. Jede Versuchsnummer in den Tabellen zum Versuchsprogramm beinhaltet eine Serie mit je 3 Einzelversuchen. Die Bezeichnungen der Versuche wurden für eine überschaubare Bearbeitung mit den Kleinbuchstaben a, b, c ... erweitert (z.B.: A11a).

Um möglichst realistische Ergebnisse hinsichtlich der Standzeiten der Mauerwerksprüfkörper zu erzielen, wurde die Durchführung der einzelnen Versuche in einem Prüfalter von 28 Tagen nach Aufmauerung angestrebt. Der tatsächliche Zeitpunkt der Prüfung ist in den Protokollen zur Versuchsdurchführung schriftlich festgehalten (vgl. Tabelle 37 - Tabelle 40 / Anhang, Abschnitt 9.3).

4.3.3 Begleitende Materialprüfungen

4.3.3.1 Mauersteine

Für die verwendeten Mauerwerkssteine (Steinsorten und -arten) jeder Lieferung wurde die Prüfung der Abmessungen, Rohdichten und Druckfestigkeiten nach der entsprechenden Norm ([16], [17], [18] und [19]) durchgeführt. Die Anzahl der einzelnen Steinprüfungen war laut Vorschrift mit $n=6$ festgelegt.

Eine Übersicht über die Ergebnisse geben die entsprechenden Tabellen im Anhang (siehe Abschnitt 9.2.1, Tabelle 25 - Tabelle 35).

4.3.3.2 Mauermörtel

Die Wandprüfkörper wurden, wie aus den Tabellen des Abschnitts 9.1 im Anhang (siehe Tabelle 21 - Tabelle 24) ersichtlich, unter der Verwendung verschiedener Mörtelgruppen errichtet. Grundlage zur Herstellung des benötigten Mörtels war fertiger Werk-Trockenmörtel, ausgenommen Normalmörtel MG I. Dieser wurde aus Kalkhydrat und Sand gemischt und unter Zugabe von Wasser verarbeitet.

Infolge der relativ großen Auswirkungen vorherrschender Umweltbedingungen wurden die Mörtelprismen weitestgehend gleichen Einflüssen wie denen der Versuchswände unterworfen. Die Mörtelproben lagerten somit zusammen mit den Wandprüfkörpern in der Versuchshalle. Die Ausschalung erfolgte frühestens nach 24 Stunden und spätestens nach 2 Tagen.

Eventuell auftretende Differenzen der Festigkeitswerte der Prüfungen in Bezug zu den theoretischen Werten können unter Umständen sehr groß werden. Dies ist auf die frühzeitige Verdunstung eines Teils der zur Hydratation benötigten Wassermenge zurückzuführen. *Gremmel* wies schon 1978 in [62] auf diesen Sachverhalt hin und schlug die entsprechende Lagerung der Prismen unmittelbar an den zu untersuchenden Wänden vor. Dem Fugenmörtel der Wandprüfkörper wird die Feuchtigkeit durch die Saugfähigkeit der Steine, wobei diese dann an die Außenluft abgegeben wird, entzogen. Diesem Vorgang kann vor allem unter realen Baustellenbedingungen kaum Einhalt geboten werden, so dass die beschriebene Verfahrensweise der Lagerung der Mörtelprismen notwendig wurde.

Der verwendete Mauermörtel jeder Wandserie wurde hinsichtlich der Rohdichte, der Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit geprüft. Die Ergebnisse der Mörtelprüfungen sind in der Tabelle 36 im Anhang (siehe Abschnitt 9.2.2) zusammengestellt worden. Für die Rohdichte und die entsprechenden Festigkeiten sind die Mittelwerte aus 3 Einzelprüfungen angegeben. Die Bezeichnung der Mörtelproben richtet sich nach den dazugehörigen Mauerwerksprüfkörpern. Die Prüfung der Mörtelprismen erfolgte zeitgleich mit den entsprechenden Mauerwerksversuchen.

4.4 Versuchsvorbereitung

4.4.1 Herstellung der Prüfkörper

Alle Mauerwerksprüfkörper wurden in der Versuchshalle des Otto-Mohr-Laboratoriums an der Technischen Universität Dresden (Fakultät Bauingenieurwesen) hergestellt und geprüft.

Die Prüfkörper lagerten prinzipiell nur in der Versuchshalle. Die Mauersteine sind entsprechend den jeweiligen Anforderungen der Normen (siehe in [16], [17], [18] u. [19]) aufbewahrt worden, wobei die für die Errichtung einzelner Prüfkörper notwendigen Steine mindestens 48h vor Aufmauerung der Mauerwerkskörper ebenfalls in der Versuchshalle standen. Die Mörtelprismen wurden, wie im Abschnitt 4.3.3.2 beschrieben, direkt neben den Mauerwerksprüfkörpern bis zur Versuchsdurchführung aufbewahrt.

Die Aufmauerung der Mauerwerkskörper führte entsprechendes geschultes Personal des Otto-Mohr-Laboratoriums nach den anerkannten Regeln der Technik durch. Als Grundlage dienten die jeweiligen Normen bzw. Richtlinien der unterschiedlichen Mauerwerksarten.

Nachfolgende Fotos sollen beispielhaft die Art und Weise der Herstellung und Lagerung der Versuchsgegenstände im Laboratorium dokumentieren.



Bild 31 Herstellung Wandprüfkörper aus Kalksandsteinen



Bild 30 Lagerung Kleinprüfkörper aus Leichtbetonsteinen

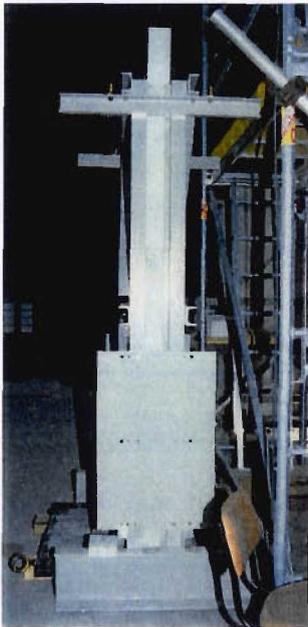


Bild 32 Lagerung Wandprüfkörper aus Kalksandsteinen

Das spätere Versetzen der Prüfkörper vom Herstellungsort in die Prüfmaschine erfolgte mit einer Verspanneinrichtung aus Stahl und einem Lastkran. Dadurch konnte einem Stören bzw. Verringern der Verbundfestigkeiten durch eventuelle Erschütterungen vorgebeugt werden. Für die Versuchsdurchführungen unter Ansatz einer stark exzentrischen Belastung war es besonders wichtig, dass die Fugen der Prüfkörper keinerlei Schädigungen infolge des Transports und Einbaus erlitten. Andernfalls hätte ein frühzeitiges, starkes Verdrehen der Steine bzw. der Stahlplatten an den Wandenden den Versuchsablauf negativ beeinflussen können.

4.4.2 Versuchsaufbau und Belastungstechnik

Auf Grund der verschiedenen Prüfkörpergeometrien wurden die Versuche in 2 unterschiedlichen Prüfpressen durchgeführt. Die Kleinprüfkörper mit einer Höhe bis zu 50 cm sind in der kleineren Zug-Druck-Prüfmaschine (ZD 100) mit einer Prüfkraft von max. 1000 kN eingebaut worden.

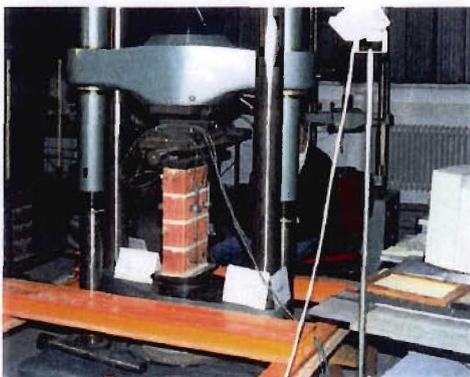
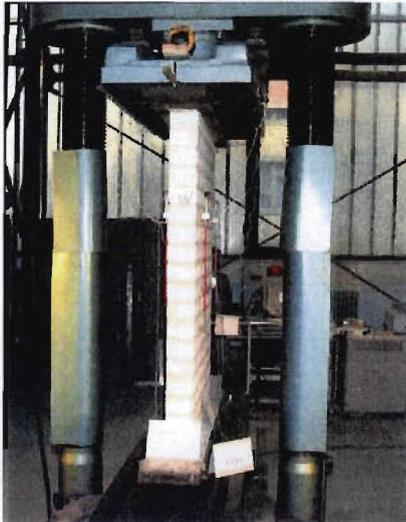
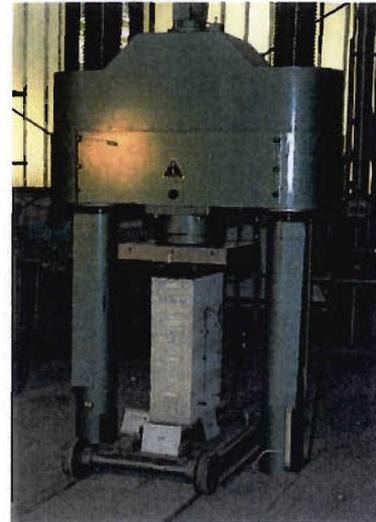


Bild 33 Zug-Druck-Prüfmaschine (ZD 100)

Alle anderen Versuchskörper mit $h > 50$ cm wurden in der Druck-Baustoffprüfmaschine (DB 600) mit einer Grenzkraft von 6000 kN geprüft.



a) großer Versuchsrahmen



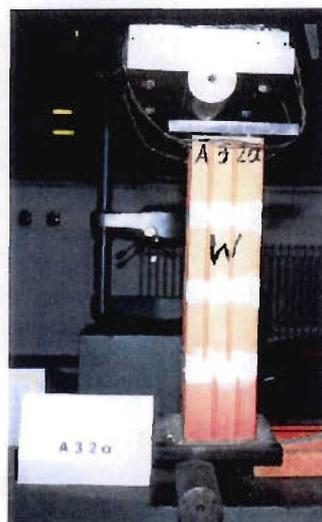
b) kleiner Versuchsrahmen

Bild 34 Druck-Baustoffprüfmaschine (DB 600)

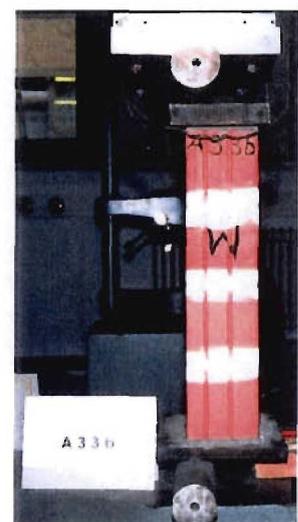
Die Prüfmaschinen leiteten die definierten Lasten über ein Halbrund aus Fe 510 D (St 52) in die Mauerwerksprüfkörper ein. Bei den Versuchen mit ausmittiger Belastung ($e = t/3$ und $e = t/2 - 1,0$ bzw. $1,5$ cm) wurde diese gelenkige Lagerung für den Kopf- und Fußpunkt der Versuchskörper vorgesehen. Damit konnte eine exakt definierte Lasteinleitung gewährleistet werden.



a) $e = 0$



b) $e = t/3$



c) $e = t/2 - 1,0$ bzw. $1,5$ cm

Bild 35 Lasteinleitung am Beispiel der Versuchsserien HLz-2 DF-MG III (Kleinprüfkörper)

Um eine korrekte Lasteintragung von der Prüfmaschine in die Mauerwerkskörper - garantieren zu können, wurden bei allen Versuchen zusätzlich Stahlplatten (Fe 360 B /

St 37-2) am Wandkopf- und Wandfußpunkt aufgebracht. Diese besaßen jeweils eine plangeschliffene Seite, welche zur Lasteintragung über das Halbrund benötigt wurde. Die Abmessungen der Gelenkplatten variierten mit den unterschiedlichen Prüfkörpergeometrien.

4.4.3 Messtechnik und Protokollierung

Prinzipiell lieferte jede Prüfmaschine bei allen durchgeführten Versuchen im 1s- bzw. 2s-Takt Daten über die jeweilige Last und den dazugehörigen Maschinenweg. Für die exzentrisch beanspruchten Prüfkörper erfolgte die Auswertung nur mit den entsprechenden Kräften pro Laststufe und der erreichten Bruchlast.

Zusätzliche Messeinrichtungen zur Aufnahme der Formänderungen wurden bei den Versuchen unter zentrischer Belastung ($e = 0$) an den Längsseiten der Prüfkörper entsprechend DIN EN 1052-1 [5] vorgesehen. Hierbei sollten insbesondere die Längsverformungen der Versuchskörper gemessen werden, um nachfolgend auf den tatsächlich vorhandenen Elastizitätsmodul unter vertikaler Druckbeanspruchung schließen zu können. Damit liegt für jede untersuchte Stein-Mörtel-Kombination der entsprechende Spannungs-Dehnungs-Verlauf vor (vgl. Anhang, Abschnitt 9.4).

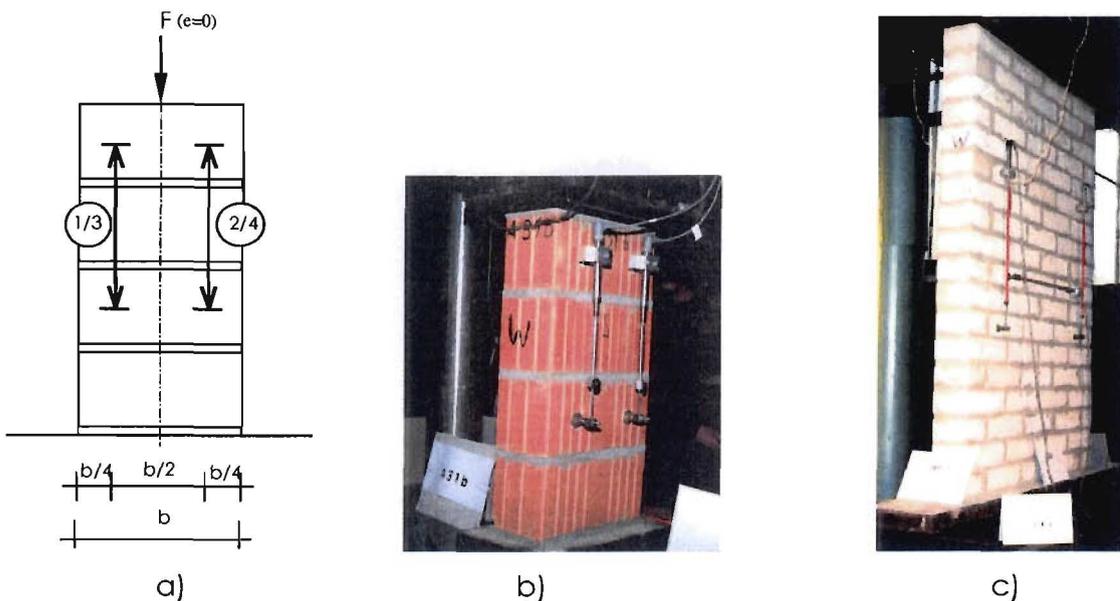


Bild 36 a) Schematische Darstellung b) Wegmessung Kleinprüfkörper
c) Wegmessung RILEM-Prüfkörper

Als Messmittel kamen induktive Wegaufnehmer (W5TK, Firma: Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH) mit einem Messweg von ± 5 mm zum Einsatz. Diese wurden mit Hilfe von aufgeklebten Messingmarken befestigt und mit einer Verlängerung in Form von Pendelstäben versehen. Die daraus resultierenden Messstreckenlängen wurden eingemessen und in den Prüfprotokollen verzeichnet.

Neben diesen computergestützten Versuchsdaten wurden parallel während der laufenden Versuche entsprechend vorbereitete Protokolle handschriftlich geführt. In

diesen sind neben den notwendigen Angaben zum Versuchskörper selbst, auch die tatsächlich erreichten Lasten pro Laststufe eingetragen.

Weiterhin enthalten die handschriftlich geführten Protokolle die aufgetretenen Rissbilder mit den Angaben der jeweiligen Risslänge und -weite. Die Erfassung der Länge des gerissenen Querschnitts erfolgte hierbei unter der Verwendung von Risslupen. Interessant war vor allem die Situation der Rissbildungen im Bruchzustand an den Stirnseiten der Prüfkörper, um später auf den ungerissenen bzw. überdrückten Restquerschnitt schließen zu können. Neben dieser augenscheinlichen Rissaufnahme erfolgte darüber hinaus eine fotodokumentarische Protokollierung der entstandenen Riss-situationen. Zur Verdeutlichung der Rissverläufe, wurden diese am Prüfkörper nachgezeichnet.

4.5 Versuchsdurchführung

Nach dem Erreichen der Mindeststandzeit von 28 Tagen sind die Mauerwerksprüfkörper über eine Hebe- und Verspanneinrichtung in die entsprechende Prüfmaschine eingebaut worden. Die Versuchsgegenstände wurden so eingemessen, dass die vorgesehene Exzentrizität der Last bei Belastungsbeginn exakt eingeleitet werden konnte.

Die zur Einrichtung benötigten Justierschrauben am Fußpunkt des Prüfkörpers wurden nach einer Vorlast entfernt. Eine exakte exzentrische Lasteinleitung nach entsprechender Vorgabe konnte somit eingehalten werden. Die Größe der aufgebrachten Vorlast richtete sich nach dem Gewicht der Belastungseinrichtung. Bei Versuchsdurchführungen in der Zug-Druck-Prüfmaschine (ZD 100) betrug diese ca. 5 kN und bei Prüfungen in der größeren Druck-Baustoffprüfmaschine (DB 600) ca. 10 – 15 kN.

Das Aufbringen der Belastung erfolgte in Weg- und Laststufen, die sich um ca. 1/10 der abgeschätzten Bruchverformungen bzw. Maximallasten erhöhten. Zum Teil mussten die berechneten Werte leicht korrigiert werden, so dass der Versagenszustand der Prüfkörper zwischen der 7. und 12. Weg- bzw. Laststufe erreicht wurde. Sollte dies in einem Versuch nicht möglich gewesen sein, so steigerte die Prüfmaschine nach Erreichen der 12. Stufe die Formänderung oder die Last kontinuierlich bis zum Bruch weiter. Die jeweilige Belastungsgeschwindigkeit ergab sich aus der Zeitvorgabe für die Weg- bzw. Lastaufbringung von 90 Sekunden und der Größe der Stufe. Anschließend war eine Wartezeit ohne jeglicher Weg- bzw. Laststeigerung von mindestens 90 Sekunden vorgesehen. Bei den zentrisch belasteten Prüfkörpern wurde dies über einen an die Prüfmaschine angeschlossenen Computer gesteuert. Bei den Versuchen unter exzentrischer Lasteintragung wurde diese Funktion deaktiviert, um in jedem Fall eine vollständige Protokollführung hinsichtlich der Rissaufnahme gewährleisten zu können. Die Kontrolle der Wartezeit zwischen den Laststeigerungen erfolgte hierbei über eine handelsübliche Stoppuhr.

Als Maximallast ist die Last definiert worden, bei der keine weitere Laststeigerung mehr möglich war. Die Prüfmaschinen besaßen eine Brucherkennung, so dass sie im Bruchzustand automatisch abschalteten. Dies setzte eine starke Formänderung ohne nennenswerte Laststeigerung voraus. Das Abbruchkriterium konnte an die verschiedenen Materialkombinationen und Maschinensteuerungen (weg- bzw. lastgesteuert) angepasst werden.

Die entstandenen Bruchbilder wurden ebenfalls im Prüfprotokoll eingezeichnet und fotografisch dokumentiert.

4.6 Versuchsergebnisse

4.6.1 Vorbemerkungen

Zur Auswertung der entsprechenden Versuchserien soll im Folgenden zwischen zentrischer und exzentrischer sowie Klein- und Wandprüfkörpern unterschieden werden.

Es werden die Versuchsergebnisse im Wesentlichen hinsichtlich der Charakteristika der Bruchbilder, der Maximallasten und der Formänderungen ausgewertet.

Zur Aufnahme der speziellen Werkstoffkennlinien dienten die Versuche unter zentrischer Belastung der Kleinprüfkörper. Dabei wurden zwei unterschiedliche Verfahrensweisen der Versuchsdurchführung angewendet. Nach Auswertung der anfänglich über Laststufen gesteuerten Versuche wurde im Weiteren auf eine weggesteuerte Vorgehensweise übergegangen. Dabei dienten die bereits vorhandenen Prüfergebnisse als Grundlage zur Vorgabe und Abschätzung der Kennwerte zur Maschinensteuerung. Dies hatte den Vorteil, dass eine Überprüfung eines über die Maximallast hinausgehenden Formänderungsverhaltens bis zum tatsächlichen Bruch des Prüfkörpers untersucht werden konnte.

Mit den Versuchsdurchführungen an Kleinprüfkörpern unter exzentrischer Lasteinleitung sollte vor allem das Materialversagen hinsichtlich der Bruchzustände im Vergleich zu den Versagensarten unter zentrischer Lasteinwirkung untersucht werden. Dabei galt es neben den Traglasten auch die Bruchbilder und Rissentwicklung aufzunehmen und zu bewerten.

Anhand von Tastversuchen sind die Traglasten besonders schlanker Mauerwerkswände experimentell ermittelt wurden. Unter Einbeziehung der Versuchsergebnisse von *Hirsch* (vg. Abschnitt 4.2.4) sollten im Weiteren die Grundlagen der ENV 1996-1-1 [7] zur Ermittlung der Traglasten unter Einfluss der Lastexzentrizität und Schlankheit der Wand (Theorie II. Ordnung) überprüft werden.

Eine Gruppierung der verschiedenen Mauerwerksarten wurde hinsichtlich der verwendeten Steinsorten und Prüfkörpergeometrien vorgenommen.

4.6.2 Bruchverhalten bei zentrischer Belastung (Kleinprüfkörper)

4.6.2.1 Hochlochziegel

Im Zuge der Bearbeitung dieses Forschungsvorhabens wurden folgende Versuche unter Verwendung von Hochlochziegeln (verschiedene Formate) durchgeführt.

Tabelle 6 Versuche HLz – e = 0

Vers.-Nr.	Steuerung	Steinformat	Mörtelgruppe
A 1 1	Weg	HLz – 2 DF	MG I / M 1,0
A 2 1	Last	HLz – 2 DF	MG II / M 5,0
A 2 1 W	Weg	HLz – 2 DF	MG II / M 5,0
A 2 6	Weg	HLz – 5 DF	MG II / M 5,0
A 3 1	Last	HLz – 2 DF	MG III / M 10,0
A 3 1 W	Weg	HLz – 2 DF	MG III / M 10,0

- A 1 1 / HLz – MG I

Kennzeichnend für die Versuchsserie von Mauerwerkskleinprüfkörpern aus Hochlochziegeln in Verbindung mit Normalmörtel MG I waren die großen Streuungen der Einzelversuchswerte untereinander. Die Bildung und Darstellung der Mittelwerte der gemessenen Kräfte und Formänderungen war daher nur bedingt möglich.

Es konnte nur bei einem Versuch ein deutliches Nachbruchverhalten festgestellt werden. Bei zwei weiteren Prüfungen trat der Bruchzustand kurz nach Erreichen der Maximalkraft bzw. Maximalspannung ein. Die Bruchstauchung wurde bei ca. 85% der Maximalspannung ($\epsilon_{mu} \approx \epsilon_{0,85}$) bestimmt. Dabei wurden weitaus größere Formänderungen (Absolutwerte) als bei Hochlochziegelmauerwerk mit Normalmörtel MG II bzw. MG III festgestellt. Die wirksame Bruchstauchung beträgt im Mittel ca. $\epsilon_{mu} \approx \epsilon_{0,85} = 5,55 \text{ mm/m}$.

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie konnte mittels einer parabelförmigen Funktion am besten approximiert werden. Allerdings wiesen einzelne Bereiche der tatsächlich gemessenen Kennwerte z.T. einen geradlinigen Verlauf aus. (siehe Anhang, Abschnitt 9.4, Bild 85).



Bild 37 Versagenzustand – Kleinprüfkörper A 1 1 / HLz – 2 DF – MG I – e = 0

Der im Bild 37 zu erkennende Bruchzustand des Versuches A 1 1 b zeigt sehr anschaulich, dass vorerst der geringfeste Lagerfugenmörtel (hier Normalmörtel MG I) aus den Fugen gequetscht wurde. Dieser Prozess dauerte je nach Belastungsgeschwindigkeit 2-3 Stufen der Wegsteigerungen an. Erst danach kam es auf Grund der stetigen Zunahme der Querdehnungen zu leichten Abplatzungen und Rissen in den Hochlochziegeln, was letztlich zum Bruch der Prüfkörper führte.

- A 2 1 (W) und A 2 6 / HLz – MG II

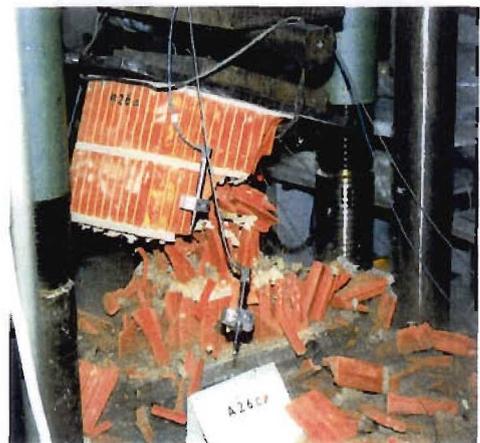
Gegenüber der lastgesteuerten Versuchsdurchführung wiesen die Prüfungen unter einer Wegregelung der Maschine etwas höhere Maximalspannungen und Bruchstauchungen aus. Die Streuung der Einzelwerte war deutlich geringer gegenüber den Versuchen unter Verwendung von Normalmörtel MG I.

Ein sogenannter „abfallender Ast“ der Werkstoffkennlinie konnte gar nicht oder nur in einem sehr geringen Bereich nach Erreichen der maximalen Kraft beobachtet werden. Für eine rechnerische Bewertung der approximierten Spannungs-Dehnungs-Kennlinie wurde die charakteristische Bruchstauchung mit $\epsilon_{mu} = 3,00 \text{ mm/m}$ angesetzt. Die maximale Druckspannung wurde bei einer Formänderung von $\epsilon_{m1} = 2,57 \text{ mm/m}$ verzeichnet. Bei den Prüfungen an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegel mit dem Format 5 DF trat der Bruch sofort mit Erreichen der Maximalkraft auf. Es wurde daher die zur Maximalspannung zugehörige Stauchung als Bruchstauchung mit $\epsilon_{m1} = \epsilon_{mu} = 2,18 \text{ mm/m}$ bestimmt.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien wiesen einen linear bis parabelförmigen Verlauf auf. Dies war bis auf den geringen abfallenden Ast der Kennlinie für beide Maschinensteuerungen gleich. Ein Nachbruchverhalten konnte nur über eine Wegsteuerung der Prüfmaschine aufgezeichnet werden. Entsprechende Werkstoffkennlinien sind im Anhang, Abschnitt 9.4, Bild 85 dargestellt.



a) A 2 1 W / HLz – 2 DF – MG II



b) A 2 6 / HLz – 5 DF – MG II

Bild 38 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / HLz - MG II – e = 0

Das Bruchverhalten konnte bei beiden Versuchserien durch das Überschreiten der Querkzugfestigkeit in den Ziegeln definiert werden. Dies war vor allem durch das plötzliche Auftreten von entsprechenden Rissen in den Hochlochziegeln zu erkennen.

Die Aussagen von *Schubert und Meyer* (vgl. Abschnitt 4.2.5) konnten somit bestätigt werden.

- A 3 1 (W) / HLz – MG III

Parallel zu den Prüfkörpern aus Hochlochziegelmauerwerk und Normalmörtel MG II (A 2 1 u. A 2 6) wiesen auch die Versuche mit Mörtel der Gruppe III ein ähnliches Tragverhalten unter zentrischer Belastung auf.

Nach Erreichen der Höchstspannung konnten zwar die Versuche bis zum plötzlichen Bruch der Prüfkörper fortgeführt werden, aber mit zunehmenden Stauchungen fielen die aufnehmbaren Druckspannungen rasch und stark ab. Dies ist deutlich am Verlauf der charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Kennlinien zu erkennen (siehe Anhang, Abschnitt 9.4, Bild 85).

Die Bruchstauchungen konnten bei ca. 85% der Maximalspannung bestimmt werden. Sie betragen ca. $\epsilon_{mu} \approx \epsilon_{0,85} = 2,11 \text{ mm/m}$.

Allgemein wurden die einzelnen Spannungs-Dehnungs-Verläufe über einen anfänglich geradlinigen Verlauf und erst mit dem Erreichen der Festigkeitsgrenze über einen anschließenden parabelförmigen Scheitelpunkt charakterisiert.

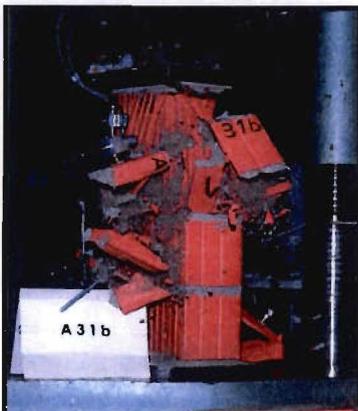


Bild 39 Versagenszustand – Kleinprüfkörper A 3 1 / HLz – 2 DF – MG III – e = 0

Der Versagenszustand trat in gleicher Form wie bei den Versuchen an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegeln und Normalmörtel MG II ein. Der Bruch der Mauerwerksprüfkörper ereignete sich plötzlich ohne Versagensankündigung durch Abplatzungen des Fugenmörtels oder Rissbildungen in den Ziegeln.

Die Versuchsergebnisse sind daher wiederum in Übereinstimmung mit den Erkenntnissen von *Schubert und Meyer* zu sehen (siehe Abschnitt 4.2.5).

4.6.2.2 Kalksandsteine

Die Ergebnisse zentrischer Versuche an Kleinprüfkörpern aus Kalksandsteinmauerwerk zeigten z.T. sehr unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Kennlinien und Materialkennwerte. Die Unterschiede konnten auf die verschiedenen eingesetzten Mörtelarten zurückgeführt werden.

Tabelle 7 Versuche KS – e = 0

Vers.-Nr.	Steuerung	Steinformat	Mörtelgruppe
C 1 1	Last	KS – NF	MG I
C 1 6	Last	KS – 3 DF	MG I
C 1 11	Weg	KS – 5 DF	MG I
C 2 1	Last	KS – NF	MG II
C 2 1 W	Weg	KS – NF	MG II
C 2 6	Last	KS – 3 DF	MG II
C 2 6 W	Weg	KS – 3 DF	MG II
C 3 1	Weg	KS – 3 DF	MG III
C 5 1	Weg	KS – Quadro	DM

- C 1 1, C 1 6 und C 1 11 / KS – MG I

Die Streuung der Einzelwerte ist trotz des Einsatzes des geringsten Mörtels MG I nicht so hoch wie bei den vergleichbaren Versuchen an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegelmauerwerk. Vermutlich ist dies auf den homogeneren Querschnitt des Kalksandsteinmauerwerks zurückzuführen. Es wurden Vollsteine bzw. Kalksandsteine mit Grifföchern verwendet. Die starke Differenz zwischen den Materialkennlinien der kleinformatigen Steine (NF und 3 DF) zu den Prüfungen an Kalksandsteinen im Format 5 DF konnte einerseits auf die deutlich höheren Steifigkeitswerte der 5 DF-Steine und andererseits der Wegregelung der Prüfmaschine zurückgeführt werden.

Bei den Prüfungen der Versuchskörper aus Steinen mit den Formaten NF und 3 DF (C 1 1 und C 1 6) konnte auf Grund der lastgesteuerten Versuchsdurchführung kein Nachbruchverhalten aufgezeichnet werden. Mit dem Erreichen der Festigkeitsgrenze trat auch zugleich der Bruch des Mauerwerks ein. Die so ermittelten Grenzstauchungen betragen ca. $\epsilon_{m1} = \epsilon_{mu} = 6,60 \text{ mm/m}$. Bei der Versuchserie mit Kalksandsteinen im Format 5 DF (C 1 11) wurde jedoch ein ausgeprägtes Nachbruchverhalten festgestellt. Die Stauchung bei Erreichen der Maximalspannung konnte im Mittel zu $\epsilon_{m1} = 10,80 \text{ mm/m}$ angegeben werden. Der Bruch ereignete sich allerdings erst bei einer Formänderung von $\epsilon_{mu} \approx \epsilon_{0,85} = 13,36 \text{ mm/m}$.

Bei der Auswertung der Versuchsdaten der Prüfungen C 1 1 und C 1 6 wurde ein bis zum Bruch geradliniger Verlauf bestimmt. Dies kann für den ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie auch auf die Versuchserie C 1 11 übertragen werden, allerdings schließt sich mit Erreichen der Höchstspannung und des abfallenden Astes ein parabolischer Verlauf an. Die Materialkennlinien zeigt das Bild 86 im Anhang des Berichtes (siehe Abschnitt 9.4).



a) C 1 1 / KS - NF - MG I



b) C 1 6 / KS - 3 DF - MG I

Bild 40 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / KS - MG I – $e = 0$

Die Mauerwerksprüfkörper aus Kalksandsteinen und Normalmörtel geringer Festigkeit (MG I) kündigten ihr Erreichen des Bruchzustandes durch Aussanden des Fugenmörtels an. Dabei wurde bei weiterer Laststeigerung im Augenblick des Bruches letztlich die Querkzugfestigkeit der Kalksandsteine erreicht bzw. überschritten.

- C 2 1 (W), C 2 6 (W) / KS – MG II

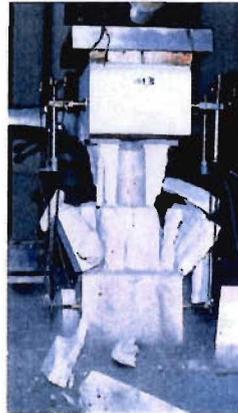
Nicht ganz so deutliche Unterschiede wurden bei den zentrischen Prüfungen der Kleinprüfkörper aus Kalksandsteinen und Normalmörtel MG II festgestellt. Die Ergebnisse der weggesteuerten Prüfungen wiesen allerdings einen gering ausgebildeten abfallenden Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie aus.

Die gemittelte Bruchdehnung der Serie C 2 1 (KS – NF) erreicht mit $\epsilon_{mu} = 6,00 \text{ mm/m}$ nicht die Stauchung bei 85% der Maximalspannung. Bei den Versuchen C 2 6 (KS – 3 DF) stimmte dieser Grenzwert sehr gut mit den gemessenen Verformungen im Bruchzustand überein. Allerdings konnten keine so großen Absolutwerte der Bruchstauchungen ermittelt werden, sie lagen ferner bei $\epsilon_{mu} \approx \epsilon_{0,85} = 4,50 \text{ mm/m}$.

Die Spannungs-Dehnungs-Kennlinien wurden durch einen nichtlinearen Verlauf gekennzeichnet, der jedoch nicht ganz die Völligkeit einer Parabelgleichung 2. Ordnung aufwies (siehe Anhang, Abschnitt 9.4, Bild 86).



a) C 2 6 W / KS – 3 DF – MG II



b) C 2 6 / KS – 3 DF – MG II

Bild 41 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / KS - MG II – $e = 0$

Mit Zunahme der Mörtelfestigkeiten verkürzte sich der Prozess des Fugenversagens, die Bruchstauchungen wiesen dies durch geringere Werte aus. Es trat der Bruchzustand der Prüfkörper mit dem Spaltzugversagen der Kalksandsteine ein. Dies ist vergleichbar mit den Versuchen an Prüfkörpern aus Hochlochziegelmauerwerk.

- C 3 1 (W) / KS – MG III

Bei zwei von drei Einzelversuchen wurde ein sehr ausgeprägtes Nachbruchverhalten über die Messung der Kraft und Verformungen bei weggesteuerter Versuchsdurchführung ermittelt. Dabei streuten die Messwerte nur im geringen Maße. Auf Grund der Länge des abfallenden Astes konnte nur sehr schwer ein geeignetes Polynom zur mathematischen Beschreibung des Spannungs-Dehnungs-Verlaufs gefunden werden, welches gleichermaßen den ansteigenden wie auch den abfallenden Ast der Kennlinie gut wiedergeben konnte.

Der Mittelwert der Bruchdehnungen wurde daher auf 85% der Maximalspannung für eine numerische Anwendung der Werkstoffkennlinie mit $\epsilon_{mu} \approx \epsilon_{0,85} = 4,25 \text{ mm/m}$ begrenzt.

Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie entspricht im Wesentlichen dem einer Parabel. Dies zeigt vor allem die dazugehörige Kennlinie der gemittelten Versuchswerte (C 3 1) im Anhang, Abschnitt 9.4, Bild 86.

Die Untersuchungsergebnisse entsprechen den von *Schubert und Meyer* festgestellten Charakteristika für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Normalmörtel MG III (vgl. Abschnitt 4.2.5).

- C 5 1 / KS – DM

Bei dieser Versuchserie wurde ein Sonderformat von Kalksandsteinen verwendet, welches eine Wandstärke von $t = 10,0 \text{ cm}$ (Einsteinmauerwerk) ergibt. Dieses Maß wurde aus der ENV 1996-1-1 [6] bzw. [7] abgeleitet und richtete sich nach der Anwendung der britischen Mauerwerksnorm als Grenzwert der minimalen Wandstärke für tragendes Mauerwerk.

Die Stauchung bei der maximal aufnehmbaren Druckspannung der Kleinprüfkörper im Versuch betrug im Mittel ca. $\epsilon_{mi} = 4,00 \text{ mm/m}$. Der Bruchzustand wurde nach weiterer Wegsteigerung sehr rasch erreicht. Der Versagenspunkt konnte sehr plötzlich bei einer Bruchstauchung von $\epsilon_{mu} = 4,60 \text{ mm/m}$ festgestellt werden. Damit erreichten die Formänderungen nicht den Wert bei 85% der Maximalspannung.

Die Spannungs-Dehnungs-Linie war durch den Ansatz einer parabelförmigen Funktion am besten zu beschreiben, wobei im Bereich der Höchstspannung von einer schwachen Plastizierung des Werkstoffes ausgegangen werden konnte. Die entsprechende Werkstoffkennlinie (C 5 1) ist dem Bild 86 im Anhang (siehe Abschnitt 9.4) zu entnehmen.



Bild 42 Versagenszustand – Kleinprüfkörper C 5 1 / KS – Quadro – DM – e = 0

Sehr plötzlich und ohne vorherige Ankündigung infolge Rissbildungen oder Aussanden von Fugenmörtel trat bei diesen Versuchserien der Bruchzustand ein. Er konnte als typisches Steinversagen auf Grund von zu großen Querkraften in den Kalksandsteinen charakterisiert werden.

4.6.2.3 Porenbetonsteine

Bis zum Erreichen der Druckfestigkeit des Porenbetonmauerwerks lagen alle Einzelwerte sehr dicht beieinander. Erst im Bereich der Maximalspannungen und nach deren Überschreitung streuten die gemessenen Einzelwerte der Kräfte und Verformungen sehr stark, weshalb gerade für das Nachbruchverhalten keine hinreichend genauen Aussagen getroffen werden konnten. Dies gilt sowohl für Versuche unter lastgesteuerter Vorgehensweise, als auch für Prüfungen mit einer Wegregelung der Prüfmaschine.

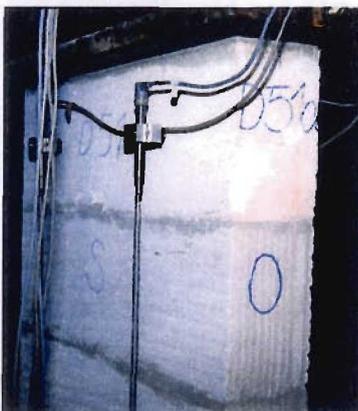
Tabelle 8 Versuche PP – e = 0

Vers.-Nr.	Steuerung	Steinformat (mm)	Mörtelgruppe
D 5 1	Last	PP - 600x115x200	DM
D 5 1 W	Weg	PP - 600x115x200	DM
D 5 4	Last	PP - 600x175x200	DM
D 5 4 W	Weg	PP - 600x175x200	DM
D 5 7	Last	PP - 500x240x200	DM
D 5 7 W	Weg	PP - 500x240x200	DM

Eine Unterteilung in verschiedene Versuchserien ist bei dieser Stein-Mörtel-Kombination trotz Anwendung unterschiedlicher Steinformate nicht notwendig, da die Versuchsergebnisse sehr zusammenliegende Werte aufwiesen. Die Einzelwerte unterlagen nicht nur innerhalb einer Serie sondern auch zwischen den Versuchserien einer geringen Streuung.

Für die Beschreibung der charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien wurde kein abfallender Ast der Kennlinie in Ansatz gebracht. Vielmehr ereignete sich der Bruch der Mauerwerksprüfkörper im Versuch mit dem Erreichen der Festigkeitsgrenze. Dabei wurde eine Bruchdehnung von $\epsilon_{m1} = \epsilon_{mu} = 2,30 \text{ mm/m}$ ermittelt.

Die typische Werkstoffkennlinie für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen und Dünnbettmörtel konnte mit einem fast geradlinigen bzw. schwach gekrümmten parabolischen Verlauf gekennzeichnet werden. Dies zeigen die Werkstoffkennlinien im Anhang, Abschnitt 9.4, Bild 87.



a) D 5 1 / PP – t = 11,5 cm – DM



b) D 5 7 / PP – t = 24,0 cm – DM

Bild 43 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / PP - DM – e = 0

Der Versagenszustand trat fast ausschließlich nur durch Spaltzugversagen der Steine ein. Es konnten keine Abplatzungen an den Prüfkörpern festgestellt werden. Der Bruchzustand wurde lediglich nur durch die für diese Stein-Mörtel-Kombination typischen Spaltzugrisse angezeigt und erreicht.

Die Ergebnisse bestätigten somit ebenfalls die von Schubert und Meyer in [46] und [48] aufgeführten Untersuchungen (siehe auch Abschnitt 4.2.5).

4.6.2.4 Leichtbetonsteine

Es wurden beide Versuchserien in den getrennten Steuerungsmethoden (Last- und Wegsteuerung) der Prüfmaschine durchgeführt. Die Ergebnisse unterschieden sich nur geringfügig voneinander.

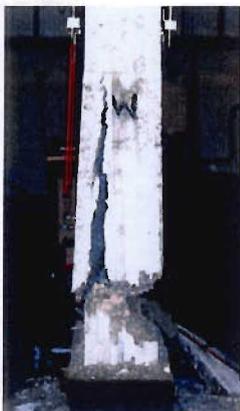
Tabelle 9 Versuche Vbl – e = 0

Vers.-Nr.	Steuerung	Steinformat (cm)	Mörtelgruppe
E 4 1	Last	Vbl – 12 DF / 17,5	LM 36
E 4 1 W	Weg	Vbl – 12 DF / 17,5	LM 36
E 4 4	Last	Vbl – 12 DF / 36,5	LM 36
E 4 4 W	Weg	Vbl – 12 DF / 36,5	LM 36

Ein mit Versuchswerten abgesichertes Nachbruchverhalten war nicht zu erkennen, obgleich bei einzelnen Versuchen kein sofortiger Bruchzustand mit Erreichen der Maximalspannung eintrat. Es kam zu großen Kraft- bzw. Spannungsabfällen nach dem die Festigkeit des Mauerwerks erreicht wurde.

Von allen geprüften Mauerwerksarten wiesen die Versuche mit Kleinprüfkörpern aus Leichtbetonsteinen und Leichtmörtel die geringsten Verformungen auf. Die Bruchstauchungen betragen lediglich $\epsilon_{ml} = \epsilon_{mu} \approx 0,70 - 1,00 \text{ mm/m}$.

Die Form der Spannungs-Dehnungs-Kennlinien konnte für diese Stein-Mörtel-Kombination durchgehend als linear verlaufend bestimmt werden. Dies zeigen die Materialkennlinien im Bild 88 im Anhang, Abschnitt 9.4.



a) E 4 1 / Vbl – t = 17,5 cm – LM 36



b) E 4 1 / Vbl – t = 17,5 cm – LM 36

Bild 44 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / Vbl – LM 36 – e = 0

Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6

Der Versagenszustand der Mauerwerksprüfkörper wurde in allen Fällen an den Stellen im Stein erreicht, wo schon augenscheinlich Gefügeschwächungen vorlagen. Die Festigkeit des Leichtmörtels war dabei so hoch, dass einzig und allein der Leichtbetonstein für das Eintreten des Versagenszustandes verantwortlich war.

Die von *Schubert und Meyer* festgestellten Zusammenhänge und Versuchsergebnisse (siehe Abschnitt 4.2.5) konnten somit bestätigt werden.

4.6.3 Bruchverhalten bei exzentrischer Belastung (Kleinprüfkörper)

4.6.3.1 Hochlochziegel

Im Allgemeinen lagen alle experimentell bestimmten Werte der Traglasten des exzentrisch belasteten Ziegelmauerwerks pro Versuchserie dicht beieinander. Auch die Charakteristika der Bruchzustände der Einzelversuche zeigten je nach Stein-Mörtel-Kombination ein einheitliches Bild.

Folgende Versuche an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegelmauerwerk unter exzentrischer Beanspruchung wurden durchgeführt:

Tabelle 10 Versuche HLZ – $e > 0$

Vers.-Nr.	Steinformat	Mörtelgruppe	Exzentrizität
A 1 3	HLz / 2 DF	MG I	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \approx 0,37 \cdot t$
A 2 2	HLz / 2 DF	MG II	$e = t/3$
A 2 3	HLz / 2 DF	MG II	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \approx 0,37 \cdot t$
A 2 7	HLz / 5 DF	MG II	$e = t/3$
A 2 8	HLz / 5 DF	MG II	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \approx 0,45 \cdot t$
A 3 2	HLz / 2 DF	MG III	$e = t/3$
A 3 3	HLz / 2 DF	MG III	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \approx 0,37 \cdot t$

Eine Ausnahme hinsichtlich des Versagensmechanismus stellten die Versuche an Hochlochziegelmauerwerk unter Verwendung von geringfesten Normalmörtel MG I dar. Statt dem sonst so typischen Abspalten der äußeren Ziegelschale wurde bei der Versuchserie A 1 3 ein Versagen der Mörtelfuge infolge Gelenkbildung festgestellt.



a) Ansicht Stirnseite (W) b) Ansicht Längsseite (N) c) Ansicht Stirnseite (O)

Bild 45 Versagenszustand – Kleinprüfkörper A 1 3 / HLz – 2 DF – MG I – e = t/2-1,5 cm

Das Bruchverhalten von Mauerwerk aus Hochlochziegeln in Verbindung mit Normalmörtel MG II und MG III konnte im Wesentlichen durch die spröden Materialeigenschaften der Ziegel beschrieben werden. Es wurden zwar Risse schon in den Lagerfugen bei geringen Kräften während der Versuchsdurchführungen festgestellt, doch der eigentliche Bruchzustand stellte sich erst plötzlich nach weiterer Laststeigerung ein. Dieser ging mit Abplatzungen von Stein- und Fugenmaterial im Druckbereich einher. Dabei wurde die äußere Schale der Hochlochziegel, d.h. der Druckbereich im Stein abgespalten.



a) A 2 7 / HLz – 5 DF – MG II



b) A 2 2 / HLz – 2 DF – MG II

Bild 46 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / HLz – MG II – e = t/3



Bild 47 Versagenszustand – Kleinprüfkörper A 3 3 / HLz – 2 DF - MG III – $e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$

4.6.3.2 Kalksandsteine

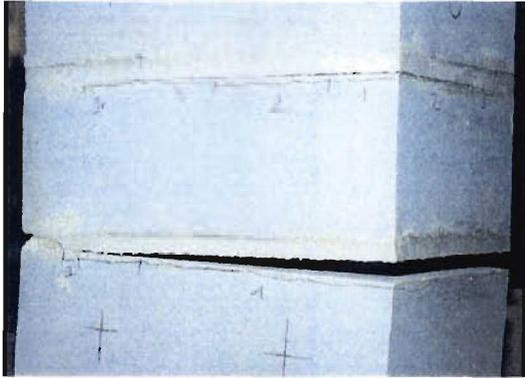
Die durchgeführten Versuche an Stein-Mörtel-Kombinationen mit Kalksandsteinen beinhalteten verschiedene Versagenszustände, welche sichtlich von der vorhandenen Mörtelfestigkeit und Mörtelart abhingen.

Tabelle 11 Versuche KS – $e > 0$

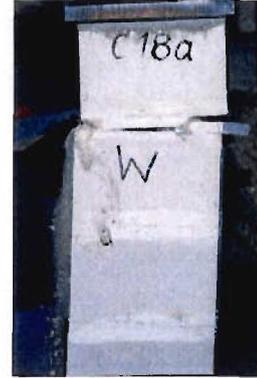
Vers.-Nr.	Steinformat	Mörtelgruppe	Exzentrizität
C 1 2	KS / NF	MG I	$e = t/3$
C 1 3	KS / NF	MG I	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,41 \cdot t$
C 1 7	KS / 3 DF	MG I	$e = t/3$
C 1 8	KS / 3 DF	MG I	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \cong 0,41 \cdot t$
C 2 2	KS / NF	MG II	$e = t/3$
C 2 3	KS / NF	MG II	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,41 \cdot t$
C 2 7	KS / 3 DF	MG II	$e = t/3$
C 2 8	KS / 3 DF	MG II	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \cong 0,41 \cdot t$
C 3 2	KS / NF	MG III	$e = t/3$
C 3 3	KS / NF	MG III	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \cong 0,41 \cdot t$
C 5 2	KS / Quadro	DM	$e = t/3$
C 5 3	KS / Quadro	DM	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm} \cong 0,35 \cdot t$

Bei den Kleinprüfkörpern aus Kalksandsteinmauerwerk mit Normalmörtel MG I trat der Bruchzustand durch Überschreiten der Mörtelfestigkeit ein. Dies wurde durch die Ausbildung eines Gelenkes in der entsprechenden Lagerfuge festgestellt. Bei keinem der Prüfkörper konnten etwaige Steinabplatzungen bzw. Rissbildungen im Druckbereich der Steine verzeichnet werden. Vielmehr verdrehten sich die Steine um das „Gelenk“ in der Mörtelfuge, wobei starkes Aussanden von Mörtelmaterial am äußeren Bereich über einen längeren Zeitraum der Laststeigerung festzustellen war. Dies entsprach ebenfalls

den Bruchzuständen der Versuche an Kleinprüfkörpern aus Hochlochziegelmauerwerk und Normalmörtel MG I.



a) C 1 13 / KS - 5 DF - MG I



b) C 1 8 / KS - 3 DF - MG I

Bild 48 Versagenszustand - Kleinprüfkörper / KS - MG I - $e = t/2 - 1,5$ cm

Damit wurde die Vermutung bekräftigt, dass der Drehpunkt im Versagenszustand etwas in den Querschnitt hineinrückt (vgl. Abschnitt 1, Bild 2).

Die Charakteristik der Bruchzustände der Versuche an Prüfkörpern mit Kalksandstein und Normalmörtel MG II entsprach denen der Kalksandsteinprüfkörper mit Mörtel der MG I. Nur bei Versuchen mit Mauerwerksprobekörpern aus Steinen mit 3 DF konnten Abplatzungen im Druckbereich, sowohl in den Fugen als auch an den Steinen selbst, verzeichnet werden.

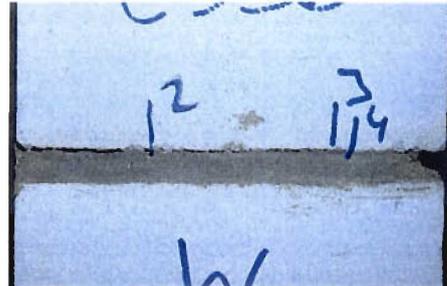


Bild 49 Versagenszustand - Kleinprüfkörper C 2 3 / KS - MG II - $e = t/2 - 1,0$ cm

Aber auch bei den Versuchserien mit Mauerwerk aus Kalksandsteinen (3 DF) und Normalmörtel MG III trat fast ausschließlich nur der Bruchzustand in der Mörtelfuge auf. Dies galt vor allem für die Versuchserie C 3 3 bei der über eine extreme Exzentrizität ($e = t/2 - 1,5$ cm) die Last eingeleitet wurde.



a) Ansicht Stirnseite (W)



b) Ansicht Stirnseite (Bruchfuge)

Bild 50 Versagenszustand – Kleinprüfkörper C 3 3 / KS – 3 DF – MG III – $e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$

Die Versagenszustände der Versuche an Kleinprüfkörpern aus den speziellen Kalksandsteinen (Quadro, $t = 10,0 \text{ cm}$) in Verbindung mit Dünnbettmörtel zeigten unter stark exzentrischer Belastung das für diese Stein-Mörtel-Kombination typische Bruchbild. Neben dem Ausbrechen des Fugenmörtels wurden entsprechende Spaltzugrisse bzw. Abplatzungen in den Steinen festgestellt.



Bild 51 Versagenszustand – Kleinprüfkörper C 5 3 / KS – DM – $e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$

Unter dem Einfluss der höheren Mörtelfestigkeiten ergaben sich demnach größere Mauerwerksfestigkeiten, die bei der Verwendung des Spannungsblocks zur Berechnung der Tragfähigkeit zum Ansatz gebracht werden können. Wie bei den Versuchen an Stein-Mörtel-Kombinationen mit geringfesten Mörtel, so auch bei Mörtel der MG II verliert die Steifigkeit mit zunehmender Lastausmitte ihren Einfluss auf die charakteristische Festigkeit des Mauerwerks. Es tritt mehr und mehr mit Steigerung der Lastexzentrizitäten der Versagenszustand in den Lagerfugen zum Vorschein, was durch Ausbildung des Mörtelgelenkes erkenntlich wurde.

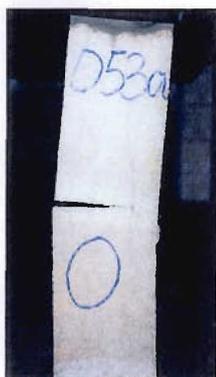
4.6.3.3 Porenbetonsteine

Zur Untersuchung des Bruchzustandes im Bereich des Materialversagens wurden Versuchserien aus Porenbetonmauerwerk (Plansteine) nur mit Dünnbettmörtel als Fugenmörtel untersucht. Es stand bei diesen Experimenten das tatsächliche Bruchverhalten, wie auch der Einfluss der zunehmenden Wandstärke im Vordergrund.

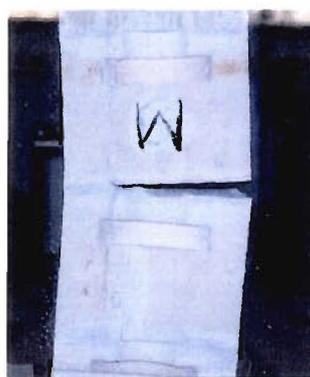
Tabelle 12 Versuche PP – $e > 0$

Vers.-Nr.	Steinformat (mm)	Mörtelgruppe	Exzentrizität
D 5 2	PP - 600x115x200	DM	$e = t/3$
D 5 3	PP - 600x115x200	DM	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,37 \cdot t$
D 5 5	PP - 600x175x200	DM	$e = t/3$
D 5 6	PP - 600x175x200	DM	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,41 \cdot t$
D 5 8	PP - 500x240x200	DM	$e = t/3$
D 5 9	PP - 500x240x200	DM	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,44 \cdot t$

Wie schon bei den zentrisch belasteten Prüfkörpern festgestellt wurde, traten ebenfalls bei den exzentrischen Versuchen fast ausschließlich nur Spaltzugrisse in den Plansteinen im Versagenszustand auf. Weitere Risse verliefen in fast allen Versuchen knapp ober- oder unterhalb der Lagerfugen in den Steinen. Nach dem Auftreten der ersten Risse konnte die Last weitergesteigert werden, bis der Bruchzustand, einhergehend mit großen Verdrehungen der Porenbetonsteine, erreicht wurde.



a) PP – $t = 11,5 \text{ cm}$ – DM



b) PP – $t = 24,0 \text{ cm}$ – DM

Bild 52 Versagenszustand – Kleinprüfkörper / PP – DM – $e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$

4.6.3.4 Leichtbetonsteine

Auf Grund der großen Streubreiten der Versuchswerte können nur bedingt verallgemeinerte Aussagen zum Bruchzustand bzw. der Traglasten getroffen werden (vgl. Tabelle 40).

Tabelle 13 Versuche Vbl – $e > 0$

Vers.-Nr.	Steinformat (cm)	Mörtelgruppe	Exzentrizität
E 4 2	Vbl – 12 DF / 17,5	LM 36	$e = t/3$
E 4 3	Vbl – 12 DF / 17,5	LM 36	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,37 \cdot t$
E 4 5	Vbl – 12 DF / 36,5	LM 36	$e = t/3$
E 4 6	Vbl – 12 DF / 36,5	LM 36	$e = t/2 - 1,0 \text{ cm} \cong 0,37 \cdot t$

Prinzipiell konnte jedoch festgestellt werden, dass das Eintreten des Bruchzustandes sich nur durch Rissbildungen in den Lagerfugen und Ausbrechen vom grobkörnigen Steinmaterial ankündigte. Die Prüfkörper versagten an den vermeintlichen Fehlstellen der Leichtbetonblöcke, welche durch fehlendes Bindemittel im porigen Steingefüge gekennzeichnet waren.



a) Ansicht Stirnseite (W)



b) Ansicht Stirnseite (O)

Bild 53 Versagenszustand – Kleinprüfkörper E 4 3 / Vbl – 12 DF / 17,5 cm – LM 36 – $e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$

4.6.4 Bruchverhalten bei zentrischer und exzentrischer Belastung (Wandversuche)

Die exzentrischen Wandversuche sind auf Grund der geringen Wiederholungsanzahl der Einzelversuche als Tastversuche einzustufen. Die Ergebnisse der Prüfungen wurden dementsprechend bei der Auswertung berücksichtigt. Aussagen hinsichtlich der Traglasten und dem tatsächlichen Bruchverhalten konnten daher nur punktuell getroffen werden. Wie im Abschnitt 4.2.4 bereits beschrieben wurde, existieren jedoch zahlreiche Untersuchungsergebnisse aus einer Forschungsarbeit von Hirsch (siehe [52]). Nach einer intensiven Recherche konnten diese Ergebnisse sehr gut in dieses Forschungsvorhaben integriert werden. Daher bestand nicht zwingend die Notwendigkeit für eine breites Anwendungsgebiet derartige Wandversuche mit ins Versuchsprogramm aufzunehmen.

Tabelle 14 Versuche Wandprüfkörper KS

Vers.-Nr.	Steinformat	Mörtelgruppe	Exzentrizität
C 2 4 a-c	KS - NF	MG II	$e = 0$
C 2 5 a-c	KS - NF	MG II	$e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$
C 5 4 b	KS - Quadro	DM	$e = 0$
C 5 5 a	KS - Quadro	DM	$e = 0,28 \cdot t$
C 5 5 b	KS - Quadro	DM	$e = t/3 \text{ cm}$

Bei der Versuchsdurchführung an Wandprüfkörpern der Serie C 2 4 (KS – NF – MG II) trat unter zentrischer Belastung kein Stabilitätsversagen infolge Ausknicken der Wand auf. Vielmehr wurde deutlich das Materialversagen des Mauerwerks anhand dem Überschreiten der Materialfestigkeiten beobachtet. Es wurden Prüfkörper mit folgenden Abmessungen verwendet:

- $t = 0,115 \text{ m}$
- $l = 1,00 \text{ m}$
- $h = 1,50 \text{ m}$



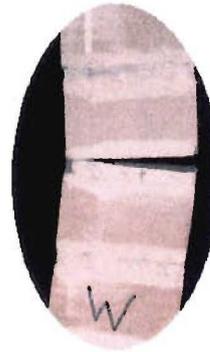
Bild 54 Versagenszustand – Wandprüfkörper C 2 4 / KS – NF – MG II – $e = 0$

Die Versuchsserie C 2 5 diente zur Prüfung des eventuellen Einflusses des Mauerwerksverbandes bzw. der mittleren Schlankheit auf die Traglast und das Bruchverhalten. Die Abmessungen der Wände entsprachen denen der Versuchsserie C 2 4.

Das Bruchbild weist keine Unterschiede zu den vergleichbaren Versuchen an Kleinprüfkörpern (4-Steinprüfkörper) auf (vgl. Bild 49). Es wurde wiederum ein Versagen der Mörtelfuge infolge Gelenkbildung festgestellt.



a) Ansicht Stirnseite



b) Detail Bruchfuge

Bild 55 Versagenszustand – Wandprüfkörper C 2 5 / KS – NF – MG II – $e = t/2 - 1,5 \text{ cm}$

Nach den Regelungen der ENV 1996-1-1 [6] sind für die Berechnung und Bemessung von tragenden Mauerwerkswänden im britischen Geltungsbereich Wände mit einer Dicke von $t = 10,0 \text{ cm}$ zugelassen. Dabei gilt als Grenzwert der Schlankheit $\bar{\lambda} = 27$.

Auf Grund der großen Empfindlichkeit der Traglasten hinsichtlich des Einflusses der Schlankheit auf die Stabilität der Wände wurden Tastversuche an schlanken Wandprüfkörpern mit folgenden Abmessungen durchgeführt.

$$t = 0,10 \text{ m}$$

$$l = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 2,50 \text{ m}$$

Das charakteristische Last-Verformungs-Verhalten kann den Diagrammen im Anhang, Abschnitt 9.5, Bild 105 entnommen werden.

Das Bruchbild des Versuches C 5 4 b zeigt den Versagensfall infolge des Stabilitätsverlustes trotz einer exakt zentrischen Belastung. Der Einfluss der Zusatzverformungen infolge Theorie II. Ordnung war demnach so groß, dass der Wandprüfkörper nicht wie bei der Versuchserie C 2 4 infolge des Überschreitens der Materialfestigkeit versagte. Vielmehr kam es zum Ausknicken der Wand.



a) Ansicht Stirnseite



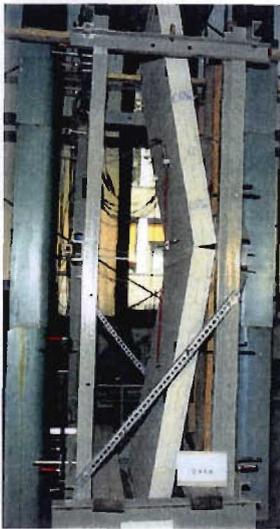
b) Detail Bruchfugen (Wandmitte)

Bild 56 Versagenszustand – Wandprüfkörper C 5 4 b / KS – Quadro – DM – $e = 0$

Bei der Versuchsdurchführung des Wandprüfkörpers C 5 5 a wurde statt der geplanten Exzentrizität von $e = t/3$ die Last tatsächlich mit einer Ausmitte von $e = 0,28 \cdot t$ eingeleitet.

Mit dem entsprechenden Diagrammen zum Last-Verformungs-Verhalten konnte festgestellt werden (siehe Anhang, Abschnitt 9.5, Bild 106), dass der Bruchzustand nicht parallel mit dem Erreichen der Maximallast eintrat. Im Versagenszustand blieb vielmehr die Kraft konstant und die Verformung nahm überproportional zu.

Das Bruchbild wies ein Ausknicken ohne Steinabplatzungen auf, d.h. es trat lediglich der Versagenszustand in den Lagerfugen aus Dünnbettmörtel ein. Dabei riss vorerst im Bruchzustand eine Lagerfuge in ca. Wandmitte sehr plötzlich auf. Danach folgten weitere Rissbildungen in den Fugen des mittleren Wanddrittels. Bei geringerer Belastung konnten jedoch keinerlei Rissbildungen entlang der Fugen festgestellt werden. Der Versagenszustand wurde sehr plötzlich infolge des Stabilitätsverlustes erreicht.



a) Ansicht Stirnseite



b) Detail Bruchfuge (Wandmitte)

Bild 57 Versagenszustand – Wandprüfkörper C 5 5 a / KS – Quadro – DM – $e = 0,28 \cdot t$

Bei einem weiteren Versuch unter gleichen Voraussetzungen, nur mit einer Exzentrizität der Belastung von $e = t/3$, wurde das gleiche Bruchverhalten bei Verlust der Tragfähigkeit der Kalksandsteinwand festgestellt. Es konnten wiederum keine Risse oder Abplatzungen am Stein verzeichnet werden. Durch das Aufreißen der Lagerfugen in Wandmitte knickte der Wandprüfkörper sehr plötzlich aus und erreichte somit den Versagenszustand.



a) Ansicht Stirnseite



b) Detail Bruchfuge (Wandmitte)

Bild 58 Versagenszustand – Wandprüfkörper C 5 5 b / KS – Quadro – DM – $e = t/3$

Es konnte wiederum eine deutliche Zunahme der Wandauslenkung nach Erreichen der Maximallast verzeichnet werden, bevor der Bruchzustand eintrat. Dies zeigt auch das Bild 107 im Anhang, Abschnitt 9.5.

4.7 Auswertung der Ergebnisse

4.7.1 Vorbemerkungen

Nach den Beschreibungen der Bruchzustände der verschiedenen Versuchsserien sollen nunmehr die gemessenen Werte der Kraft- und Wegdaten ausgewertet werden.

Die Durchführung von Versuchen an Kleinprüfkörpern unter zentrischer Belastung dienten vor allem zur Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte, welche nachfolgend aufgeführt werden. Diese stellen die Grundlage der Implementierung eines nichtlinearen Materialverhaltens bei der Traglastermittlung, wie sie nach der ENV 1996-1-1 [6] bzw. [7] auch in Deutschland eingeführt wurde, dar. Insbesondere beim Nachweis ausreichender Knicksicherheit liegt den in der Norm aufgeführten Berechnungsgleichungen ein nichtlineares (parabelförmiges) Materialgesetz für Mauerwerk zu Grunde. Dessen Gültigkeit für die verschiedenen Mauerwerksarten überprüft werden sollte.

Des Weiteren galt es, über z.T. extrem exzentrisch beanspruchte Mauerwerksprüfkörper den Ansatz zur Ermittlung des Tragwiderstandes (bei $e > 0,4 \cdot t$) in Form eines Spannungsblocks (Spannungsrechteck) nach Anhang C der ENV 1996-1-1 [7] auch experimentell nachzuweisen. Hierzu wurden neben den Traglasten die tatsächlichen Rissbildungen in den Fugen der Mauerwerksprüfkörper untersucht und ausgewertet. Die Idealisierung der tatsächlichen Spannungsverteilung im ungerissenen Wandquerschnittsbereich durch ein Rechteck mit den Grenzwerten der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit f bzw. f_k und der konstanten Breite $x = 0,2 \cdot t$ (Höhe der Druckzone) sollte anhand der Versuchsergebnisse überprüft und ggf. überarbeitet werden.

4.7.2 Kennwerte der Werkstoffgesetze

4.7.2.1 Grundlagen

Prinzipiell muss zwischen den materialbeschreibenden Kennwerten, z.B. der Bruchspannung und Bruchstauchung und dem Verformungsverhalten des Werkstoffs kennzeichnenden Größen, wie dem Elastizitätsmodul und der Form der Spannungs-Dehnungs-Linie unterschieden werden.

Zur Ermittlung entsprechender Traglasten trägt vor allem die Druckfestigkeit von Mauerwerk f den wesentlichsten Anteil. Das Werkstoffverhalten von Mauerwerk wird unter vertikaler Beanspruchung bei Verwendung von Normal- und Leichtmörtel durch die Materialeigenschaften von Mauerstein und Mauermörtel kombiniert charakterisiert. Beim Einsatz von Dünnbettmörtel bestimmen allein die Steineigenschaften die Kenngrößen des Mauerwerks.

4.7.2.2 Druckfestigkeit von Mauerwerk

Die Druckfestigkeit gilt als ein wesentlicher Kennwert zur Ermittlung der entsprechenden Traglasten. Da Mauerwerk, wie bereits beschrieben wurde, ein aus Stein und Mörtel zusammengesetzter Baustoff ist, können seine Eigenschaften sehr unterschiedlich sein.

Die Mörtelfestigkeit, die Fugenstärke sowie die Spaltzug- und Druckfestigkeit der Steine spielen dabei eine besondere Rolle.

Im Allgemeinen wird unabhängig vom Tragverhalten und dem Bruchvorgang eine Korrelation zwischen Mauerwerksfestigkeit und Stein- sowie Mörtelfestigkeit hergestellt. Bei Dünnbettmörtel hat die Festigkeit des Mörtels keinen Einfluss auf die Mauerwerksfestigkeit. Sie wird daher nur von den Steineigenschaften bestimmt. Die ENV 1996-1-1 [7] schreibt für die Ermittlung der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k bautechnische Versuche nach der EN 1052-1 [5] vor. Sofern jedoch keine Versuchsergebnisse vorliegen, kann die Druckfestigkeit mit Hilfe von Formeln in Abhängigkeit der Mauerstein- und Mörtelfestigkeit errechnet werden. Im Zuge der Überarbeitung der ENV 1996-1-1 [7] wurden diese Gleichungen weiterentwickelt und in einem unveröffentlichten Überarbeitungsstand der prEN 1996-1-1 [8] aufgeführt. Es gelten daher folgende Beziehungen:

$$(112) \quad f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (\text{gilt für Normalmörtel und Leichtmörtel})$$

$$(113) \quad f_k = 0,8 \cdot f_b^{0,85} \quad (\text{gilt für Plansteine und Dünnbettmörtel}).$$

Der Faktor K ist entsprechend prEN 1996-1-1 (Table 3.4) [8] zu entnehmen. Er wurde für nachfolgende Berechnungen in Abhängigkeit der Steinart gewählt und in die vorstehenden Gleichungen eingesetzt.

Im Zusammenhang mit der Durchführung und Auswertung der Versuche wurden im weiteren Mittelwerte der Materialeigenschaften anstelle der Fraktilwerte verwendet. Dies ist ebenfalls für die Ermittlung der Bauteilsteifigkeit zu empfehlen, da andernfalls diese unterschätzt wird. Die rechnerische Druckfestigkeit von Mauerwerk ergibt sich dann nach Gl. (114) unter Verwendung der Gl. (112) und (113) (siehe DIN EN 1052-1 [5]) zu:

$$(114) \quad f_{\text{cal}} = 1,2 \cdot f_k$$

Die Tabelle 15 zeigt den Vergleich der nach den Gl. (112) und (113) berechneten Druckfestigkeiten f_{cal} zu den im Versuch direkt ermittelten Festigkeitswerten f_{exp} . Für die jeweiligen Mauersteine und Mörtel wurden die aus den Materialprüfungen hervorgehenden Festigkeitswerte zur Berechnung verwendet.

Tabelle 15 Vergleich der Druckfestigkeiten von Mauerwerk

Vers.-nr.	Mauerstein		Mörtel		Faktor K	Druckfestigkeit	
	Art	f_b N/mm ²	Gruppe	f_m N/mm ²		f_{cal} N/mm ²	f_{exp} N/mm ²
A 1 1	HLz-2DF	17,50	MG I	0,54	0,42	3,11	2,53
A 2 1	HLz-2DF	17,50	MG II	4,25	0,42	5,77	7,15
A 2 1 W	HLz-2DF	17,50	MG II	4,25	0,42	5,77	7,93
A 2 6	HLz-5DF	20,20	MG II	4,35	0,42	6,42	7,71
A 3 1	HLz-2DF	17,50	MG III	12,66	0,42	8,00	8,05
A 3 1 W	HLz-2DF	17,50	MG III	9,90	0,42	7,43	8,86
C 1 1	KS-NF	22,10	MG I	1,15	0,46	5,03	9,52
C 1 6	KS-3DF	22,40	MG I	0,78	0,46	4,51	9,33
C 1 1 1	KS-5DF	38,60	MG I	0,58	0,46	6,05	13,63
C 2 1	KS-NF	22,10	MG II	4,87	0,46	7,75	12,42
C 2 1 W	KS-NF	22,10	MG II	4,43	0,46	7,53	12,99
C 2 6	KS-3DF	22,40	MG II	5,51	0,46	8,12	12,24
C 2 6 W	KS-3DF	22,40	MG II	2,78	0,46	6,61	13,56
C 3 1	KS-3DF	22,40	MG III	10,74	0,46	9,92	12,58
C 5 1	KS-Quadro	20,63	DM	9,40	0,80	12,58	15,72
D 5 1	PP-600x115x200	5,00	DM	16,05	0,80	3,77	4,35
D 5 1 W	PP-600x115x200	5,00	DM	13,10	0,80	3,77	5,01
D 5 4	PP-600x175x200	5,70	DM	16,26	0,80	4,21	4,83
D 5 4 W	PP-600x175x200	5,70	DM	16,46	0,80	4,21	4,79
D 5 7	PP-500x240x200	6,40	DM	19,67	0,80	4,65	4,95
D 5 7 W	PP-500x240x200	6,40	DM	13,37	0,80	4,65	4,84
E 4 1	KLB-12DF/17,5	3,90	LM 36	9,19	0,45	2,72	2,89
E 4 1 W	KLB-12DF/17,5	3,90	LM 36	6,23	0,45	2,42	2,57
E 4 4	KLB-12DF/36,5	3,20	LM 36	7,64	0,45	2,24	3,35
E 4 4 W	KLB-12DF/36,5	3,20	LM 36	6,16	0,45	2,10	2,55

Überwiegend stimmen die errechneten Druckfestigkeitswerte recht gut mit den Versuchswerten überein. Lediglich bei den Prüfkörpern aus Kalksandsteinmauerwerk und Normalmörtel MG II waren größere Differenzen der Festigkeitswerte zu verzeichnen.

4.7.2.3 Völligkeitsbeiwert und Randabstand des Schwerpunktes der Druckzone

Der Völligkeitsgrad kennzeichnet die Ausnutzung der Druckzone, d.h. er gibt an welche Form die Spannungsverteilung hat. Diese wird aus den Spannungs-Dehnungs-Kennlinien abgeleitet. Rein mathematisch gesehen ist der Völligkeitsgrad eine bezogene Größe, welche den Faktor des Flächeninhalts unter der betrachteten Spannungs-Dehnungs-Funktion zum Spannungsrechteck mit gleichen Grenzwerten (f und ε) liefert. Er kann nach z.B. nach Gl. (23) berechnet werden.

Hierbei charakterisiert ein Völligkeitsgrad von $\alpha_R = 1,0$ den Spannungsblock und $\alpha_R = 0,5$ die dreiecksförmige Spannungsverteilung. Prinzipiell kann der Völligkeitsgrad demnach innerhalb folgender Grenzen angegeben werden.

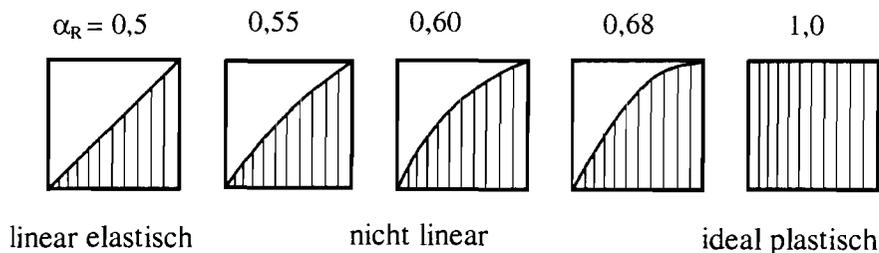


Bild 59 Unterschiedliche Völligkeitsgrade in Abhängigkeit der Spannungs-Dehnungs-Kennlinien (schematische Darstellung)

In der Tabelle 16 werden die anhand der am Versuch aufgenommenen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen die über Gl. (25) ermittelten Völligkeitsgrade aufgeführt. Dabei wurden die tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Werte mittels dem Werkstoffgesetz nach Gl. (22) approximiert. Entscheidend war die vollständige Integrierbarkeit der Funktion und bestmögliche Anpassung an die Versuchswerte. Vereinfachend galten als Grenzwerte $\epsilon_1 = \epsilon_{m1}$ (bzw. ϵ_{mu}) und $\epsilon_2 = 0$, d.h. es wurde die komplette Kennlinie betrachtet. Sofern ein Nachbruchverhalten (Entfestigung) experimentell festgestellt werden konnte, wurde der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie über den Grenzwert $\epsilon_1 = \epsilon_{mu}$ mit berücksichtigt. Für Mauerwerk, welches eher einem spröden Material entsprach, galt $\epsilon_1 = \epsilon_{m1}$.

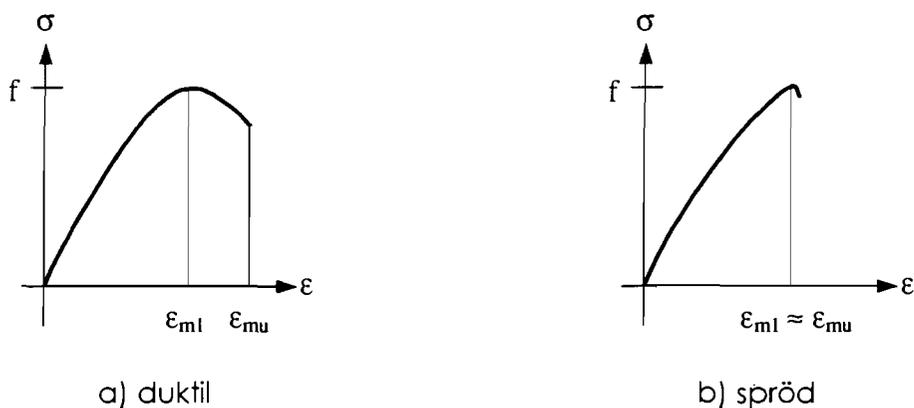


Bild 60 Arbeitslinien für Material mit Entfestigungsbereich und sprödes Material (schematische Darstellung)

Um die Spannungsverteilung im ungerissenen Wandquerschnitt exakt anhand von Parametern beschreiben zu können, ist die Kenntnis eines weiteren Bestimmungswertes, dem bezogenen Randabstand des Schwerpunktes der Spannungsfläche notwendig. Er kann z.B. nach Gl. (24) ermittelt werden. Dabei gelten die gleichen Grenzwerte der Stauchungen (ϵ_1 und ϵ_2) wie bei der Ermittlung des Völligkeitsgrades.

Für den Ansatz eines Spannungsblocks ergibt sich ein bezogener Randabstand zu $k_a = 0,5$ und für das Spannungsdreieck der Wert $k_a = 1/3$.

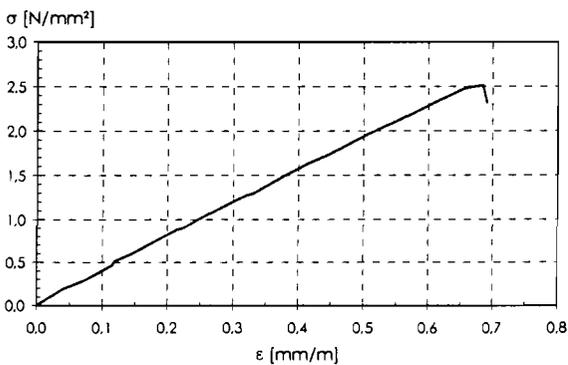
Im Bezug zum Spannungsblock lässt der Faktor $\alpha_R/2 \cdot k_a$ auf die Charakteristik des Materials schließen. Es kann so zwischen duktilem (gemeint ist ein Material mit Entfestigung mit z.B.: $\alpha_R/2 \cdot k_a > 0,85$) und sprödem Mauerwerk (z.B.: $0,75 < \alpha_R/2 \cdot k_a < 0,85$)

unterschieden werden. Eine derartige Unterscheidung ist allerdings noch nicht ausreichend experimentell überprüft worden. Dennoch spielen die tatsächlichen Verhältniswerte für die Ermittlung der Traglasten mit wirklichkeitsnahen Materialgesetzen eine große Rolle.

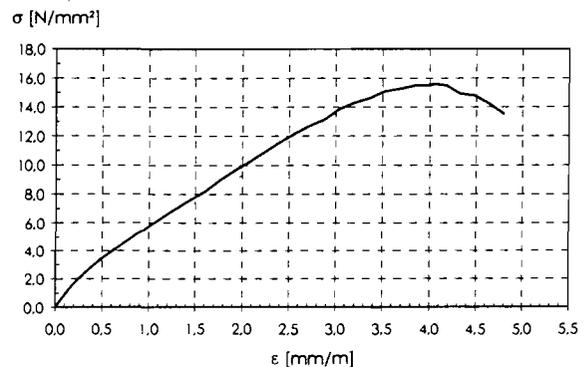
Tabelle 16 Völligkeitsbeiwert und bezogener Randabstand anhand von Versuchsergebnissen

Vers.-nr.	Stein	Mörtel	Stauchung bei f ϵ_{m1} mm/m	Bruchstauchung ϵ_{mu} mm/m	Völligkeitsgrad $\alpha_{R, max}$	Schwerpunktsabstand in der Druckzone $k_{a, max}$	Verhältniswert $\alpha_{R, max} / 2k_{a, max}$
A 1 1	HLz-2DF	MG I	3,999	5,548	0,715	0,394	0,907
A 2 1 W	HLz-2DF	MG II	2,576	3,000	0,587	0,349	0,841
A 2 6	HLz-5DF	MG II	2,178		0,607	0,362	0,838
A 3 1 W	HLz-2DF	MG III	1,819	2,109	0,544	0,336	0,810
C 1 1	KS-NF	MG I	6,592		0,500	0,333	0,750
C 1 6	KS-3DF	MG I	6,738		0,500	0,333	0,750
C 1 1 1	KS-5DF	MG I	10,839	13,356	0,500	0,333	0,750
C 2 1 W	KS-NF	MG II	5,575	6,000	0,571	0,344	0,830
C 2 6 W	KS-3DF	MG II	3,683	4,466	0,617	0,355	0,869
C 3 1	KS-3DF	MG III	3,311	5,000	0,655	0,381	0,860
C 5 1	KS-Quadro	DM	4,016	4,600	0,618	0,355	0,870
D 5 1 W	PP-11,5	DM	2,441		0,571	0,344	0,830
D 5 4 W	PP-17,5	DM	2,369		0,623	0,360	0,865
D 5 7 W	PP-24,0	DM	2,242		0,566	0,350	0,809
E 4 1 W	Vbl-12DF-17,5	LM 36	0,685		0,500	0,333	0,750
E 4 4 W	Vbl-12DF-36,5	LM 36	0,831		0,500	0,333	0,750

Das folgende Bild zeigt die Gegenüberstellung zweier im Versuch ermittelten Spannungs-Dehnungs-Kennlinien. Sie zeigen sehr gut die Unterschiede zwischen sprödem Materialverhalten von Mauerwerk und dem mit gewisser Endentfestigung.



a) E 4 1 / Vbl – t = 17,5 cm – LM 36 (spröde)



b) C 5 1 / KS – Quadro – DM (Entfestigung)

Bild 61 Typische Spannungs-Dehnungs-Kennlinien für sprödes Materialverhalten und Mauerwerk mit Endentfestigung

4.7.2.4 Elastizitätsmodulwerte

Für die Ermittlung der Traglasten von vertikal beanspruchten Mauerwerkswänden spielt der Ansatz des Elastizitätsmoduls eine große Rolle. Bei schlanken Wandkonstruktionen wird dieser Wert direkt in die Berechnungen einbezogen, da mit der Biegesteifigkeit der Tragwiderstand der Wand berechnet wird. Genaugenommen ist bei einer wirklichkeitsnahen Erfassung des Tragverhaltens von einem veränderlichen Wert des Elastizitätsmoduls auszugehen. Dies ist auf den Ansatz eines nichtlinearen Werkstoffgesetzes zurückzuführen. Um jedoch praxisgerechte Lösungen des Knickproblems im Mauerwerksbau anbieten zu können, war es in der Vergangenheit unabdingbar eine Linearisierung des Problems über den Ansatz eines konstanten Elastizitätsmodulwertes einzuführen.

Nach DIN EN 1052-1 [5] ist ein Elastizitätsmodul bei $1/3$ der höchsten Druckspannung $E_{1/3}$ mit der dazugehörigen Stauchung experimentell zu bestimmen. Dieser Wert ist dann auch laut ENV 1996-1-1 [7] der Bemessung von Mauerwerk zu Grunde zu legen. Allerdings bietet die Norm noch eine weitere Möglichkeit an. Liegen keine derartigen Versuchsergebnisse vor, so darf für die Ermittlungen der Traglasten nach ENV 1996-1-1 [7] ein Kurzeitelastizitätsmodul von $E = 1000 \cdot f_k$ angenommen werden.

Die in der ENV 1996-1-1 [7] verwendeten Berechnungsgleichungen zur Bestimmung der Traglasten, insbesondere der Abminderungsfaktoren zur Berücksichtigung der Schlankheit und Ausmitte, sind auf Untersuchungen von *Kirtschig* zurückzuführen. In [43] präzisiert er die Verwendung des Elastizitätsmoduls bei seinen Betrachtungen zum Traglastverfahren im Mauerwerksbau. Dabei wird eindeutig mit dem von *Kirtschig* vorgeschlagenen Materialgesetz für alle Mauerwerksarten ein Elastizitätsmodul als Tangentenmodul im Ursprung E_0 der Spannungs-Dehnungs-Funktion angesetzt. Damit wurde das von *Haller* [32] hergeleitete Verfahren zur Ermittlung der Traglasten von Mauerwerkswänden erweitert und vervollständigt. Dies bot zugleich die Grundlage für eine Approximation des Knickproblems auf Basis der Normalverteilung der Abminderungsfaktoren [41]. Die entsprechenden Bestimmungsgleichungen wurden direkt in die ENV 1996-1-1 [7] übernommen und für ein Elastizitätsmodulverhältnis von $E = E_0 = 1000 \cdot f_k$ ausgewertet (siehe DIN V ENV 1996-1-1 [7], Bild 4.2).

Eigene Untersuchungen zeigten jedoch, dass mit dem Übergang auf die Berücksichtigung wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens der Ansatz des Elastizitätsmoduls als Tangentenmodul im Ursprung E_0 zu einer Tragfähigkeitsüberschätzung führen kann. Es wurde anhand von theoretischen Überlegungen zum Momentengleichgewicht am verformten Ersatzstab (Differentialgleichung) ein Ansatz des Elastizitätsmoduls als Sekantenmodul bei einer Spannung von $2/3$ der Höchstspannung f mit $E_{2/3}$ gewählt. Die so ermittelten Traglasten lieferten nunmehr auf der „sicheren Seite liegende“ Ergebnisse.

Nachfolgend werden die anhand der Versuchsergebnisse ermittelten Elastizitätsmodulwerte gegenübergestellt.

Tabelle 17 Elastizitätsmoduli

Vers.-nr.	Stein	Mörtel	Festigkeit (approx.) f N/mm ²	Elastizitätsmodul nach ENV 1996-1-1		Tangentenmodul im Ursprung		Sekantenmodul bei 1/3 f_{exp}		Sekantenmodul bei 2/3 f_{exp}		Sekantenmodul bei f		Bruchmodul bei ϵ_{mu}	
				$E_{cal} = 1000 \cdot f$ N/mm ²	E_{cal} / f	E_0 N/mm ²	E_0 / f	$E_{1/3}$ N/mm ²	$E_{1/3} / f$	$E_{2/3}$ N/mm ²	$E_{2/3} / f$	E_{m1} N/mm ²	E_{m1} / f	E_{mu} N/mm ²	E_{mu} / f
A 1 I	HLZ-2DF	MG I	2,06	2057	1000	1029	500	2739	1332	996	484	514	250	371	180
A 2 I W	HLZ-2DF	MG II	7,67	7674	1000	5958	776	4268	556	3683	480	2979	388	2558	333
A 2 6	HLZ-5DF	MG II	7,71	7710	1000	7080	918	5370	696	4668	605	3540	459	3540	459
A 3 I W	HLZ-2DF	MG III	8,53	8528	1000	9377	1100	5247	615	5357	628	4688	550	4044	474
C 1 I	KS-NF	MG I	9,52	9518	1000	2888	303	1866	196	1444	152	1444	152	1444	152
C 1 6	KS-3DF	MG I	9,70	9700	1000	2879	297	1433	148	1440	148	1440	148	1440	148
C 1 11	KS-5DF	MG I	12,69	12693	1000	2342	185	1248	98	1243	98	1171	92	950	75
C 2 I W	KS-NF	MG II	12,85	12845	1000	4608	359	3672	286	2753	214	2304	179	2141	167
C 2 6 W	KS-3DF	MG II	13,20	13202	1000	7169	543	6225	472	4928	373	3585	272	2956	224
C 3 I	KS-3DF	MG III	12,54	12540	1000	7575	604	7501	598	6173	492	3787	302	2508	200
C 5 I	KS-Quadro	DM	15,11	15105	1000	7522	498	5934	393	5231	346	3761	249	3284	217
D 5 I W	PP-11,5	DM	4,63	4634	1000	3797	819	2588	558	2397	517	1898	410	1898	410
D 5 4 W	PP-17,5	DM	4,71	4711	1000	3977	844	2747	583	2812	597	1989	422	1989	422
D 5 7 W	PP-24,0	DM	4,96	4962	1000	4426	892	2708	546	2655	535	2213	446	2213	446
E 4 I W	Vbl-12DF-17,5	LM 36	2,51	2510	1000	7328	2920	3820	1522	3664	1460	3664	1460	3664	1460
E 4 4 W	Vbl-12DF-36,5	LM 36	2,62	2620	1000	6306	2407	3359	1282	3153	1203	3153	1203	3153	1203

Besonders auffällige Differenzen ergaben sich im Vergleich der Elastizitätsmodulwerte für den Tangentenmodul im Ursprung E_0 (Versuchswerte f und ϵ_{m1}) und den Werten nach ENV 1996-1-1 [7] E_{cal} (Rechenwerte). Hierbei zeigten sich z.T. sehr große Unterschiede. Vor allem bei den Mauerwerkskörpern aus Kalksandstein führte die Verwendung der Elastizitätsmodulwerte mit $E_{cal} = 1000 \cdot f_k$ zu einer Überschätzung des Tragwiderstandes für das Knickproblem der Wand. Dies ist auf die deutlich geringeren Werte des Ursprungstangentenmoduls E_0 , basierend auf den im Versuch ermittelten Stauchungen ϵ_{m1} und Festigkeiten f , zurückzuführen.

Die Verwendung des nach ENV 1996-1-1 [7] allgemeingültigen Elastizitätsmoduls mit $E_{cal} = 1000 \cdot f_k$ kann nicht für alle Mauerwerksarten bestätigt werden. Vielmehr ergaben sich bei >75% aller durchgeführten Versuche z.T. deutlich geringe Werte selbst schon im Vergleich mit dem Tangentenmodul im Ursprung E_0 der Spannungs-Dehnungs-Funktion. Darüber hinaus ist dessen Verwendung zu einer möglichst wirklichkeitsnahen Ermittlung der Traglasten von Mauerwerkswänden nicht geeignet.

Der Abstand zum Rechenwert E_{cal} nach ENV 1996-1-1 [7] wird noch deutlicher, wenn den Knickuntersuchungen der Elastizitätsmodul für bei 2/3 der Druckfestigkeit $E_{2/3}$ zu Grunde gelegt wird (vgl. hierzu auch Abschnitt 3.3.3).

4.7.3 Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Exzentrizität und Ansatz des Spannungsblocks

Zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit einer Mauerwerkswand dient nach ENV 1996-1-1 [7] ein Traglastfaktor Φ_i welcher die traglastmindernden Einflüsse entsprechender Exzentrizitäten infolge der Beanspruchungen berücksichtigt.

Anhand der Versuche an Kleinprüfkörpern verschiedener Stein-Mörtel-Kombinationen unter exzentrischer Belastung sollte der Ansatz des Spannungsblocks als Spannungsverteilung im überdrückten Wandquerschnitt auf der Grundlage der ENV 1996-1-1 [7] experimentell überprüft werden. Dabei standen die Regelungen des Anhangs C der Norm ([7], Bild C.2) im Vordergrund.

Zur Auswertung wurden die unter exzentrischer Belastung ermittelten Traglasten ins Verhältnis gesetzt, zu jenen die an zentrisch beanspruchten Versuchen ermittelt wurden. Der sich daraus ergebende Traglastfaktor Φ beinhaltet somit lediglich den Einfluss der Ausmitten e_0 infolge der Belastung. Den Vergleich zwischen den experimentell bestimmten Werten Φ und den Faktoren Φ_i nach ENV 1996-1-1 zeigen Diagramme im Anhang, Abschnitt 9.6.

Teilweise konnten gute Übereinstimmungen der Versuchswerte mit den Traglastfaktoren Φ_i nach ENV 1996-1-1 [7] verzeichnet werden. Bei den Versuchsserien unter Verwendung von Normalmörtel MG I und MG II wiesen die Ergebnisse jedoch auf eine Überschätzung der Tragfähigkeit mit Ansatz eines Spannungsrechtecks zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit hin. Dies wurde ebenfalls durch die Versuchsergebnisse von Hirsch [52] bestätigt. Es ist anhand der Diagramme im Anhang, Abschnitt 9.6.3 deutlich zu erkennen, dass gerade für Mauerwerk unter Verwendung von Normalmörtel als Fugenmörtel keine so hohen Tragfähigkeiten, wie nach ENV 1996-1-1 [7] bestimmt, im Versuch festgestellt werden konnten. Die Ergebnisdarstellungen von Pieper und Lind [51] (vgl. Anhang, Abschnitt 9.6.2) können anhand der getroffenen Aussagen im Abschnitt 4.2.3 nicht ohne Weiteres zur Auswertung herangezogen werden.

Für Lastexzentrizitäten von $e \geq 0,4 \cdot t$ lässt die ENV 1996-1-1 [7] durch die Regelungen im Anhang C den Ansatz eines festen Spannungsblocks mit den Grenzparametern f_k als zentrische Mauerwerksdruckfestigkeit und $x \leq 0,2 \cdot t$ als überdrückte Querschnittslänge (Druckzonenhöhe) zu. Eine explizite Aussage zur tatsächlich zu verwendenden Breite des Spannungsblocks wird in der ENV 1996-1-1 [7] nicht gemacht. Deshalb sollten nunmehr Versuche unter stark exzentrischer Beanspruchung Aussagen zu einem baupraktisch sinnvollen Maß zulassen.

Die im Versuch gemessenen Größen, der Bruchkräfte und den entsprechenden Risslängen, ließen Rückschlüsse auf die Größe des anzusetzenden Spannungsblocks als Äquivalent zur tatsächlichen Spannungsverteilung zu. Die Tabelle 41 im Anhang, Abschnitt 9.6 gibt die im Versuch bestimmten Risslängen und die daraus resultierenden Größen der Restdruckflächen (Druckzonen) an.

Mit zunehmendem Einfluss der Exzentrizität der Belastung auf das Bruchverhalten muss der Ansatz der vollen charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k in Form des Spannungsblocks kritisch betrachtet werden. Dies gilt vor allem für Stein-Mörtel-Kombinationen unter Verwendung von Normalmörtel, da nachgewiesenermaßen ein deutlicher Einfluss des Fugenmörtels auf die zentrische Mauerwerksfestigkeit unter Zunahme der Lastexzentrizität besteht.

Es muss daher festgestellt werden, dass die Näherung durch Ansatz des rechteckigen Spannungsblocks nach ENV 1996-1-1 [7] mit Verwendung der zentrischen Mauerwerksfestigkeit nicht für alle Mauerwerksarten hinreichend genau ist.

Der Ansatz des Spannungsblocks unter der Annahme, dass bei exzentrischer Belastung die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k voll wirksam wird, ist somit äußerst fragwürdig. Vielmehr ist davon auszugehen, dass mit Zunahme der Exzentrizität der Belastung die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit als Rechengröße f_{cal} abnimmt. Dies ist im Wesentlichen auf die realen Bruchbedingungen im Mauerwerk zurückzuführen. Geht man bei zentrisch belastetem Mauerwerk von einem Spaltzugversagen der Steine bzw. Ziegel aus, so hat diese Festigkeitsgröße der Mauerwerkssteine

großen Einfluss auf das Erreichen der Versagenszustände. Die prEN 1996-1-1 [8] berücksichtigt dies ausreichend durch die empirisch gefundenen Berechnungsgleichungen zur Ermittlung der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k (siehe Abschnitt 4.7.2.2).

Rückt die Belastung hingegen mehr und mehr an die Wandaußenkante ($e > 0$), verliert die Spaltzugfestigkeit ihren Einfluss auf die charakteristische Festigkeit im Bruchzustand. Das Aufreißen der Lagerfugen über dem Wandquerschnitt verursacht somit eine neue Charakteristika des Versagensbereiches (vgl. hierzu Abschnitt 4.6.3). Diese hängt stärker von der Mörteldruckfestigkeit als von der Spaltzugfestigkeit der Steine ab.

Weitere Rückschlüsse und Aussagen zum Ansatz des Spannungsblocks nach der ENV 1996-1-1 [7] enthält der Abschnitt 6.

4.7.4 Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Exzentrizität und Schlankheit im Vergleich zur ENV 1996-1-1

Für die Beurteilung der Knicksicherheit von Mauerwerkswänden wird der maßgebende Querschnitt in Wandmitte (halbe Wandhöhe) betrachtet. Nach ENV 1996-1-1 [7] beinhaltet der Traglastfaktor Φ_m alle entsprechenden traglastmindernden Einflüsse. Im Wesentlichen sind dies die Abminderungen infolge der ausmittigen Beanspruchung und der Schlankheit der Wand. Somit berücksichtigt der Traglastfaktor Φ_m auch den Einfluss der Zusatzverformungen II. Ordnung.

Für jede Versuchsserie wurden die entsprechenden Traglastfaktoren Φ über das Verhältnis der reinen zentrischen Versagenslast der Querschnittstragfähigkeit N_0 zur im Versuch bestimmten Bruchlast N_u ermittelt.

Die so gewonnenen Ergebniswerte sind im Vergleich zu den Traglastkurven nach ENV 1996-1-1 [7] (Darstellung der Traglastfaktoren) in den Diagrammen im Anhang, Abschnitt 9.7 in Abhängigkeit der Wandschlankheit aufgetragen wurden. Dabei wurde den entsprechenden Berechnungsgleichungen der Norm aus den Versuchswerten ermittelte Elastizitätsmodul als Tangentenmodul im Ursprung E_0 zu Grunde gelegt. Anhand der Tabelle 17 im Abschnitt 4.7.2.4 ist zu erkennen, dass diese Werte oftmals sehr deutlich unter denen der nach ENV 1996-1-1 [7] ansetzbaren rechnerischen Elastizitätsmodulwerten von $E_{cal} = 1000 \cdot f_k$ liegen. Dies führt dazu, dass die nach ENV 1996-1-1 mit dem Tangentenmodul E_0 ermittelten Traglastkurven geringere Traglasten liefern als unter Ansatz des Rechenwertes von $E_{cal} = 1000 \cdot f_k$.

Prinzipiell sind vergleichbare Rückschlüsse auf die Beurteilung der Traglasten von Experiment und Norm, wie im vorhergehenden Abschnitt beschrieben, zu ziehen. Teilweise konnten die im Versuch ermittelten Traglasten in guter Übereinstimmung zur ENV 1996-1-1 [7] bestimmt werden. Dies galt vor allem für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen und Leichtmörtel sowie Hochlochziegeln und Normalmörtel (MG I – III).

Allerdings führte der Ansatz des Spannblocs im Bereich des Materialversagens nach ENV 1996-1-1 [7] bei Kalksandsteinmauerwerk in Verbindung mit Normalmörtel (vgl. Bild 120 und Bild 121) und bei Mauerwerk aus Porenbetonsteinen und Dünnbettmörtel (vgl. Bild 124) zur Überschätzung der Tragfähigkeiten. Gerade beim Einsatz von geringfestem Normalmörtel (MG I und II) und zunehmender Lastexzentrizität wurden deutlich geringere Bruchlasten im Vergleich zur ENV 1996-1-1 bestimmt. Dies ist, wie bereits im

Abschnitt 4.7.3 beschrieben, auf die veränderte Querschnittstragfähigkeit mit Steigerung der Ausmitten zurückzuführen. Das Versagen des Mauerwerks wird bei großen Exzentrizitäten stärker durch den Mörtel der Lagerfugen bestimmt.

Die Versuchsergebnisse der durchgeführten Tastversuche an schlanken Wänden aus Kalksandsteinmauerwerk mit Verwendung von Dünnbettmörtel zeigten gute Übereinstimmung zur ENV 1996-1-1 [7] (vgl. Bild 123).

Aus den experimentellen Untersuchungen von *Kirtschig* u.a. [50] geht hervor, dass auch mit zunehmender Schlankheit und damit zunehmenden Einfluss des Stabilitätsversagens ebenfalls Tragfähigkeitsüberschätzungen im Vergleich von Versuchswerten zu den Rechenwerten nach ENV 1996-1-1 [7] auftreten können (siehe Anhang, Abschnitt 9.7.2, Bild 126 u. Bild 127). Dies kann zum einen auf die Annahme des Materialgesetzes und zum anderen auf die Herleitung der Näherungsgleichungen (Ansatz einer Normalverteilung der Abminderungsfaktoren) zur Verwendung in der ENV 1996-1-1 zurückgeführt werden. Der Ansatz einer quadratischen Parabelgleichung für die Spannungs-Dehnungs-Linie diene zur Beschreibung des Materialverhaltens. Allerdings konnte mit dem von *Kirtschig* [41] u. [42] gewählten Werkstoffgesetz der Tangentenmodul im Ursprung E_0 nicht unabhängig von den Stauchungen bei Erreichen der Maximalspannung ϵ_{mi} definiert werden. Dies lässt nicht für jede Mauerwerksart eine treffende Beschreibung des tatsächlichen Materialverhaltens zu. Weitere Analysen hierzu wird der abschließende Forschungsbericht enthalten, da der Vergleich der Versuchswerte zu den Ergebnissen der theoretischen Lösungen erfolgen sollte.

Die Auswertung der von *Pieper und Lind* [51] durchgeführten Experimente weist z.T. auf sehr unterschiedliche Ergebnisse im Vergleich zu eigenen Untersuchungen und denen anderer Forschungsarbeiten hin (siehe Anhang, Abschnitt 9.6.2, Bild 111 u. Bild 112). Vor allem bei den ermittelten Traglasten unter Ansatz von Lastexzentrizitäten mit $e/t = 1/3$ wurden überdurchschnittlich hohe Tragfähigkeitsreserven gegenüber den Werten nach ENV 1996-1-1 festgestellt. Auf Grund der im Abschnitt 4.2.3 genannten Versuchsbedingungen sollte jedoch auf eine direkte Verwendung der Ergebnisse im Rahmen dieser Forschungsarbeit verzichtet werden.

Mit den von *Hirsch* [52] in Versuchen ermittelten Traglasten konnten die eigenen Versuchsergebnisse bestätigt und komplettiert werden. Anhand der Diagramme im Anhang, Abschnitt 9.6.3 sind ähnliche Sachverhalte, wie bereits anhand der eigenen Versuche beschrieben, zu erkennen. Teilweise deutliche Tragfähigkeitsüberschätzungen und damit Sicherheitsrisiken bei Verwendung der ENV 1996-1-1 [7] zur Bestimmung der Traglasten wurden wiederum für Mauerwerk in Verbindung mit Normalmörtel festgestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass auch bei Ziegelmauerwerk aus Vollziegeln (Mz) und Normalmörtel nur sehr geringe Tragfähigkeiten gerade unter stark exzentrischer Beanspruchung ermittelt werden konnten (siehe Anhang, Abschnitt 9.6.3, Bild 137 und Bild 138). Die „Verkrallung“ des Lagerfugenmörtels in den Löchern des Hochlochziegels scheint gewisse „Zugfestigkeiten“ bei Hochlochziegelmauerwerk zu aktivieren, was letztlich zu einer Steigerung der Tragfähigkeit führt (siehe Anhang, Abschnitt 9.6.3, Bild 131).

4.7.5 Traglastfaktoren zur Berücksichtigung der Exzentrizität und Schlankheit im Vergleich zur Lösung der Differentialgleichung

Im Abschnitt 3.3.2 ist ein allgemeingültiges Lösungsverfahren zur Ermittlung von Traglasten bzw. Traglastfaktoren aufgestellt worden. Dabei stand hauptsächlich die Berücksichtigung eines nichtlinearen Werkstoffverhaltens bei der Berechnung der Tragfähigkeit von vertikal beanspruchten Mauerwerkswänden im Vordergrund.

An dieser Stelle soll nun der Vergleich zwischen den theoretischen und experimentell ermittelten Traglasten aufgezeigt werden.

Als experimentelle Grundlage sollen vorerst die Ergebnisse der Versuchserien für Mauerwerk aus Kalksandsteinen mit Dünnbettmörtel dienen, da für diese auch Experimente mit großen Wandschlankheiten durchgeführt wurden (Tastversuche C 5 4 b, C 5 5 a und C 5 5 b). Außerdem weist die charakteristische Spannungs-Dehnungs-Kennlinie für diese Mauerwerksart einen sehr ausgeprägten nichtlinearen Verlauf auf (vgl. hierzu Anhang Abschnitt 9.4, Bild 99).

Zur Berechnung der wirklichkeitsnahen Traglasten wird das Materialverhalten mit dem Stoffgesetz nach Abschnitt 3.2.4 beschrieben. Die verwendeten Parameter lauten:

$$\begin{aligned}
 f &= 15,105 \text{ N/mm}^2 \text{ mit} & \epsilon_{m1} &= 4,016 \text{ mm/m} \\
 E_{2/3} / f &= 336 \text{ (DGL)} & \text{ bzw. } & E_0 / f = 498 \text{ (EC 6)} \\
 c &= 1,40 & \text{ und } & n = 3,89
 \end{aligned}$$

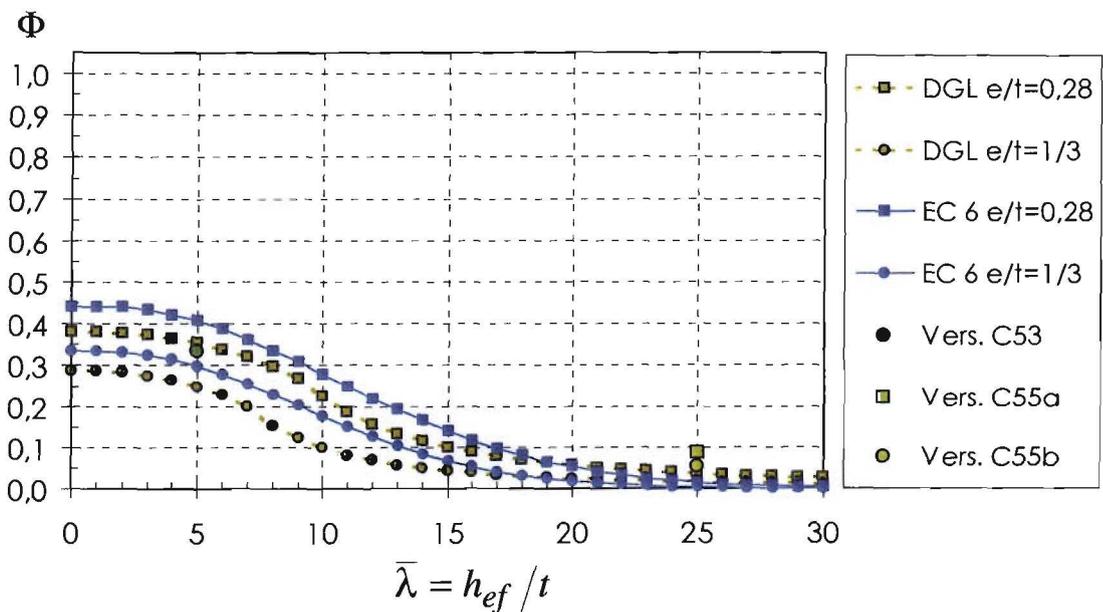


Bild 62 Traglastkurven im Vergleich zwischen DGL, ENV 1996-1-1 und Experiment für Mauerwerk aus KS – DM ($t = 10,0 \text{ cm}$)

Der Einfluss der Nichtlinearität der Materialkennlinie lässt sich sehr gut im Vergleich der Traglastkurven zwischen dem Lösungsverfahren auf Basis der Differentialgleichung und den ermittelten Werten nach ENV 1996-1-1 zeigen.

Im Materialversagensbereich, d.h. bei kleinen Wandschlankheiten, liegen die aufnehmbaren Traglasten der exakten Lösung (DGL) niedriger als nach der ENV 1996-1-1 [7]. Dies ist eindeutig auf den Ansatz eines rechteckförmigen Spannungskörpers bei der Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit nach dieser Bemessungsnorm zurückzuführen. Es muss allerdings daraufhingewiesen werden, dass dieser experimentell und theoretisch nicht plausibel erklärbar ist. Vielmehr weisen einige Versuchsergebnisse deutliche Differenzen im Vergleich der Querschnittstragfähigkeiten auf (vgl. hierzu Abschnitt 4.7.3).

Im Stabilitätsversagensbereich werden unter Ansatz der wirklichkeitsnahen Materialbeschreibung und dem exakten Lösungsverfahren etwas höhere Tragfähigkeiten als nach ENV 1996-1-1 [7] ermittelt. Da die Berechnungsgleichungen der Norm als Approximation des Verfahrens von *Haller* und *Kirtschig* gelten (vgl. Abschnitt 3.3.1), ist eine noch exaktere Anpassung nicht möglich. Es soll nicht unerwähnt bleiben, dass diese gute Übereinstimmung nur erhalten werden kann, wenn der tatsächliche Wert des Anfangstangentenmoduls E_0 verwendet wird, da die Differenz zum Rechenwert nach ENV 1996-1-1 [7] mit $E_{\text{cal}} = 1000 \cdot f_k$ sehr groß ist und zu verfälschten Traglastkurven führt. Die so ermittelten Traglastfaktoren würden die Tragfähigkeit dieser Mauerwerkswände unter Umständen überschätzen, da mit größerem Elastizitätsmodul auch die Biegesteifigkeit der Wand und damit die Tragfähigkeit zunimmt.

Die Versuchswerte gerade bei einer großen Schlankheit von $\bar{\lambda} = 25$ lassen eine gute Überstimmung zwischen Experiment und Theorie erkennen. Die im Versuch ermittelten höheren Traglasten sind auf etwaige Ungenauigkeiten der Lasteinleitung (Lastexzentrizität) und auf vorhandene Zugfestigkeiten im Mauerwerk zurückzuführen. Die Berechnung der Traglastfaktoren wird stets ohne Ansatz von Zugfestigkeiten des Materials durchgeführt, da diese nicht oder nur in geringen Größen vorhanden sind. Allerdings könnten sie in diesem speziellen Fall auf Grund der gewählten Materialkombination dennoch eine Rolle gespielt haben. Die Klebewirkung des Dünnbettmörtels auf der glatten Oberfläche des Kalksandsteins als Planstein dürfte gewisse Zugspannungen auch senkrecht zur Lagerfuge aktivieren. Dessen Vorhandensein hätte eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Wand gerade auch beim Knickproblem vertikal beanspruchter Wände zur Folge, da mit verzögerter Rissbildung, die effektive Biegesteifigkeit steigt und damit mehr Arbeit am Gesamtsystem bis zum Erreichen des Versagenszustandes verrichtet werden muss.

Ein weiterer Vergleich der Traglastfaktoren soll ebenfalls den Einfluss des Ansatzes möglichst wirklichkeitsnaher Beschreibungen des Materialverhaltens auf die Ermittlung der vertikalen Tragfähigkeiten von Mauerwerkswänden aufzeigen. Hierfür werden wiederum die Traglastkurven nach der Lösung der Differentialgleichung (vgl. Abschnitt 3.3.2) und nach der ENV 1996-1-1 [7] (vgl. Abschnitt 2.3) für Kalksandsteinmauerwerk in Verbindung mit Normalmörtel der Mörtelgruppe II verglichen (Versuchserien C 2 6 W – C 2 8). Die Auswertung der Versuchsergebnisse in Bezug zur Anwendung der ENV 1996-1-1 ist bereits in den vorangegangenen Abschnitten beschrieben wurden. Dabei musste festgestellt werden, dass mit der Anwendung der Berechnungsgleichungen der Norm die Tragfähigkeiten eines solchen Mauerwerks bei stark exzentrischer Belastung deutlich überschätzt werden (vgl. Bild 108b und Bild 121). Die Ergebnisse sollen nunmehr mit der Einführung des Materialgesetzes nach

Abschnitt 3.2.4 und dem Lösungsverfahren auf der Basis der Differentialgleichung (Abschnitt 3.3.2) erneut überprüft werden.

Die verwendeten Berechnungsparameter lauten :

$$\begin{aligned}
 f &= 13,202 \text{ N/mm}^2 \text{ mit} & \epsilon_{m1} &= 3,683 \text{ mm/m} \\
 E_{2/3} / f &= 365 \text{ (DGL)} & \text{ bzw. } & E_0 / f = 543 \text{ (EC 6)} \\
 c &= 1,40 & \text{ und} & n = 3,80
 \end{aligned}$$

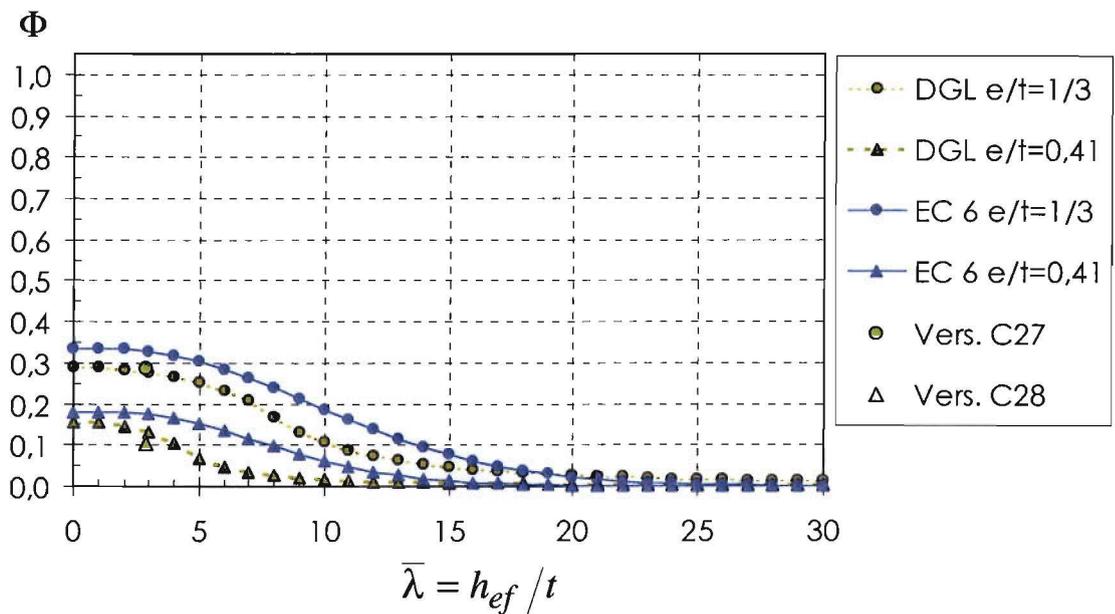


Bild 63 Traglastkurven im Vergleich zwischen DGL, ENV 1996-1-1 und Experiment für Mauerwerk aus KS – NM II ($t = 17,5 \text{ cm}$)

Tatsächlich zeigt der Vergleich der Traglastfaktoren eine gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment. Wiederum ist deutlich der Einfluss des nichtlinearen, wirklichkeitsnahen Werkstoffgesetzes auf die Traglastkurven ablesbar. Erst mit der Anwendung des exakten Lösungsverfahrens und mit der Einführung des nichtlinearen Materialverhaltens können die Traglasten für die genannte Stein-Mörtel-Kombination bzw. Versuchsserie mit ausreichender Übereinstimmung ermittelt werden.

Ein ähnliches Verhalten ist im Vergleich der Traglastfaktoren für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen und Dünnbettmörtel zu verzeichnen. Auch für diese Stein-Mörtel-Kombination wurden bereits Abweichungen der Traglasten zwischen den Berechnungen nach der ENV 1996-1-1 und den Versuchsergebnissen in den beiden vorhergehenden Abschnitten festgestellt (vgl. hierzu im Anhang Bild 109 und Bild 124). Die erneute Berechnung auf der Basis der Lösung der Differentialgleichung und unter Beachtung einer wirklichkeitsnahen Beschreibung des Materialverhaltens dieser Mauerwerksart soll wiederum vergleichend herangezogen werden.

Die Berechnungen wurden unter Voraussetzung folgender Kennwerte durchgeführt:

$f = 4,634 \text{ N/mm}^2$ mit $\epsilon_{m1} = 2,441 \text{ mm/m}$
 $E_{2/3} / f = 486 \text{ (DGL)}$ bzw. $E_0 / f = 819 \text{ (EC 6)}$
 $c = 1,20$ und $n = 6,00$

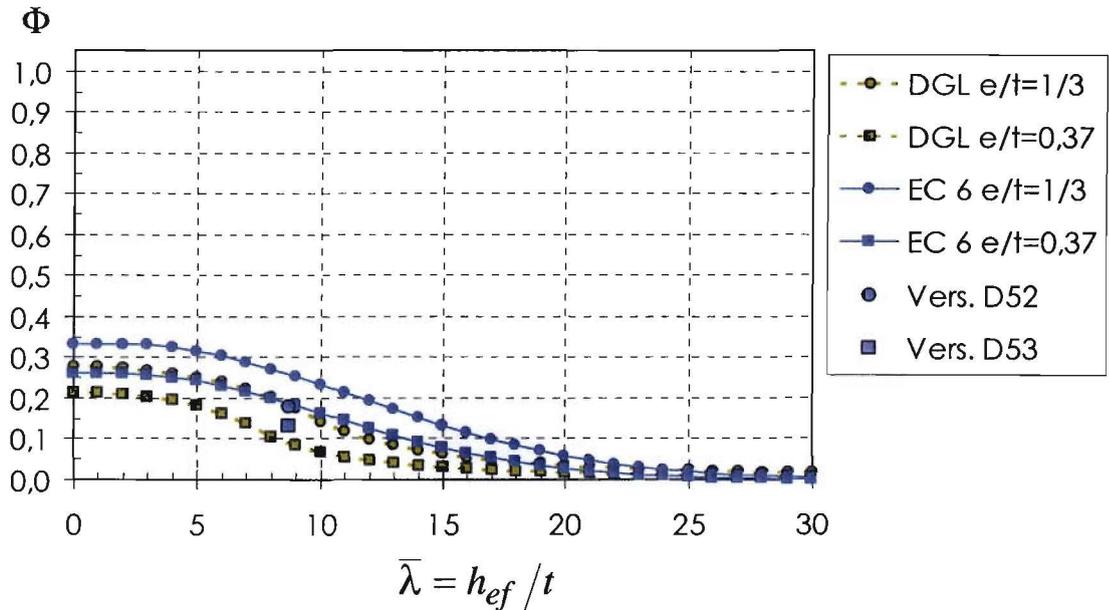


Bild 64 Traglastkurven im Vergleich zwischen DGL, ENV 1996-1-1 und Experiment für Mauerwerk aus PP – DM ($t = 11,5 \text{ cm}$)

Der Vergleich der Traglastfaktoren bestätigt den Ansatz eines nichtlinearen Werkstoffverhaltens und repräsentiert eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und der theoretischen Lösung auf Grundlage der Differentialgleichung.

Sofern keine zusätzlichen Faktoren, wie z.B. das Vorhandensein von Zugfestigkeiten im Mauerwerk o.a. die Ermittlung der Traglasten unplanmäßig beeinflussen, kann von einer sehr guten Übereinstimmung von den im Experiment bestimmten und anhand der Theorielösung nach Abschnitt 3.3.2 ermittelten Traglasten bzw. Traglastfaktoren gesprochen werden. Der Ansatz der Gleichgewichtsbedingungen am verformten System und damit das Aufstellen und Lösen der Differentialgleichung sowie die Einführung eines nichtlinearen Materialgesetzes nach Abschnitt 3.2.4 können die Realität mit ausreichender Genauigkeit abbilden. Die so berechneten vertikalen Tragfähigkeiten sind sowohl für das Materialversagen bzw. die Querschnittstragfähigkeit als auch für den Fall des Stabilitätsversagens für quasi alle Mauerwerksarten anwendbar und liefern brauchbare Ergebnisse.

5 Verallgemeinerung und Approximation

5.1 Klassifizierung des Materialverhaltens von Mauerwerk

5.1.1 Allgemeines

Der Einfluss des Materialverhaltens auf die Berechnung der Traglastfaktoren auf der Basis des Lösungsverfahrens der Differentialgleichung (vgl. Abschnitt 3.3.2) ist bedeutend. Eine möglichst wirklichkeitsnahe Annahme des Verlaufs der entsprechenden Werkstoffkennlinie ist damit eine unverzichtbare Voraussetzung für die wirklichkeitsnahe Analyse der Traglasten vertikal belasteter Mauerwerkswände.

Allerdings hat die Vielzahl an möglichen Stein-Mörtel-Kombinationen ebenfalls verschiedene charakteristische Spannungs-Dehnungs-Verläufe für Mauerwerk zur Folge. Die Auswertung der eigenen Versuchsergebnisse bestätigt diesen Sachverhalt (vgl. Abschnitt 4.6).

Um jedoch ein sinnvolles verallgemeinertes Lösungsverfahren zur Bestimmung von Traglasten entwickeln zu können, ist eine Klassifizierung und damit eine Zusammenfassung der notwendigen Materialbeschreibungen für verschiedene Mauerwerksarten notwendig.

5.1.2 Einteilung von Mauerwerk hinsichtlich der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse werden nachfolgend 3 mögliche Mauerwerksklassen hinsichtlich einer Beschreibung des charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Verlaufs vorgestellt.

Für diese Betrachtungen soll das im Abschnitt 3.2.4 beschriebene Stoffgesetz als Basis dienen. Es wird zur besseren Veranschaulichung und Eingruppierung eine bezogene Darstellungsweise der Spannungs-Dehnungs-Kurven gewählt. Alle Einzelwerte sind demnach auf die Festigkeitsgrenze f und die dazugehörige Dehnung bzw. Stauchung ϵ_{m1} bezogen.

Für die Untersuchungen der Knicksicherheit von Mauerwerk auf der Basis des Lösungsverfahrens der Differentialgleichung (vgl. Abschnitt 3.3.2) sind folgende vom Materialgesetz abhängige Parameter bedeutend:

- Mauerwerksdruckfestigkeit f
- Stauchung an der Druckfestigkeitsgrenze ϵ_{m1}
- Parameter zur Beschreibung des Materialgesetzes c und n
- Völligkeitsbeiwert α_R
- bezogener Schwerpunktsabstand k_a

- Elastizitätsmodul als Sekantenmodul bei $2/3 f$ $E_{2/3}$

Da jedoch im Lösungsverfahren der Differentialgleichung mit bezogenen Materialkenngrößen gearbeitet wird, verbleiben nur noch 3 sehr wesentliche den Verlauf der Materialkennlinie beschreibende Parameter. Das sind die Parameter zur Kalibrierung des Stoffgesetzes c und n (vgl. Abschnitt 3.2.4) sowie die Stauchung beim Erreichen der maximalen Druckspannung ϵ_{m1} .

Als maßgebende Klassifizierungsgröße hat sich das Verhältnis

$$\frac{\alpha_{R,max}}{2 \cdot k_{a,max}}$$

angeboten. Damit wird nicht nur die Völligkeit, also Nichtlinearität, sondern auch der „abfallende“ Ast der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie berücksichtigt. Hierzu enthält der Abschnitt 4.7.2.3 bereits weiterführende Aussagen.

Anhand der Versuchsergebnisse sind folgende Klassifizierungen möglich:

- linear-elastisches Materialverhalten

mit $c = 1,00$

$n = 1,00$

$\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,75$

für Mauerwerk aus
 HLz – NM I
 KS – NM I
 Vbl – LM 36

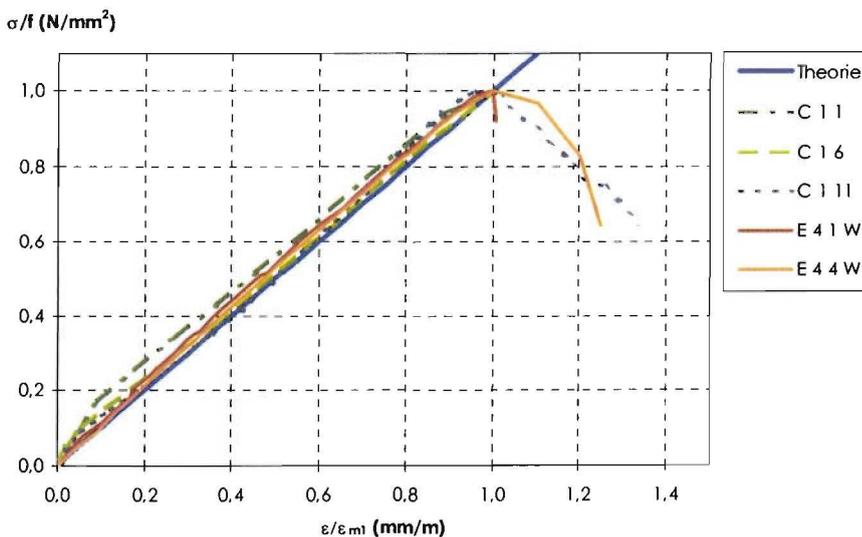


Bild 65 Vergleich Stoffgesetz mit Versuchsergebnissen für linear-elastisches Materialverhalten (bezogene Darstellung)

- nichtlinear-sprödes Materialverhalten

mit $c = 1,30$

$n = 2,50$

$$\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,80 - 0,85$$

für Mauerwerk aus
 HLz – NM II
 HLz – NM III
 KS – NM II
 PP – DM

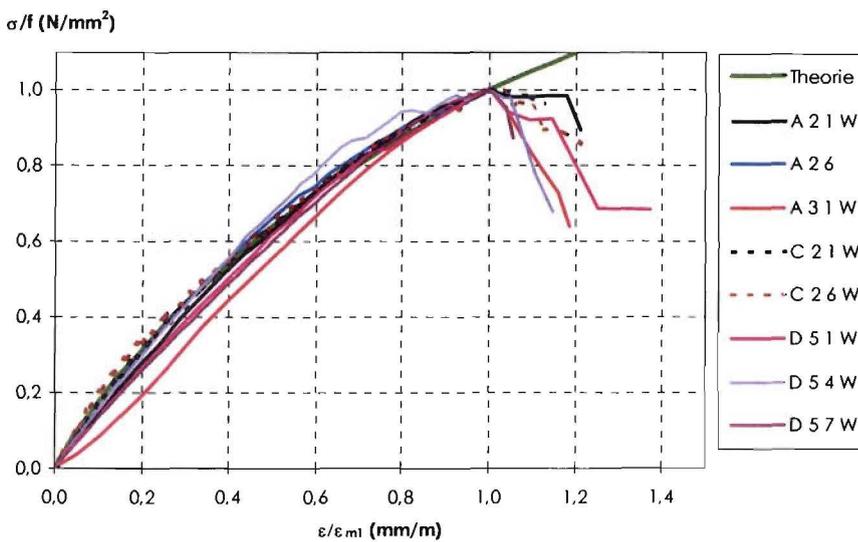


Bild 66 Vergleich Stoffgesetz mit Versuchsergebnissen für nichtlineares - sprödes Materialverhalten (bezogene Darstellung)

- nichtlinear-duktiles Materialverhalten (Entfestigung)

mit $c = 1,80$

$n = 2,20$

$$\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} > 0,85$$

für Mauerwerk aus
 KS – NM III
 KS – DM

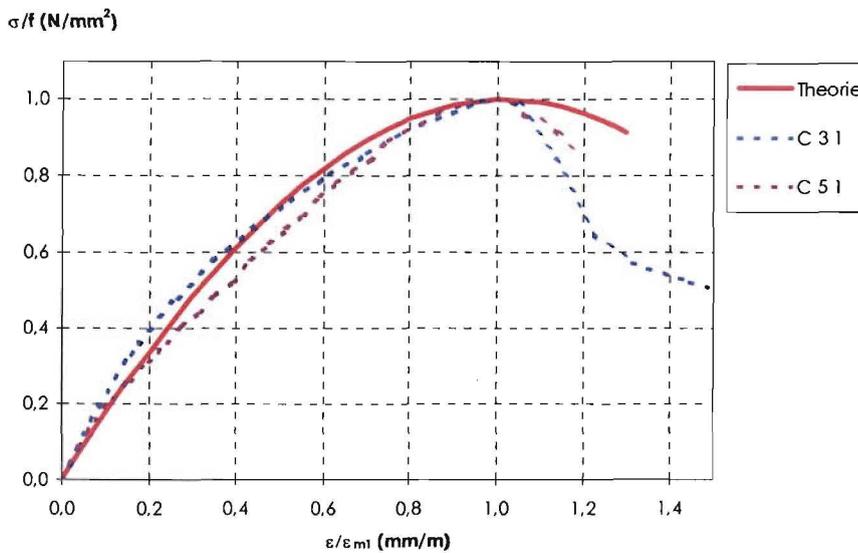


Bild 67 Vergleich Stoffgesetz mit Versuchsergebnissen für nichtlineares Materialverhalten und Endentfestigung (bezogene Darstellung)

Anhand der Diagramme lässt sich die Möglichkeit einer Einteilung von Mauerwerk hinsichtlich des Verlaufs der charakteristischen Materialkennlinien ableiten. Sicher können anhand der hier aufgeführten Versuchsergebnisse noch keine verallgemeinerten Aussagen zu einer solchen Klassifizierung von Mauerwerk getroffen werden, allerdings lassen sich sehr deutlich Tendenzen in der Beschreibung des Materialverhaltens ablesen. Die Gruppierung der verschiedenen Stein-Mörtel-Kombinationen ist für eine bessere dem tatsächlichen Materialverhalten entsprechende Bestimmung der Traglasten in allgemeiner Form notwendig und sehr hilfreich. Umfangreiche Parameterstudien zu dieser Problematik sind jedoch nicht Gegenstand dieser Forschungsarbeit und müssen ergänzend hierzu noch durchgeführt werden.

5.2 Repräsentative Traglastkurven

Auf der Basis der Klassifizierungen der für den Baustoff Mauerwerk typischen Materialkennlinien ist ebenfalls die Gruppierung der Traglasten möglich. Allerdings genügt die Einteilung der Mauerwerkswände hinsichtlich ihrer speziellen Spannungs-Dehnungs-Verteilungen noch nicht als hinreichendes Kriterium für die Ermittlung dazugehöriger Traglastfaktoren. Neben der Definition des Materials spielt auch der Ansatz der effektiven Biegesteifigkeit eine entscheidende Rolle. Wie bereits im Abschnitt 3.3.3 analysiert, ist die Ermittlung der Traglasten besonders von der Größe des Steifigkeitsverhältnisses E/f abhängig. Anhand des Berechnungsansatzes von

$$(115) \quad E_{2/3}/f = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{\varepsilon_{2/3}}$$

ist ersichtlich, dass genaugenommen die zum Sekantenmodul $E_{2/3}$ bei $2/3$ der Druckfestigkeit f dazugehörige Stauchung $\varepsilon_{2/3}$ als maßgebend Kenngröße gilt.

Die Auswertung der Experimente weist auf eine weitere Gruppierungsmöglichkeit innerhalb der Mauerwerksklassen hin. So lassen sich für ein linear-elastisches Materialverhalten von Mauerwerk unter der Verwendung von Normalmörtel der Mörtelgruppe I sehr große Stauchungen und damit sehr flach geneigte Spannungs-Dehnungs-Verläufe bestimmen (vgl. Anhang Abschnitt 9.4.1). Daraus ergibt sich ein sehr niedriges Elastizitätsmodulverhältnis E/f . Im Gegensatz dazu gilt allerdings auch für einen sehr hohen Verhältniswert E/f ein linear-elastisches Stoffgesetz, was sehr kleine Stauchungen bedingt. Beide Kenngrößen E/f können als Grenzwerte aller Materialkennlinien angenommen werden. Innerhalb dieser kann von einem nichtlinearen Materialverhalten von Mauerwerk gesprochen werden, wobei weiterhin der Grad der Nichtlinearität und die Größe der Grenz- bzw. Bruchstauchung eine wichtige Rolle spielen.

Die Auswertung entsprechender Versuchswerte lässt die Gruppierung der Traglastermittlung für folgende Kennwerte zu:

- linear-elastisches Materialverhalten

mit $c = 1,00$ $n = 1,00$
 $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,75$
 $E_{2/3} / f = 135$ entspricht $E_{1/3} / f = 135$
und $E_{2/3} / f = 1300$ entspricht $E_{1/3} / f = 1300$

- nichtlinear-sprödes Materialverhalten

mit $c = 1,3$ $n = 2,50$
 $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,80 - 0,85$
 $E_{2/3} / f = 300$ entspricht $E_{1/3} / f = 322$
und $E_{2/3} / f = 550$ entspricht $E_{1/3} / f = 591$

- nichtlinear-duktiler Materialverhalten (Endentfestigung)

mit $c = 1,8$ $n = 2,20$
 $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,80 - 0,85$
 $E_{2/3} / f = 400$ entspricht $E_{1/3} / f = 451$

Die Parameter c und n sowie der Faktor $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max}$ entsprechen den Klassifizierungen nach Abschnitt 5.1. Für die Traglastberechnung muss jedoch innerhalb dieser Klassen hinsichtlich der Elastizitätsmodulwerte bzw. Grenzstauchungswerte unterschieden werden, da diese die Berechnung der Traglasten stark beeinflussen.

Daraus ergeben sich unter Anwendung des Lösungsverfahrens nach Abschnitt 3.3.2 nachfolgende repräsentative Traglastkurven für vertikal beanspruchte Mauerwerkswände.

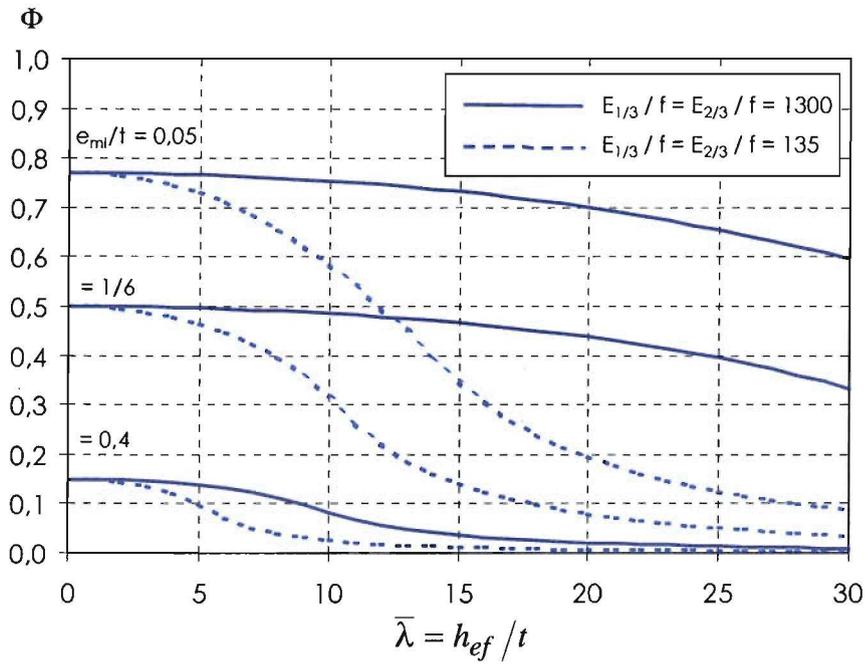


Bild 68 Traglastfaktoren für linear-elastisches Materialverhalten

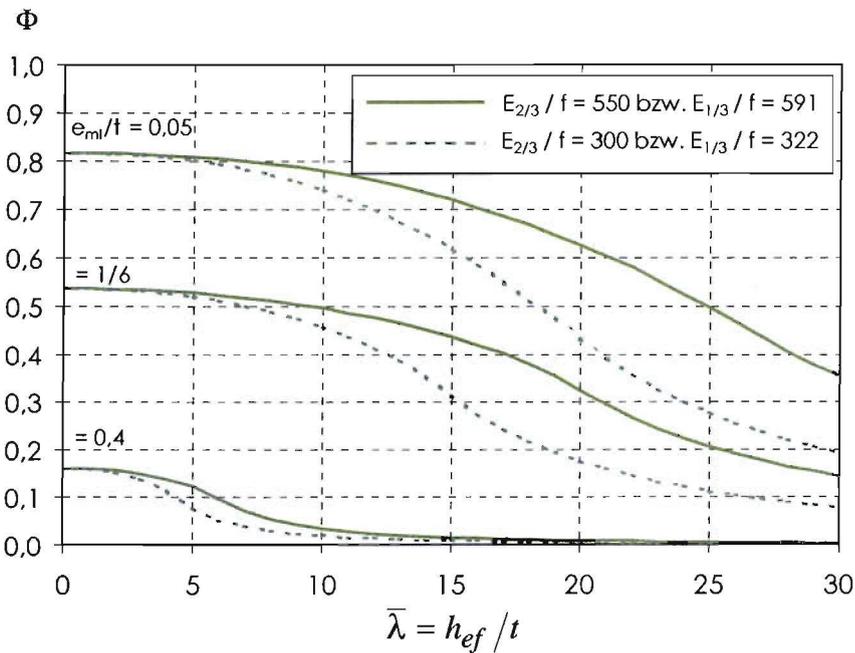


Bild 69 Traglastfaktoren für nichtlinear-sprödes Materialverhalten

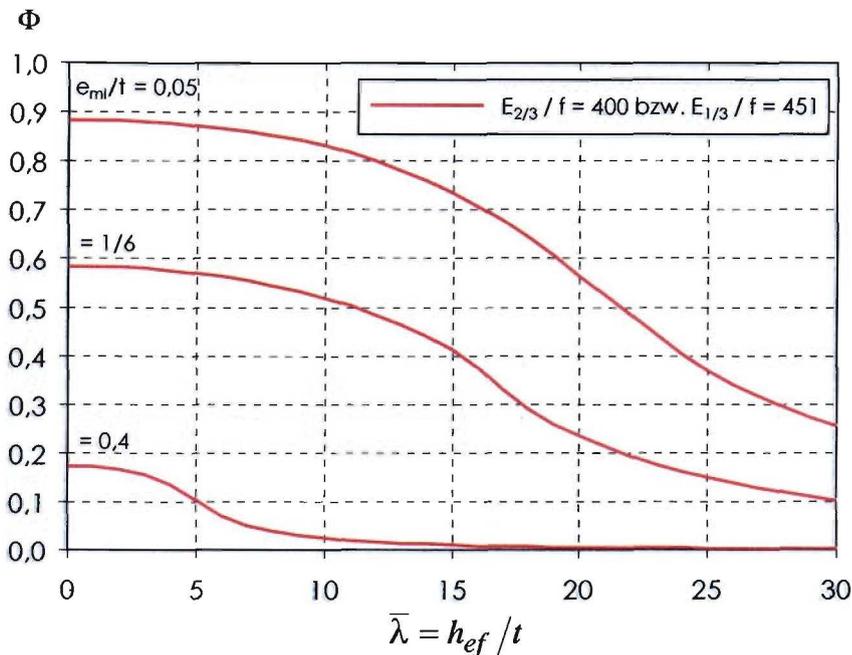


Bild 70 Traglastfaktoren für nichtlineares Materialverhalten und Endentfestigung

Diese Traglastkurven dienen als Grundlage der weiteren Entwicklung vereinfachter Berechnungsgleichungen zur Bestimmung der Knicksicherheit von Mauerwerkswänden. Dabei ist nach einer approximierten Lösung zur mathematischen Beschreibung der Kurvenverläufe zu suchen.

5.3 Approximation der Lösung der Differentialgleichung

Mann hat in [36] einen Vorschlag zur Approximation der Abminderungskurve des Knickeinflusses Φ auf Basis der Traglastfaktoren nach ENV 1996-1-1 [7] unterbreitet, der durch Übersichtlichkeit und Nachvollziehbarkeit der Einflüsse besticht. Dieser generelle Ansatz soll deshalb auf seine Übertragbarkeit auf die Lösung der Differentialgleichung nach Abschnitt 3.3.2 unter Beachtung des Ansatzes eines nichtlinearen Materialverhaltens überprüft werden. Er lässt sich unter Berücksichtigung des Einflusses aus dem Elastizitätsmodul angeben zu:

$$(116) \quad \Phi = \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t}\right) - 0,0007 \cdot \bar{\lambda}^2$$

bzw. mit Berücksichtigung des Einflusses des Elastizitätsmoduls

$$(117) \quad \Phi = \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t}\right) - 0,022 \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot \sqrt{\frac{f}{E}}$$

Mit der wirklichkeitsnahen Betrachtungsweise unter Ansatz realen Werkstoffverhaltens von Mauerwerk müssen weitere Parameter zur Beschreibung der Verteilung der Abminderungsfaktoren Φ eingeführt werden. Geeignet hierfür sind wiederum der

Völligkeitsgrad der Spannungs-Dehnungs-Funktion α_R und der Schwerpunktabstand der Spannungserzeugenden k_a vom gedrückten Rand.

Um eine einheitliche Approximation für den gerissenen und den ungerissenen Querschnitt durchführen zu können, wird eine Linearisierung des Problems im Bereich $0 < e/t \leq 1/6$, d.h. der Querschnittstragfähigkeit im ungerissenen Wandquerschnitt eingeführt. Es ergibt sich unter Ansatz eines analogen Funktionstyps zu Gl. (116) bzw. (117) folgende allgemeine Form:

$$(118) \quad \Phi = \left(1 - \frac{1}{a \cdot k_{a,\max}} \cdot \left(\frac{e}{t} \right)^b \right) - \frac{1}{\frac{E_{m1}}{f}} \cdot \frac{1}{4 - c \cdot \left(\frac{e}{t} \right)} \cdot \bar{\lambda}^2$$

Mit den Größen a , b und c lassen sich die Funktionsverläufe an die tatsächlichen Traglastkurven anpassen. Die Parameter müssen in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Materialkennlinien von Mauerwerk empirisch ermittelt werden. Je stärker sich das Materialverhalten einzelner Mauerwerksarten voneinander unterscheidet, umso differenzierter sind auch die Parameter zu bestimmen. Auf Grund des großen Einflusses der Grenzstauchung ϵ_{m1} auf die Ermittlung der Traglasten gerade im Bereich mittlerer bis großer Wandschlankheiten scheint die Angabe einer einheitlichen Berechnungsgleichung, welche für alle Mauerwerksarten allgemeingültig ist, nicht möglich.

Dennoch können nach den Klassifizierungen des Abschnittes 5.1 bzw. der Eingruppierung anhand des Abschnittes 5.2 getrennte, an die repräsentativen Traglastkurven angepasste Berechnungsgleichungen angegeben. So gelten nachfolgende Parameter in Verbindung mit Gl. (118).

- linear-elastisches Materialverhalten

$$k_{a,\max} = 1/3 \quad a = 2,0 \quad b = 0,65 \quad c = 7,0$$

- nichtlinear-sprödes Materialverhalten

$$k_{a,\max} = 0,350 \quad a = 1,8 \quad b = 0,70 \quad c = 7,5$$

- nichtlinear-duktiler Materialverhalten (Endentfestigung)

$$k_{a,\max} = 0,370 \quad a = 1,5 \quad b = 0,85 \quad c = 8,0$$

Daraus lassen sich vergleichend zu den im Abschnitt 5.2 dargestellten repräsentativen Traglastkurven folgende Verläufe der approximierten Abminderungskurven darstellen.

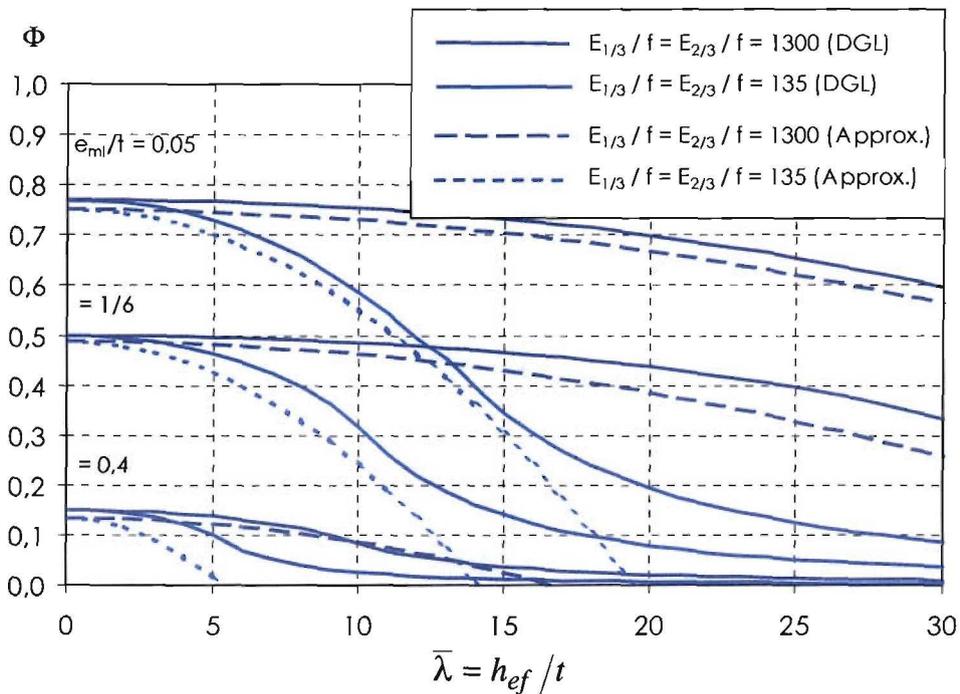


Bild 71 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der exakten Lösung (DGL) und der Approximation für linear-elastisches Materialverhalten

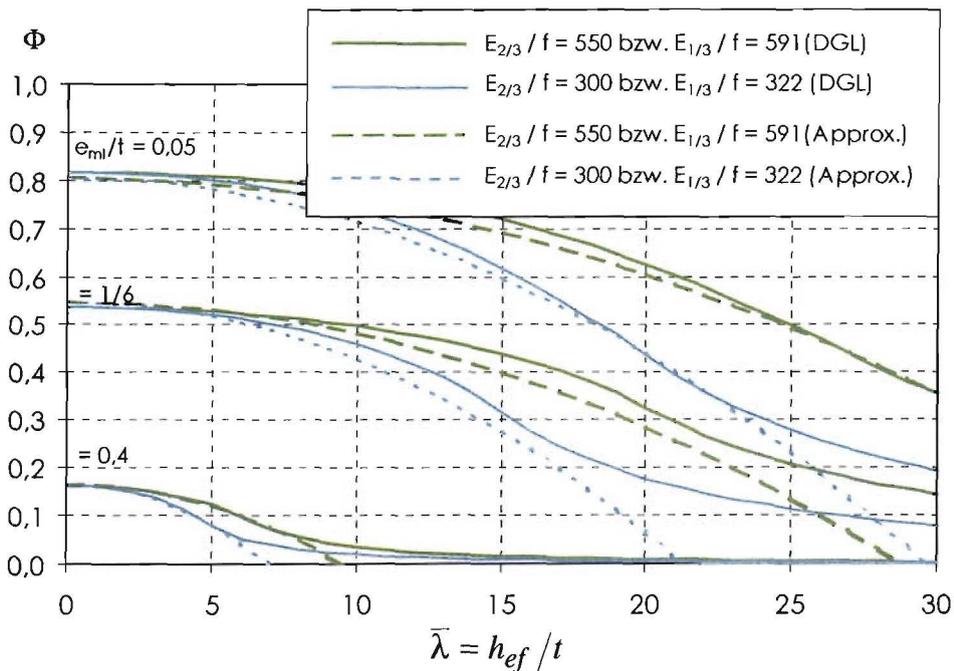


Bild 72 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der exakten Lösung (DGL) und der Approximation für nichtlinear-sprödes Materialverhalten

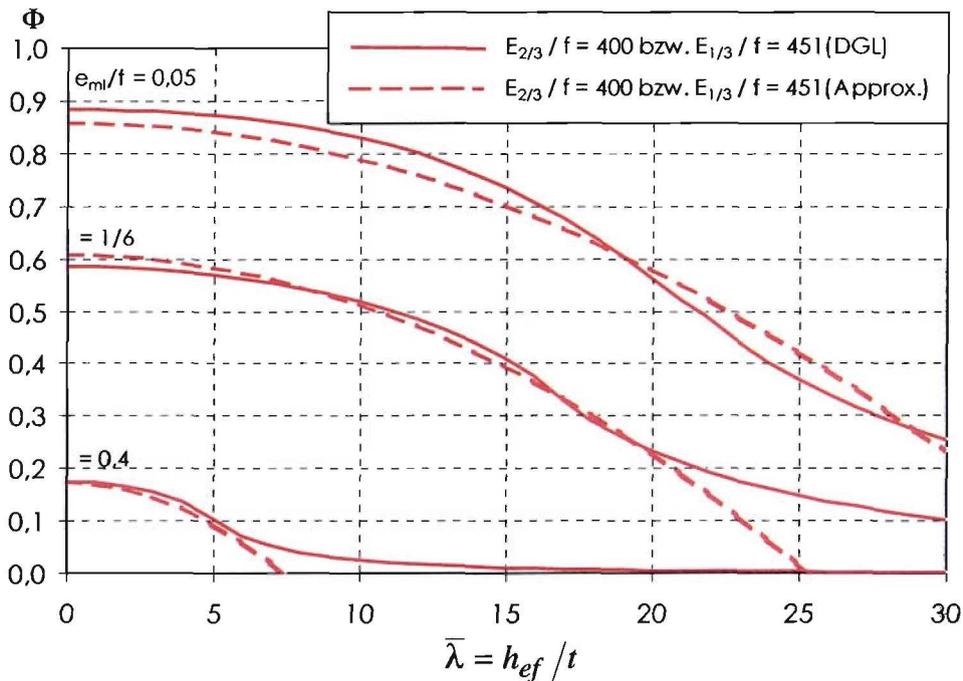


Bild 73 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der exakten Lösung (DGL) und der Approximation für nichtlineares Materialverhalten mit Endentfestigung

Mit dieser Approximation werden im Bereich des „abschwingenden Astes“ Tragfähigkeiten abgeschnitten. Das wirkt sich besonders bei großen Exzentrizitäten und großen Schlankheiten aus. Nach Meinung der Verfasser sind jedoch diese Bereiche ohnehin kritisch, wenn man den realen Belastungsfall „Wandschrank“ oder den außergewöhnlichen Lastfall „Horizontalbelastung durch Menschen“ berücksichtigt.

Die Approximation hat jedoch den Vorteil, dass mit nur einer Formel für den gerissenen und den ungerissenen Querschnitt die Traglastminderung infolge exzentrischen Lastangriffs und Schlankheitseinfluss erfasst werden kann und damit die Überprüfung dieser Grenze ähnlich wie in der ENV 1996-1-1 (vgl. Abschnitt 2.3) entfallen kann. Das quadratische Abminderungsglied zeigt deutlich den Schlankheitseinfluss auf die Tragfähigkeit einer vertikal beanspruchten Mauerwerkswand.

5.4 Ansatz der Normalverteilung nach Gauss

Kirtschig gibt in [41] eine Möglichkeit zur Vereinfachung und Anpassung seiner bzw. nach Haller gefundenen theoretischen Lösung des Traglastproblems von vertikal beanspruchten Mauerwerkswänden an (vgl. hierzu Abschnitt 3.3.1). Dabei legt er für die Berechnung des Traglastfaktors in Abhängigkeit von $\bar{\lambda}$ die aus der Mathematik bzw. Statistik bekannte Normalverteilung zu Grunde. Damit geht der nachfolgende beschriebene Ansatz von der Annahme aus, dass die Abminderungsfunktion der Traglasten Φ bezogen auf die Schlankheit der Wand $\bar{\lambda}$ entsprechend der Exzentrizität der Belastung e/t affin zur bekannten Verteilungsfunktion nach Gauss verläuft.

Für den Ansatz einer Normalverteilung der Traglastfaktoren Φ sind die Eingangsgrößen μ (Mittelwert) und σ (Standardabweichung) mit Hilfe von Regressionsanalysen aus Versuchsergebnissen bzw. theoretischen Lösungen zu ermitteln.

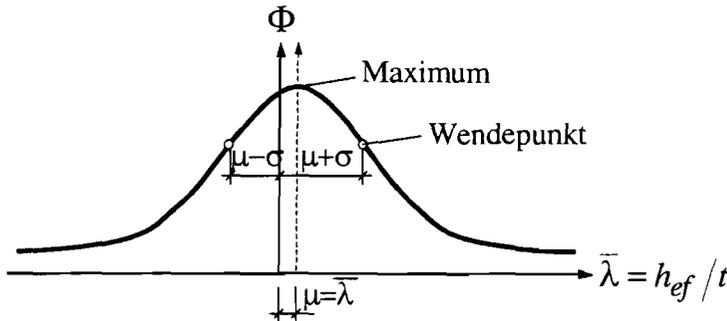


Bild 74 Ansatz der Normalverteilungsfunktion zur Anpassung der Traglastabminderung

Die der Normalverteilung genügende Verteilungsfunktion hat bei σ ihre Wendepunkte und schmiegt sich für $\bar{\lambda} \rightarrow \infty$ asymptotisch an die $\bar{\lambda}$ -Achse an (vgl. Bild 74).

Nach Kirtschig [41] wird die folgende Funktion zur Approximation des exakten Traglastfaktors Φ der theoretischen Lösung angewendet:

$$(119) \quad \Phi = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad \text{mit}$$

$$(120) \quad u = \frac{\bar{\lambda} - \mu}{\sigma}$$

Dieser Ansatz stellt auch die Basis für die Formeln und Diagramme zur Ermittlung der Knicksicherheit von Mauerwerk nach ENV 1996-1-1 (vgl. Abschnitt 2.3) dar. Es soll jedoch auf eine für verschiedene Spannungsverteilungsfunktionen gültige Schreibweise übergegangen werden. Es gelten daher folgende Bestimmungsgleichungen:

$$(121) \quad \sigma = a + b \cdot \left(\frac{e}{t} \right) \quad \text{mit}$$

$$(122) \quad a = f(\alpha_R, E, f) = p_0 + p_1 \cdot \alpha_R \cdot \frac{E}{f} \quad \text{und}$$

$$(123) \quad b = f(\alpha_R, E, f) = q_0 + q_1 \cdot \alpha_R \cdot \frac{E}{f}$$

Die Parameter a und b der Gl. (121) sind für unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Funktionen mit unterschiedlichen Zahlenwerten belegt, so dass es notwendig ist, einen funktionellen Zusammenhang zwischen diesen Größen herzustellen (vgl. Gl. (122) u. (123)). Als Parameter zur Beschreibung der baustofflichen Eigenschaften werden der Völligkeitsgrad α_R der Spannungs-Dehnungs-Beziehung sowie der Elastizitätsmodul E und die Druckfestigkeit von Mauerwerk f verwendet. Damit lassen sich lineare

Funktionen für die Gl. (122) und (123) (a und b) in Abhängigkeit der gewählten Größen darstellen. Die Bestimmungsgleichung der Standardabweichung σ lautet:

$$(124) \quad \sigma = \sigma\left(\alpha_R, E, f, \frac{e}{t}\right) = p_0 + p_1 \cdot \alpha_R \cdot \frac{E}{f} - \left(q_0 + q_1 \cdot \alpha_R \cdot \frac{E}{f}\right) \cdot \frac{e}{t}$$

Der Anteil A_1 in Gl. (119) zur Bestimmung des Traglastfaktors Φ stellt die Abminderung der Traglasten infolge der Exzentrizitäten ohne Knickeinfluss dar. Unter der Beachtung einer nichtlinearen Spannungsverteilung kann mit der Einführung des Völligkeitsgrades $\alpha_{R,max}$ und dem Schwerpunktsabstand der Spannungsergebenden $k_{a,max}$ der Wert von A_1 ermittelt werden.

$$(125) \quad A_1 = \Phi_i = \frac{\alpha_R}{2 \cdot k_a} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t}\right)$$

Vorerst wird die Vorgehensweise von *Kirtschig* [41] anhand seiner auf der Lösung von *Haller* beruhenden Ermittlung der entsprechenden Abminderungsfaktoren Φ betrachtet (vgl. Abschnitt 3.3.1). Ausgehend von einer affinen Form der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie mit $\alpha_{R,max} = 0,667$ und $k_{a,max} = 0,375$ bei unterschiedlichen Materialkombinationen (Stein bzw. Mörtel) bestimmt *Kirtschig* in [41] die notwendigen Parameter der Normalverteilungsfunktion. Für den Abminderungsanteil A_1 ohne Berücksichtigung des Stabilitätseinflusses setzt er jedoch eine volle Plastizierung des Materials an. Damit wird statt der bereits definierten Parabelgleichung als Funktion der Spannungsverteilungen ein rechteckförmiger Spannungsblock für den Querschnittsnachweis eingeführt. Die entsprechenden Gleichungen können demnach wie folgt angegeben werden:

$$(126) \quad A_1 = \Phi_i = \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t}\right)$$

$$(127) \quad u = \frac{\bar{\lambda} \cdot \sqrt{\frac{f}{E}} - 0,063}{0,73 - 1,17 \cdot \frac{e}{t}} \quad \text{mit } \mu = 2$$

Mit dem Ansatz des in der ENV 1996-1-1 [7] definierten Wertes für den rechnerischen Elastizitätsmodul im Ursprung von $E_0 / f_k = 1000$ lassen sich die entsprechenden Abminderungswerte Φ des EC 6 darstellen (vgl. Abschnitt 2.3 Bild 7).

Um für das in Abschnitt 3.3.2 aufgestellte Lösungsverfahren analoge Verteilungsfunktionen der Knickabminderungsfaktoren Φ unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Materialbeschreibungen finden zu können, ist die allgemeingültige Formulierung der Bestimmungsgleichungen (124) und (125) zu wählen.

Mittels einer geschlossenen Parameterstudie sollte im Rahmen des Forschungsvorhabens zur Analyse der Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6 eine vereinfachte, reduzierte Form, ähnlich der in der ENV 1996-1-1 [7] angegebenen Lösung, erarbeitet werden. Allerdings konnte auf Grund der Fülle an verschiedenen, relevanten Stein-Mörtel-Kombinationen und damit auch charakteristischen Materialparametern, keine einheitliche Beziehung gefunden werden. Die einzelnen Ergebnisse numerischen Aus-

Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6

wertung nach Abschnitt 5.2 unterscheiden sich untereinander z.T. sehr deutlich in ihren Verteilungsfunktionen der Traglastabminderung Φ . Die über die Gleichungen (119) - (123) definierte Funktion zur Beschreibung der Traglastkurven genügt infolge des Ansatzes unterschiedlicher Materialkennlinien und der Anwendung des neuen Lösungsverfahrens nicht mehr den Anforderungen an eine hinreichend genaue mathematische Beschreibung. Die Verwendung der Normalverteilungsfunktion der Einzelwerte der Traglastfaktoren scheint somit für diese Betrachtungsweise unbrauchbar zu sein.

6 Zusammenfassende Wertung und Schlussfolgerungen

6.1 Übersicht und Wertung

6.1.1 Stand der Forschung

Eine umfassende Literaturrecherche ist im Zuge der Bearbeitung diese Forschungsthemas erfolgt. Allerdings wird auf die Darlegung aller bisherigen Betrachtungen, Analysen und Verfahren zur Beurteilung der Knicksicherheit im Mauerwerksbau verzichtet. Vielmehr sind bereits bekannte Vorgehensweisen und gerade auch Versuchsergebnisse an den entsprechenden Stellen dieser Arbeit eingeflossen und wurden bei der Erstellung des Lösungsverfahrens zur Ermittlung der Traglasten und deren Vergleich in Bezug zur ENV 1996-1-1 und den Versuchsergebnissen berücksichtigt. Fortführende Erläuterungen enthält hierzu der Abschnitt 3.1.

Eine fortführende Darstellung bereits existierender theoretischer Untersuchungen ist in [31] veröffentlicht. Prinzipiell existieren zwei voneinander getrennte Vorgehensweisen zur Bestimmung der Traglasten knickgefährdeter Mauerwerkswände. Ausgangspunkt für beide ist der Mauerwerksstab im ausgelenkten Zustand unter der Annahme, dass die Verformungen klein bleiben (Theorie II. Ordnung). Mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen lässt sich einerseits die Differentialgleichung für den exzentrisch beanspruchten Mauerwerksstab, die im gerissenen Zustand die überdrückte Breite als Variable enthält, herleiten und lösen. Dieses Vorgehen wurde aufbauend auf *Euler* und *Engesser* erstmals von *Angervo* [33] und [34] gewählt. Fortführend analysierten *Kukulski und Lugez* [39] sowie *Mann* [35] dessen Lösungsverfahren. Mit der Einführung eines nichtlinearen, wirklichkeitsnahen Materialgesetzes (vgl. Abschnitt 3.2.4) ist letztlich eine weitere Lösung basierend auf der Differentialgleichung im Rahmen des Forschungsvorhabens aufgestellt und gelöst worden (vgl. Abschnitt 3.3.2). Damit konnte eine bessere, wirklichkeitsnähere Methode zur Bestimmung der Traglastfaktoren erarbeitet werden, welche sehr gut als Grundlage weiterer Vergleiche und Analysen dienen kann.

Andererseits kann die analytische Problemlösung mit einer Vereinfachung erfolgen, wenn eine Annahme über den Krümmungsverlauf der Stabachse im ausgelenkten Zustand getroffen wird. Diesen Weg ist erstmals *Haller* [32] gegangen. *Kordina und Quast* [45] entwickelten so für den Betonbau brauchbare Lösungen. *Kirtschig* [41], [42] und [44] beschritt mit der Vorgehensweise nach *Haller* den gleichen Weg und löste das Knickproblem für den Mauerwerksbau unter der Annahme eines nichtlinearen Materialverhaltens (vgl. Abschnitt 3.3.1). Allerdings setzte er eine feste Form des Verlaufs der Materialkennlinie voraus, indem er eine quadratische Parabelgleichung zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Funktion wählte (vgl. Abschnitt 3.2.3). Dieser Ansatz kann jedoch nicht in jedem Fall als eine wirklichkeitsnahe Materialbeschreibung gelten. Die Auswirkungen und Unterschiede in der Form der Kennlinien sind bereits im Abschnitt 3.3.4.2 beschrieben. Außerdem wird mit dem Ansatz des Tangentenmoduls im Ursprung als Elastizitätsmodul E_0 eine viel zu große rechnerische Biegesteifigkeit des Knickstabsystems impliziert. Dies führt z.T. zu erheblichen Abweichungen zwischen den theoretisch bestimmten Traglasten und denen aus dem Experiment (vgl. Abschnitt 3.3.3 und Abschnitt 4.7.2.4). *Graubner* [29], [30] und [31] nutzte ebenfalls in Anlehnung an den Betonbau die Beschreibung der Momenten-Krümmungs-Beziehung, um den trag-

lastmindernden Anteil aus Theorie II. Ordnung abschätzen zu können. Er versuchte ebenfalls in das Verfahren basierend auf *Kordina und Quast* ein nichtlineares, wirklichkeitsnahes Materialgesetz für den Mauerwerksbau einzuführen. Die Vorgehensweise ist ausführlich in [31] beschrieben.

6.1.2 Anmerkungen zum Modellstützenverfahren nach *Graubner*

Graubner hat parallel und unabhängig zu diesen Untersuchungen ebenfalls die Knicksicherheit von Mauerwerk auf theoretischem Wege analysiert. Ausgehend von dem aus dem Stahlbetonbau bekannten Modellstützenverfahren nach *Kordina und Quast* [45] entwickelte er ein Verfahren zur Bestimmung der Traglastfaktoren unter Berücksichtigung einer wirklichkeitsnahen Beschreibung des Materialverhaltens. *Graubner* nutzte hierfür das Werkstoffgesetz nach EC 2 [12], wobei die Einbeziehung anderer Materialgesetze möglich ist. Allgemein geht *Graubner* allerdings im Bereich des Materialversagens auch von einem Spannungsblock als Idealisierung analog zur ENV 1996-1-1 aus. Er berücksichtigt diese Festigkeitserhöhung gegenüber dem realen Tragverhalten über die Einführung eines Faktors δ in seinen Berechnungsgleichungen.

Die Vorgehensweise zur Bestimmung der Traglasten bzw. der entsprechenden Traglastfaktoren ist grundlegend im gemeinsamen Beitrag im Mauerwerk-Kalender 2002 (vgl. [31]) veröffentlicht. Auf eine Darstellung des Lösungsverfahrens soll deshalb an dieser Stelle verzichtet werden.

Prinzipiell kann festgestellt werden, dass die Ergebnisse beider Verfahren fast identische Lösungswerte liefern (vgl. Bild 75), sofern von einer Einführung des Spannungsblocks im Berechnungsverfahren nach *Graubner* abgesehen wird. So werden nunmehr auch bei diesem die Traglasten für das Querschnittsversagen auf der Basis des tatsächlichen Materialverhaltens bestimmt.

Beispielhaft soll dies im nachfolgenden Diagramm gezeigt werden. Die Traglastkurven sind mit dem tatsächlichen Materialverhalten auf der Basis der eigenen Versuchswerte für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Dünnbettmörtel (Versuch C 5 1) ermittelt worden. Folgende Kennwerte liegen den Berechnungen zu Grunde:

$$\begin{array}{ll} f = 15,570 \text{ N/mm}^2 \text{ mit} & \epsilon_{m1} = 4,059 \text{ mm/m} \\ c = 1,84 & \text{und} & n = 3,89 \end{array}$$

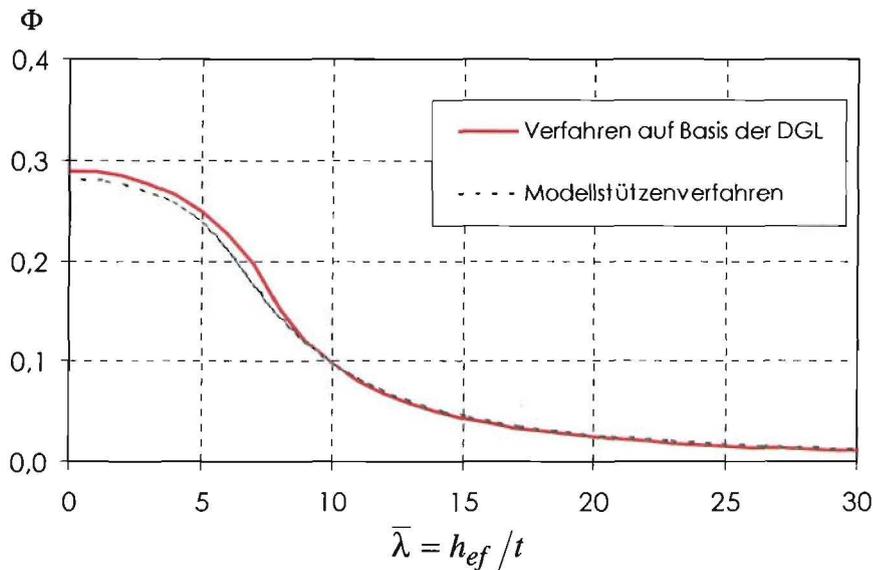


Bild 75 Vergleich der Traglastkurven beider Lösungsverfahren für Mauerwerk aus KS - DM bei $e/t = 1/3$

Es kann somit von einer Gleichwertigkeit der Traglastberechnungen auf Basis dieser unterschiedlichen Vorgehensweisen ausgegangen werden.

Allerdings ist die Anwendung des von *Graubner* erweiterten Modellstützenverfahrens im Mauerwerksbau derzeit nicht ohne Weiteres umsetzbar. Dies ist auf die bezogene Darstellungsweise zurückzuführen. Bei der Anwendung dieses Lösungsverfahrens wird grundsätzlich eine auf die Druckfestigkeit von Mauerwerk f und die dazugehörige Stauchung ϵ_{m1} normierte Schreibweise zurückgegriffen. Dies steht jedoch im Widerspruch zur jetzigen Normgeneration im Mauerwerksbau, wo gänzlich von einer nichtnormierten Darstellung des Materialverhaltens von Mauerwerk ausgegangen wird. Die Einführung eines solchen Verfahrens würde zu einer kompletten Umschreibung der Normen (DIN 1053-1/100 und ENV 1996-1-1) und zu deren Verkomplizierung führen.

6.1.3 Analyse des realen Materialverhaltens

Die eigenen durchgeführten Experimente und die grundlegende, neuere Arbeit von *Meyer und Schubert* [46] und [48] zeigen deutliche Unterschiede im Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linien der einzelnen Mauerwerksarten. Es ist nicht nur der Einfluss des Elastizitätsmoduls bzw. der Grenzstauchung ϵ_{m1} , welche sich dabei auf die Ergebnisse auswirken, sondern auch die den Verlauf beschreibenden Parameter des Völligkeitsgrades α_r und des bezogenen Schwerpunktsabstandes k_a .

Eine starre Formulierung mit dem Ansatz eines linear-elastischen Materialverhaltens (*Mann* bzw. DIN 1053-1), dem Ansatz einer quadratischen Parabelgleichung (*Kirtschig* bzw. ENV 1996-1-1) oder eines rechteckförmigen Spannungsblocks (Querschnittstragfähigkeit nach ENV 1996-1-1) ist für wissenschaftliche Untersuchungen nicht mehr als ausreichend anzusehen.

Das im Abschnitt 3.2.4 beschriebene und neu eingeführte Materialgesetz gestattet eine bessere Anpassung an das tatsächliche Materialverhalten. Es sollte zukünftig mit einer derartigen mathematischen Beschreibung wissenschaftlich gearbeitet werden. Die Verwendung der parametrisierten Materialbeschreibung bietet deutliche Vorteile bei der Implementierung des Materialgesetzes in das Lösungsverfahren der Differentialgleichung und lässt eine Bestimmung wirklichkeitsnaher Traglasten zu.

Mit der Klassifizierung der Materialkennlinien ist eine Gruppierung der verschiedenen Stein-Mörtel-Kombinationen möglich. Entsprechende Kennwerte und Vergleiche sind im Abschnitt 5.1 beschrieben. Es ist somit eine Zusammenfassung aller im Rahmen dieser Forschungsarbeit ermittelten Spannungs-Dehnungs-Kennlinien unterschiedlicher Mauerwerksarten in 3 Klassen gelungen.

Darüber hinaus haben die Versuchsergebnisse auch gezeigt, dass nur in sehr wenigen Fällen, die Völligkeit der von *Kirtschig* gewählten quadratischen Parabelgleichung ($\alpha_{R,max} = 0,667$) erreicht wird. Damit kann eine Tragfähigkeitsüberschätzung gerade bei Mauerwerkswänden mit geringer bzw. mäßiger Schlankheit nicht ausgeschlossen werden. Der Ansatz einer solchen Funktion zur Beschreibung des Materialverhaltens ist bei der Beurteilung der Querschnittstragfähigkeit besonders kritisch zu bewerten. Sie liegt den Berechnungsgleichungen der Traglastfaktoren nach der ENV 1996-1-1 für den Stabilitätsversagensbereich zu Grunde (vgl. Abschnitt 2.3).

Der Ansatz des Spannungsblocks als stark vereinfachte Idealisierung ist in der jetzigen Form theoretisch, wie auch experimentell erklärbar bzw. nachweisbar. Gerade bei einer wirklichkeitsnahen Betrachtungsweise, wie dies z.B. zur rechnerischen Nachstellung von Versuchen unbedingt notwendig wird, kann diese Rechenannahme nicht angewendet werden. Andernfalls führt dies zu einer Verfälschung der Auswertung bzw. Traglastbestimmung.

6.1.4 Lösungsverfahren zur Ermittlung von Traglasten

Mit dieser Forschungsarbeit wird erstmals ein Lösungsverfahren auf Basis der Differentialgleichung unter Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Materialverhaltens vorgelegt. Die Vorgehensweise zur Ermittlung der Traglasten ist nicht an eine konkrete Form einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Funktion gebunden. Sie ist damit für die Zukunft allgemeingültig anwendbar. Sie setzt lediglich die Ermittlung oder die Kenntnis des Völligkeitsgrades α_R und des Schwerpunktsabstandes vom gedrückten Rand k_a bei der Definition des Werkstoffgesetzes sowie die zur Druckfestigkeit dazugehörige Stauchung ε_{m1} und dem dazugehörigen Elastizitätsmodulverhältnis $E_{2/3}/f$ voraus.

Es konnte der Beweis erbracht werden, dass das Knickproblem zurückgeführt auf das Gleichgewicht an einem verformten Knickstab und damit auf eine Differentialgleichung auch mit der Einführung eines passenden nichtlinearen Stoffgesetzes mathematisch lösbar ist.

Es können nunmehr wirklichkeitsnahe Traglasten bzw. entsprechende Abminderungsfaktoren rechnerisch ermittelt werden. Dabei kann das tatsächliche Materialverhalten mit der Einführung eines Werkstoffgesetzes nach Abschnitt 3.2.4 sehr gut abgebildet werden. Die Ermittlung der Traglasten erfolgt unter Berücksichtigung des Risszustandes im Querschnitt, der Lastexzentrizität und in Abhängigkeit von der Schlankheit der Wand.

Lediglich bei der Bestimmung der effektiven Biegesteifigkeit ist eine Linearisierung des Problems notwendig, um eine Lösung der Differentialgleichung herbeiführen zu können. Der Ansatz eines Rechenwertes des Elastizitätsmoduls ist im Abschnitt 3.3.3 beschrieben und bestimmt maßgeblich die Lösung. Der Verhältniswert $E_{2/3}/f$ hat den mit Abstand größten Einfluss auf die Größe der ermittelten Traglasten. Eine sinnvolle und dem realen Stoffbedingungen angepasste Annahme eines solchen Steifigkeitsbeiwertes ist somit eine Grundvoraussetzung zur Bestimmung wirklichkeitsnaher Traglasten von vertikal beanspruchten Mauerwerkswänden.

6.1.5 Approximation der Ergebnisse und Übertragung auf die Praxis

Da die theoretischen Lösungen (vgl. Abschnitt 3.3.2) für die praktische Anwendung zu aufwendig sind, ist eine Vereinfachung der Anwendung der gewonnenen Ergebnisse, z.B. über eine ingenieurmäßig anwendbare Funktion zur Ermittlung der Abminderungsfaktoren, erforderlich.

Hierfür sind zwei Möglichkeiten einer mathematischen Beschreibung der Traglastkurven in den Abschnitten 5.3 und 5.4 vorgestellt worden. Allerdings gestaltet sich das Aufstellen einer solchen Berechnungsgleichung zur Ermittlung der Traglasten sehr schwierig. Dies liegt vor allem daran, dass die wirklichkeitsnahe Betrachtungsweise hinsichtlich des Materialverhaltens von Mauerwerk und die Ergebnisse des neu aufgestellten Berechnungsverfahrens weitestgehend auch bei einer Approximation der Kurvenverläufe erhalten bleiben sollen.

Eine mögliche formelmäßige Beschreibung der Traglastkurven ist im Abschnitt 5.3 dargelegt. Mit dieser auf das Verfahren von Mann [36] beruhenden Gleichung (vgl. Gl. (118)) kann den genannten Bedingungen Rechnung getragen werden. Mit den vom Materialverhalten abhängigen Parametern (a , b und c) werden so Traglastfaktoren auf der sicheren Seite liegend bestimmt. Eine Anwendung dieser Gleichung in der Praxis scheint problemlos möglich zu sein. Allerdings sollte diese Approximation durch weitere Vergleiche zur exakten Lösung und zu entsprechenden Versuchsergebnissen untersetzt werden.

Auf Grund der Schwierigkeit eine gute an die theoretisch ermittelten Traglastkurven angepasste Berechnungsgleichung zu erstellen, sollte zukünftig überlegt werden, ob es nicht besser wäre, statt der formelmäßigen Beschreibung dem Normanwender entsprechende Zahlenwerte in Form von Traglasttabellen zur Verfügung zu stellen. Denkbar ist das Aufstellen von Berechnungstabellen, welche in Abhängigkeit von der Exzentrizität und Schlankheit die bereits auf der Basis des Lösungsverfahrens der Differentialgleichung ermittelten Traglastfaktor Φ beinhalten. Dabei kann für jede Klassifizierung von Mauerwerk (vgl. Abschnitt 5.1) eine entsprechende Tabelle angegeben werden.

Tabelle 18 Traglastfaktoren für linear-elastisches Materialverhalten

Φ	$E_{1/3}/f = E_{2/3}/f = 135$						$E_{1/3}/f = E_{2/3}/f = 1300$					
	e/t						e/t					
h_{eff}/t	0,05	1/12	1/6	1/4	1/3	0,4	0,05	1/12	1/6	1/4	1/3	0,4
1	0,7685	0,6657	0,4986	0,3731	0,2472	0,1484	0,7698	0,6672	0,4999	0,3748	0,2497	0,1495
2	0,7639	0,6607	0,4944	0,3675	0,2385	0,1436	0,7694	0,6667	0,4994	0,3742	0,2488	0,1481
3	0,7559	0,6524	0,4873	0,3578	0,2231	0,1349	0,7686	0,6658	0,4987	0,3733	0,2474	0,1456
4	0,7445	0,6405	0,4771	0,3436	0,1984	0,1213	0,7675	0,6646	0,4977	0,3719	0,2453	0,1420
5	0,7291	0,6251	0,4635	0,3241	0,1573	0,0994	0,7660	0,6631	0,4964	0,3702	0,2426	0,1373
6	0,7093	0,6061	0,4461	0,2976	0,1094	0,0700	0,7643	0,6612	0,4948	0,3680	0,2393	0,1311
7	0,6848	0,5835	0,4243	0,2608	0,0804	0,0514	0,7622	0,6589	0,4929	0,3654	0,2353	0,1232
8	0,6555	0,5577	0,3968	0,2077	0,0615	0,0394	0,7597	0,6563	0,4907	0,3624	0,2305	0,1131
9	0,6214	0,5241	0,3617	0,1641	0,0486	0,0311	0,7569	0,6533	0,4881	0,3590	0,2250	0,0996
10	0,5833	0,4960	0,3145	0,1329	0,0394	0,0252	0,7537	0,6500	0,4853	0,3551	0,2185	0,0819
11	0,5426	0,4619	0,2603	0,1098	0,0325	0,0208	0,7502	0,6463	0,4821	0,3507	0,2110	0,0677
12	0,4943	0,4192	0,2188	0,0923	0,0273	0,0175	0,7462	0,6423	0,4786	0,3458	0,2024	0,0569
13	0,4508	0,3641	0,1864	0,0786	0,0233	0,0149	0,7419	0,6379	0,4748	0,3404	0,1923	0,0485
14	0,3954	0,3139	0,1607	0,0678	0,0201	0,0128	0,7371	0,6331	0,4706	0,3344	0,1804	0,0418
15	0,3445	0,2735	0,1400	0,0591	0,0175	0,0112	0,7319	0,6279	0,4660	0,3278	0,1661	0,0364
16	0,3028	0,2403	0,1231	0,0519	0,0154	0,0098	0,7263	0,6224	0,4611	0,3205	0,1482	0,0320
17	0,2682	0,2129	0,1090	0,0460	0,0136	0,0087	0,7202	0,6164	0,4557	0,3124	0,1312	0,0283
18	0,2392	0,1899	0,0972	0,0410	0,0122	0,0078	0,7136	0,6102	0,4499	0,3036	0,1171	0,0253
19	0,2147	0,1704	0,0873	0,0368	0,0109	0,0070	0,7066	0,6035	0,4437	0,2938	0,1051	0,0227
20	0,1938	0,1538	0,0788	0,0332	0,0098	0,0063	0,6990	0,5965	0,4370	0,2829	0,0948	0,0205
21	0,1758	0,1395	0,0714	0,0301	0,0089	0,0057	0,6910	0,5891	0,4298	0,2706	0,0860	0,0186
22	0,1601	0,1271	0,0651	0,0275	0,0081	0,0052	0,6824	0,5814	0,4221	0,2568	0,0784	0,0169
23	0,1465	0,1163	0,0596	0,0251	0,0074	0,0048	0,6734	0,5733	0,4137	0,2408	0,0717	0,0155
24	0,1346	0,1068	0,0547	0,0231	0,0068	0,0044	0,6638	0,5649	0,4048	0,2222	0,0658	0,0142
25	0,1240	0,0984	0,0504	0,0213	0,0063	0,0040	0,6537	0,5562	0,3951	0,2048	0,0607	0,0131
26	0,1147	0,0910	0,0466	0,0197	0,0058	0,0037	0,6431	0,5472	0,3846	0,1894	0,0561	0,0121
27	0,1063	0,0844	0,0432	0,0182	0,0054	0,0035	0,6321	0,5379	0,3733	0,1756	0,0520	0,0112
28	0,0989	0,0785	0,0402	0,0170	0,0050	0,0032	0,6206	0,5284	0,3609	0,1633	0,0484	0,0104
29	0,0922	0,0732	0,0375	0,0158	0,0047	0,0030	0,6087	0,5187	0,3472	0,1522	0,0451	0,0097
30	0,0861	0,0684	0,0350	0,0148	0,0044	0,0028	0,5964	0,5088	0,3321	0,1422	0,0421	0,0091

Tabelle 19 Traglastfaktoren für nichtlinear-sprödes Materialverhalten

Φ	$E_{2/3}/f = 300$ bzw. $E_{1/3}/f = 322$						$E_{2/3}/f = 550$ bzw. $E_{1/3}/f = 591$					
	e/t						e/t					
h_{eff}/t	0,05	1/12	1/6	1/4	1/3	0,4	0,05	1/12	1/6	1/4	1/3	0,4
1	0,8174	0,7224	0,5364	0,4019	0,2671	0,1587	0,8178	0,7229	0,5367	0,4023	0,2678	0,1598
2	0,8155	0,7201	0,5342	0,3990	0,2627	0,1512	0,8168	0,7217	0,5355	0,4007	0,2654	0,1558
3	0,8122	0,7162	0,5306	0,3941	0,2552	0,1373	0,8150	0,7196	0,5336	0,3981	0,2614	0,1488
4	0,8074	0,7107	0,5255	0,3872	0,2442	0,1135	0,8125	0,7166	0,5308	0,3944	0,2557	0,1382
5	0,8011	0,7035	0,5188	0,3780	0,2289	0,0763	0,8092	0,7127	0,5272	0,3895	0,2480	0,1224
6	0,7932	0,6946	0,5105	0,3663	0,2078	0,0527	0,8050	0,7080	0,5228	0,3835	0,2382	0,0973
7	0,7833	0,6838	0,5004	0,3518	0,1777	0,0386	0,8001	0,7023	0,5175	0,3762	0,2258	0,0714
8	0,7715	0,6712	0,4884	0,3339	0,1379	0,0296	0,7941	0,6957	0,5114	0,3675	0,2102	0,0544
9	0,7573	0,6567	0,4743	0,3118	0,1085	0,0234	0,7872	0,6880	0,5042	0,3573	0,1900	0,0429
10	0,7406	0,6402	0,4577	0,2838	0,0877	0,0189	0,7792	0,6794	0,4961	0,3454	0,1621	0,0347
11	0,7213	0,6219	0,4384	0,2462	0,0724	0,0156	0,7700	0,6697	0,4868	0,3315	0,1339	0,0287
12	0,6993	0,6017	0,4157	0,2069	0,0608	0,0131	0,7596	0,6590	0,4764	0,3153	0,1120	0,0241
13	0,6745	0,5800	0,3886	0,1754	0,0518	0,0112	0,7479	0,6473	0,4648	0,2960	0,0953	0,0206
14	0,6472	0,5427	0,3554	0,1511	0,0447	0,0097	0,7347	0,6345	0,4517	0,2727	0,0821	0,0177
15	0,6179	0,5196	0,3138	0,1315	0,0389	0,0084	0,7200	0,6206	0,4370	0,2431	0,0715	0,0154
16	0,5871	0,4931	0,2753	0,1155	0,0342	0,0074	0,7039	0,6059	0,4204	0,2136	0,0628	0,0136
17	0,5403	0,4620	0,2432	0,1023	0,0303	0,0065	0,6862	0,5902	0,4016	0,1885	0,0557	0,0120
18	0,5108	0,4247	0,2167	0,0912	0,0270	0,0058	0,6672	0,5738	0,3799	0,1679	0,0496	0,0107
19	0,4761	0,3810	0,1943	0,0819	0,0243	0,0052	0,6468	0,5423	0,3546	0,1506	0,0445	0,0096
20	0,4344	0,3440	0,1753	0,0739	0,0219	0,0047	0,6253	0,5255	0,3242	0,1358	0,0402	0,0087
21	0,3925	0,3113	0,1590	0,0670	0,0199	0,0043	0,6029	0,5069	0,2938	0,1231	0,0365	0,0079
22	0,3577	0,2833	0,1448	0,0611	0,0181	0,0039	0,5798	0,4862	0,2669	0,1122	0,0332	0,0072
23	0,3268	0,2591	0,1325	0,0559	0,0166	0,0036	0,5411	0,4629	0,2439	0,1026	0,0304	0,0066
24	0,2998	0,2378	0,1217	0,0513	0,0152	0,0033	0,5198	0,4363	0,2238	0,0942	0,0279	0,0060
25	0,2762	0,2191	0,1121	0,0473	0,0140	0,0030	0,4959	0,4052	0,2061	0,0868	0,0257	0,0056
26	0,2553	0,2025	0,1036	0,0437	0,0130	0,0028	0,4689	0,3744	0,1905	0,0803	0,0238	0,0051
27	0,2366	0,1878	0,0961	0,0405	0,0120	0,0026	0,4376	0,3463	0,1766	0,0745	0,0221	0,0048
28	0,2200	0,1746	0,0894	0,0377	0,0112	0,0024	0,4067	0,3216	0,1642	0,0692	0,0205	0,0044
29	0,2050	0,1627	0,0833	0,0351	0,0104	0,0022	0,3782	0,2995	0,1530	0,0645	0,0191	0,0041
30	0,1916	0,1521	0,0778	0,0328	0,0097	0,0021	0,3530	0,2797	0,1430	0,0603	0,0179	0,0039

Tabelle 20 Traglastfaktoren für nichtlineares Materialverhalten mit Endentfestigung

Φ	$E_{2/3}/f = 400$ bzw. $E_{1/3}/f = 451$					
	e/t					
h_{ei}/t	0,05	1/12	1/6	1/4	1/3	0,4
1	0,8837	0,7316	0,5850	0,4384	0,2916	0,1736
2	0,8824	0,7301	0,5832	0,4359	0,2878	0,1672
3	0,8802	0,7276	0,5801	0,4317	0,2814	0,1556
4	0,8770	0,7241	0,5756	0,4258	0,2721	0,1370
5	0,8728	0,7196	0,5699	0,4180	0,2594	0,1049
6	0,8674	0,7140	0,5628	0,4081	0,2426	0,0718
7	0,8608	0,7073	0,5543	0,3960	0,2201	0,0517
8	0,8527	0,6995	0,5441	0,3814	0,1887	0,0395
9	0,8428	0,6904	0,5324	0,3638	0,1454	0,0312
10	0,8311	0,6802	0,5188	0,3426	0,1181	0,0252
11	0,8172	0,6686	0,5031	0,3164	0,0969	0,0208
12	0,8008	0,6555	0,4851	0,2830	0,0813	0,0175
13	0,7818	0,6409	0,4644	0,2374	0,0692	0,0149
14	0,7599	0,6246	0,4403	0,2025	0,0596	0,0129
15	0,7352	0,6064	0,4119	0,1766	0,0519	0,0112
16	0,7079	0,5860	0,3774	0,1546	0,0456	0,0098
17	0,6784	0,5630	0,3300	0,1367	0,0404	0,0087
18	0,6510	0,5369	0,2912	0,1218	0,0360	0,0078
19	0,5917	0,5069	0,2604	0,1093	0,0323	0,0070
20	0,5636	0,4717	0,2352	0,0986	0,0292	0,0063
21	0,5314	0,4303	0,2128	0,0894	0,0265	0,0057
22	0,4935	0,3848	0,1936	0,0814	0,0241	0,0052
23	0,4433	0,3494	0,1770	0,0745	0,0221	0,0048
24	0,4036	0,3195	0,1624	0,0684	0,0203	0,0044
25	0,3707	0,2937	0,1496	0,0631	0,0187	0,0040
26	0,3430	0,2711	0,1383	0,0583	0,0173	0,0037
27	0,3171	0,2511	0,1282	0,0541	0,0160	0,0035
28	0,2945	0,2333	0,1192	0,0503	0,0149	0,0032
29	0,2742	0,2174	0,1111	0,0468	0,0139	0,0030
30	0,2560	0,2030	0,1038	0,0438	0,0130	0,0028

Diese Tabellen sind im Zusammenhang mit den im Abschnitt 5.2 gezeigten Diagrammen gültig.

Dem Anwender obliegt es nur noch, anhand der gewählten Stein-Mörtel-Kombination das Materialverhalten von Mauerwerk einzuschätzen. Es sind dabei die Kriterien der Abschnitte 5.1 und 5.2 zu beachten. Ist dies erfolgt, kann der für den speziellen Anwendungsfall geltende Traglastfaktor Φ einer der Tabellen entnommen werden.

Die Tabellen zur Bestimmung der Traglastfaktoren können für eine praxiserichte Anwendung problemlos durch Berechnung weiterer Zwischenwerte z.B. der Exzentrizitäten ergänzt werden.

Es ist jedoch vor einer breiten Einführung der Diagramme und Tabellen zur Ermittlung der Knicksicherheit bzw. der Traglasten von vertikal beanspruchten Mauerwerkswänden eine ergänzende Parameterstudie hinsichtlich einer Überprüfung der hier angegebenen Einzelwerte notwendig. Außerdem sollte die Möglichkeit der gradlinigen Interpolation von Zwischenwerten bei der Anwendung der Traglasttabellen überprüft werden. Entsprechende Differenzen müssen auf Sicherheitsrisiken hin, gerade bei großen Exzentrizitäten und Schlankheiten, abschließend bewertet werden.

6.1.6 Querschnittstragfähigkeit bei großen Lastexzentrizitäten

Nach den im Abschnitt 4.7.3 (vgl. auch Diagramme im Anhang Abschnitt 9.6) vorgestellten Versuchsergebnissen lassen sich verschiedene Tendenzen bei der Untersuchung des Bruchverhaltens von Mauerwerk besonders unter großer Lastexzentrizitäten ableiten.

Die Näherung durch Ansatz des rechteckigen Spannungsblocks nach ENV 1996-1-1 [7] (Anhang C) mit Verwendung der charakteristischen zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k ist nicht für alle Mauerwerksarten hinreichend genau.

Mit zunehmendem Einfluss der Exzentrizität auf das Bruchverhalten muss der Ansatz der vollen charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k in Form des Spannungsblocks kritisch bewertet werden. Dies gilt vor allem für Stein-Mörtel-Kombinationen unter der Verwendung von Normalmörtel, da hierfür ein deutlicher Einfluss des Fugenmörtels auf die zentrische Mauerwerksfestigkeit besteht. Beim Einsatz von Mauerwerk in Verbindung mit Dünnbett- und Leichtmörtel sowie Mauerwerkssteinen geringerer Druckfestigkeit hat die Mörtelfestigkeit von vornherein keine so große Bedeutung auf die Berechnung des Tragwiderstandes im Versagenszustand.

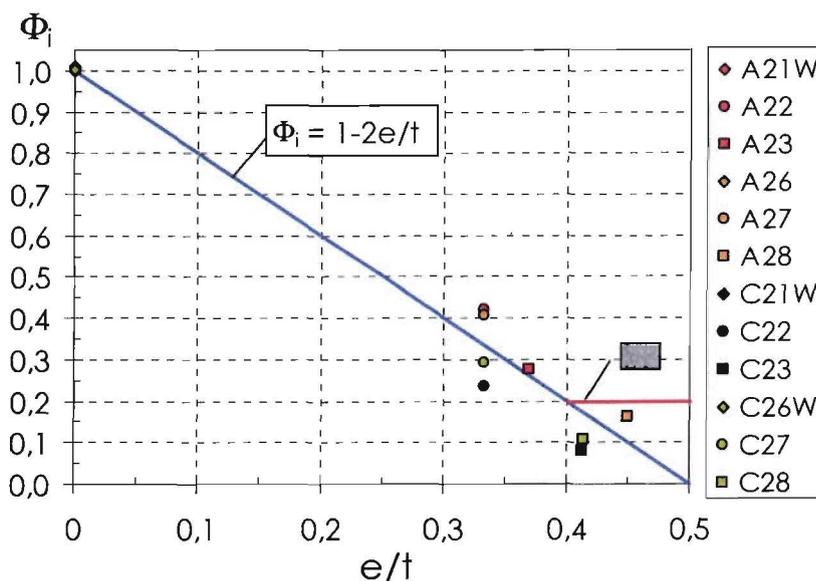


Bild 76 Vergleich der Traglastfaktoren Φ_1 für Mauerwerk aus Hochlochziegeln (A21W – A28) und Kalksandsteinen (C21W – C28) mit Normalmörtel MG I (aus Anhang Abschnitt 9.6)

Rückt die Belastung einer Mauerwerkswand an den Wandenden mehr und mehr an die Außenkante, so verliert die Spaltzugfestigkeit der Mauersteine ihren Einfluss auf die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk. Das Aufreißen der Lagerfugen über dem Wandquerschnitt verursacht somit eine neue Charakteristika des Versagenszustandes. Dieser hängt nunmehr stärker von der Mörteldruckfestigkeit als von der Spaltzugfestigkeit der Steine ab. Schwartz definiert in [63] hierfür verschiedene Brucharten, welche in der folgenden Abbildung (entnommen aus [64]) dargestellt sind.

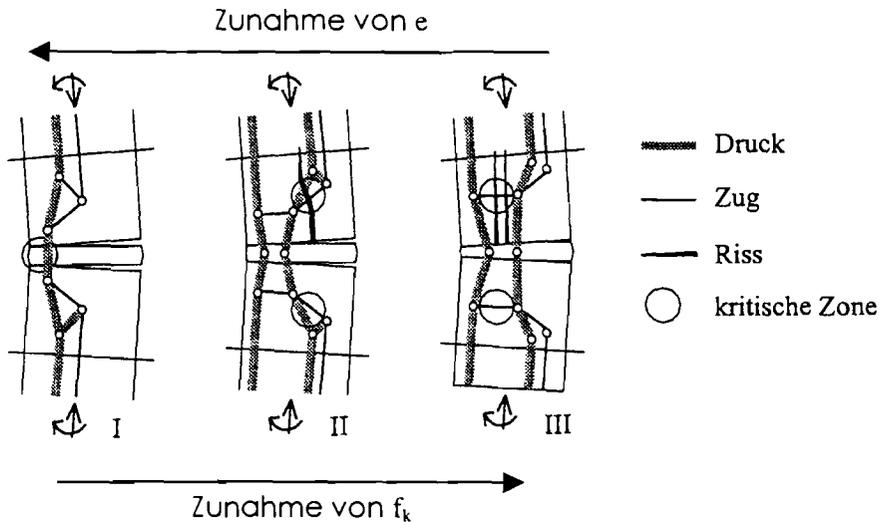


Bild 77 Brucharten in Abhängigkeit von der Exzentrizität der Belastung aus [64]

Auf Grund der geringen Größe der Druckzone im noch ungerissenen Fugenbereich und der geringen exzentrischen Tragwiderstände in Form von Normalkräften N kann die Spaltzugfestigkeit in den angeschlossenen Steinbereichen nicht mehr erreicht werden. Dies hängt jedoch wesentlich von den Steinarten und -formen sowie von den möglichen Querdehnungen der Steine und des Mörtels ab. Da die Querdehnung des Mörtels durch die angrenzenden Steine behindert wird, liegt in den plastizierten Fugenbereichen ein mehraxialer Spannungszustand vor. Daraus resultiert eine erhöhte Mörtel-druckfestigkeit, die den Betrachtungen im Bruchzustand zu Grunde gelegt werden muss.

Da derzeit keine Untersuchungsergebnisse zu den beschriebenen Vorgängen in Deutschland vorliegen, kann der festgestellte Einfluss des Fugenmörtels auf den Versagenszustand nur bei großen Lastexzentrizitäten ($e/t > 0,4$) berücksichtigt werden. Für die zwischenliegenden Kennwerte, bei Ansatz anderer Exzentrizitäten ($1/6 < e/t < 0,4$), ist derzeit der unterschiedliche Einfluss der Steine und des Mörtels auf das Bruchverhalten nicht quantitativ abschätzbar. In Verbindung mit dem Einsatz von Mauermörtel geringer Festigkeit muss der experimentell gefundene Versagenszustand in die rechnerischen Ansätze eingearbeitet werden. Als Bemessungsvorschlag kann eine Abminderung der charakteristischen Druckfestigkeit bei Ansatz des Spannungsblocks und bei einer Exzentrizität von $e/t \geq 0,4$ auf die Mörtelfestigkeit unter Berücksichtigung eines mehraxialen Spannungszustandes erfolgen. Die Erhöhung der einaxialen Druckfestigkeit des Fugenmörtels bei Ansatz eines mehraxialen Spannungszustandes wurde in Anlehnung an den Betonbau (vgl. [65]) sowie der Teilflächenpressung im Mauerwerksbau (vgl. [2]) ermittelt. Dieser Spannungszustand beruht auf der Annahme, dass eine Querdehnungsbehinderung des Mörtels infolge dem Verbund zwischen diesem und den angrenzenden Steinen in zwei Richtungen existiert.

Daraus ergibt sich folgender Rechenansatz, vergleichend zu Anhang C des EC 6 [7] (Bild C.2):

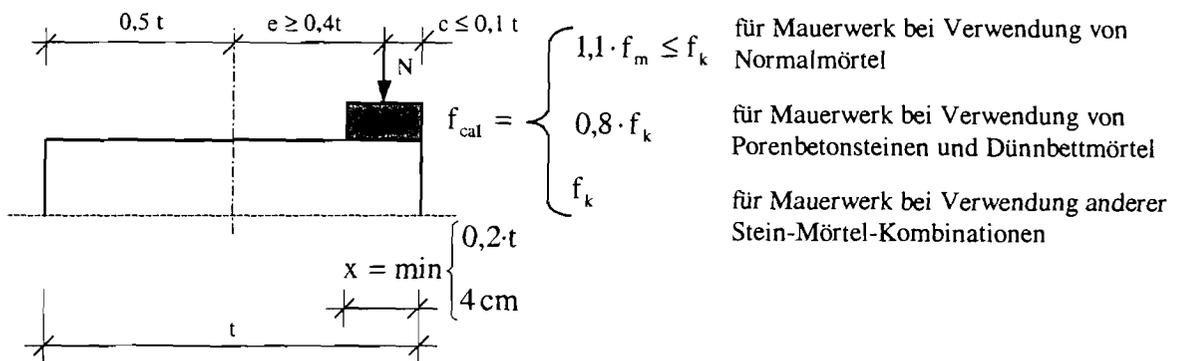


Bild 78 Ausmittlung der Bemessungslast bei Annahme des Spannungsblocks

Die Abminderung von der charakteristischen Druckfestigkeit f_k gilt vor allem für Mauerwerk aus Vollsteinen und Normalmörtel. Die Auswertung von Versuchen an Hochlochziegeln mit Mörtel MG II und MG III ergab vorerst keine bestätigenden Ergebnisse. Mögliche Ursachen sind in der ungewollten teilweisen Verfüllung der Löcher mit Mauer-
 mörtel zu sehen. Dies tritt durch Einsetzen der Ziegel in den noch ungebundenen Lager-
 fugenmörtel bzw. durch das Hineinrutschen von Mörtel in die untere Steinschicht auf.
 Damit entsteht eine gewisse Verzahnung der Lagerfuge, was letztlich zu überhöhten
 Festigkeitswerten in den Fugen führt, da der bessere Verbund zwischen Mörtelfuge und
 Stein die Haftscherfestigkeiten vergrößert. Prinzipiell darf dieser Sachverhalt einer Be-
 messung von Mauerwerk im Bruchzustand nicht zur Grunde gelegt werden, so dass für
 Mauerwerkswände aus Hochlochziegeln und Normalmörtel der vorgenannte Rechen-
 ansatz ebenfalls gelten muss.

Die Auswertung der gemessenen Risslängen in den Lagerfugen (vgl. Tabelle 41) zeigte,
 dass eine geringere Druckzonenhöhe als Ergebnis der Versuchsauswertungen im
 Gegensatz zu den nach ENV 1996-1-1 in Ansatz gebrachten Längen des Spannungs-
 blocks übrigbleiben.

Eine weitere Verkleinerung des Spannungsblocks bei einer Exzentrizität von $e/t > 0,4$
 scheint dennoch nicht sinnvoll zu sein, da sonst dessen grundsätzliche Einführung ange-
 zweifelt werden muss. Für die Auswertung der Versuche wurden die Risslängen, welche
 unmittelbar nach Erreichen des Bruchzustandes aufgenommen wurden, heran-
 gezogen. Problematisch war hierbei die nachträgliche Verdrehung der Mauersteine,
 die auf den Ausbruch von Fugenmaterial in den äußersten Fugenbereich durch Über-
 schreiten der Kantenbruchfestigkeiten zurückzuführen ist. Damit konnte die Länge des
 Restdruckbereichs nur näherungsweise ermittelt werden. Da jedoch die Absolutmaße
 nur im Bereich von wenigen Millimetern liegen, wirken sich kleine Ungenauigkeiten bei
 der Messung deutlich auf die Ergebnisse aus. Um jedoch einen ingenieurmäßig
 vernünftigen Rechenansatz gewährleisten zu können, sollte als Mindestmaß die Länge
 des Spannungsblocks mit $\min x = 4 \text{ cm}$ festgesetzt werden.

Anmerkend sei in diesem Zusammenhang auf die vorhandenen konstruktiven Möglich-
 keiten zur Lastzentrierung bei der Deckenauflagerung von Stahlbetondeckenplatten
 hingewiesen. Dazu gehört ebenfalls der Hinweis, dass bei solch großen exzentrischen
 Belastungen des Mauerwerks, vermehrt mit Rissbildungen in den Fugen zu rechnen ist.

6.2 Bewertung der ENV 1996-1-1 [6] u. [7] und Empfehlungen für die Praxis

Für die Bemessung von vertikalbeanspruchten Mauerwerkswänden ist die ausreichende Knicksicherheit über die Ermittlung eines Abminderungsfaktors der Traglasten Φ zu bestimmen.

Die einzelnen Abminderungsfaktoren $\Phi_{i,m}$ zur Berücksichtigung der Schlankheit und Ausmitte werden entsprechend der jeweiligen Nachweisstelle (Wandkopf, -fuß oder im mittleren Fünftel der Wandhöhe) in der ENV 1996-1-1 (vgl. Abschnitt 2.3) angegeben.

Im mittleren Fünftel der Wand wird der traglastmindernde Einfluss der Schlankheit zusätzlich zu dem der Exzentrizität berücksichtigt (Nachweis ausreichender Knicksicherheit). Die Bestimmung des entsprechenden Traglastfaktors Φ_m basiert auf dem von *Kirtschig* [41], [42], [43] u. [44] entwickelten Traglastverfahren (vgl. Abschnitt 3.3.1). Es wird hierfür das Werkstoffverhalten durch eine quadratische Parabel beschrieben (vgl. Abschnitt 3.2.3). Für den Elastizitätsmodul E_0 im Ursprung der Spannungs-Dehnungs-Kennlinie darf nach ENV 1996-1-1 näherungsweise von $E_0 = 1000 \cdot f_k$ für alle Mauerwerksarten ausgegangen werden. Hierfür wird im Haupttext der ENV 1996-1-1 ein Diagramm mit entsprechenden Traglastkurven dem Normanwender zur Verfügung gestellt. Dieser Abschnitt galt bis dato normativ und ist demnach als verbindliche Bemessungsgrundlage anzusehen.

Im Anhang A1 der ENV 1996-1-1 ist jedoch auch eine Formulierung zur Berücksichtigung variabler Verhältnisse E_0/f_k aufgeführt. Daraus resultieren unter Beachtung eines variablen Verhältnisses E_0/f_k die im Abschnitt 2.3 angegebenen Berechnungsgleichungen (vgl. Gl. (12) - (15)).

Für die Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit bzw. bei maßgebendem Materialversagen ist allerdings statt der quadratischen Parabelgleichung ein rechteckförmiger Spannungskörper zur Repräsentation des Materialverhaltens (gilt als stark vereinfachte Rechenannahme) verwendet worden. Dies spiegelt sich im Anteil A_1 zur Abminderung der Traglasten wieder (vgl. hierzu auch Abschnitt 2.3, Bild 6).

$$(128) \quad \Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad \text{mit}$$

$$(129) \quad A_1 = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mi} + e_\phi}{t} \right)$$

Kirtschig hat die Grundlagen für die Anwendung entsprechender Berechnungsgleichungen in der ENV 1996-1-1 geschaffen (vgl. Abschnitte 3.2.3, 3.3.1 und 5.4). Dabei ist besonders der Ansatz zur Berücksichtigung des Materialverhaltens von Mauerwerk bei der Ermittlung der Traglasten interessant. Gerade das Verhältnis E_0/f_k hat einen sehr wesentlichen Einfluss auf die Größe der Traglasten und damit auf die Tragfähigkeit einer vertikal beanspruchten Mauerwerkswand.

Anhand von experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Kurven hat *Kirtschig* eine für alle Mauerwerksarten einheitliche Beschreibung des charakteristischen Materialverhaltens bestimmt. Er ging dabei von der Gültigkeit einer im Abschnitt 3.2.3 beschriebenen quadratischen Parabelgleichung aus und ermittelte so näherungsweise ein Elastizitätsmodulverhältnis von $E_0/f_k = 1000$.

Folgend nutzte er das von *Haller* aufgestellte Verfahren zur Ermittlung von Traglasten unter Berücksichtigung der Exzentrizität der Belastung, der Wandschlankheit und dem Ansatz eines ungerissenen bzw. gerissenen Querschnitts (vgl. Abschnitt 3.3.1). Als Ergebnis stellte *Kirtschig* die nunmehr in der ENV 1996-1-1 verwendeten Berechnungsgleichungen zur Bestimmung der Traglastfaktoren Φ_m auf (vgl. Abschnitt 2.3).

Einer der Hauptkritikpunkte an der Vorgehensweise zur Ermittlung der Abminderungsfaktoren der Traglasten nach der ENV 1996-1-1 ist der Ansatz des allgemein gültigen Elastizitätsmoduls mit dem Verhältnis $E_v/f_k = 1000$. Die Auswertung von zahlreichen Versuchen und auch theoretischen Analysen im Rahmen dieses Forschungsvorhabens zeigten, dass der Ansatz des auf die Druckfestigkeit bezogenen Elastizitätsmoduls den wesentlichsten Einfluss auf die Größe der zur bestimmenden Traglast und damit der Tragfähigkeit eine vertikal beanspruchten Mauerwerkswand hat. Der in der ENV 1996-1-1 angegebene Wert von $E_v/f_k = 1000$ ist für die Mehrzahl der im Mauerwerksbau verwendeten Stein-Mörtel-Kombinationen zu hoch. Dies ist anhand der von den experimentellen Ergebnissen abgeleiteten Elastizitätsmodulwerte belegbar. Entsprechende Analysen und Aussagen sind dem Abschnitt 4.7.2.4 (speziell Tabelle 17) zu entnehmen.

Ursprung dieser Annahme ist die von *Kirtschig* verwendete Parabelgleichung zur Beschreibung des Materialverhaltens von Mauerwerk (vgl. hierzu Abschnitt 3.2.3, Gl. (16)). Die Auswertung eigener Experimente wies jedoch deutliche Unterschiede hierzu auf. Fortführende Erläuterungen enthält dazu der Abschnitt 3.2.5. Die Beispiele der im Experiment ermittelten Materialkennlinien zeigen, dass das von *Kirtschig* für alle Mauerwerksarten geltende Werkstoffgesetz nach Gl. (16) nicht als allgemein gültig vorausgesetzt werden kann.

Die Auswirkungen der geringeren Elastizitätsmodulwerte soll anhand der folgenden zwei Diagramme aufgezeigt werden. Es sind hier vergleichend die Traglastkurven basierend auf den Berechnungsgleichungen nach der ENV 1996-1-1 (vgl. Gl. (12) - (15)) mit dem tatsächlichen Verhältniswert E_v/f und dem allgemeinen Ansatz von $E_v/f_k = 1000$ dargestellt. Anhand der Versuchsauswertung nach Abschnitt 4.6 lassen sich nachfolgende zwei Beispiele angeben:

- für Mauerwerk aus Kalksandsteinen und Normalmörtel MG II (Versuch C 2 1 W) gilt:
 $f = 12,845 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{mI} = 5,575 \text{ mm/m}$
 $E_v/f = 359$
- für Mauerwerk aus Hochlochziegeln mit Normalmörtel MG II (vgl. A 2 1 W) gilt:
 $f = 7,674 \text{ N/mm}^2$ $\varepsilon_{mI} = 2,576 \text{ mm/m}$
 $E_v/f = 776$

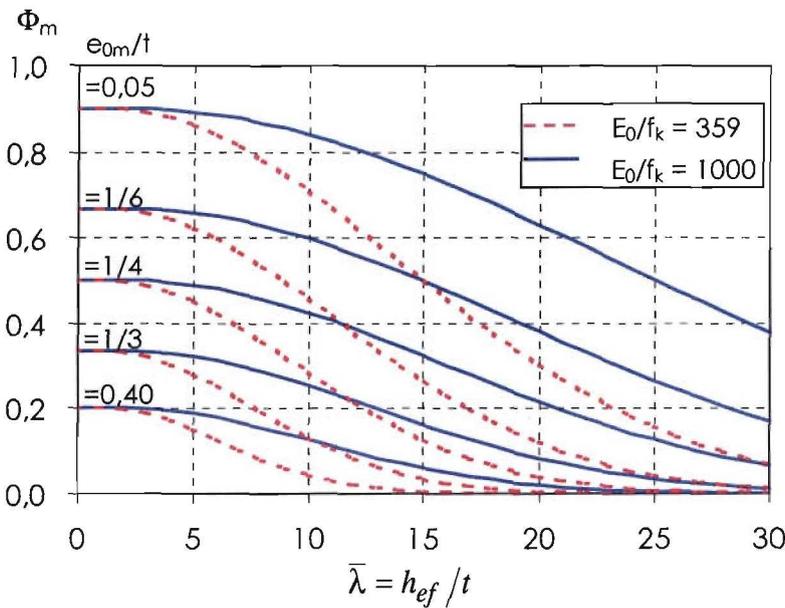


Bild 79 Abminderungsfaktoren im Vergleich für Mauerwerk aus Kalksandsteinen mit Normalmörtel MG II (Grundlage Versuch C 2 1 W)

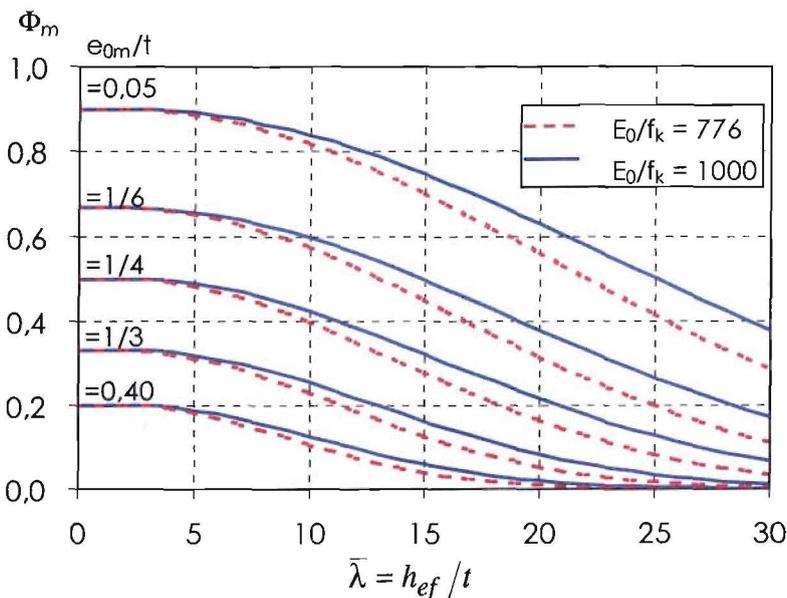


Bild 80 Abminderungsfaktoren im Vergleich für Mauerwerk aus Hochlochziegeln mit Normalmörtel MG II (Grundlage Versuch A 2 1 W)

Es sind sehr deutlich die Verminderungen der Traglasten infolge des geringeren Elastizitätsmodulwertes ablesbar. Kaum eine der experimentell geprüften Stein-Mörtel-Kombination hat als Rechenwert für den Tangentenmodul das Verhältnis $E_0/f_k = 1000$

erreicht (vgl. hierzu Tabelle 17). Es muss daher davon ausgegangen werden, dass mit dem in der ENV 1996-1-1 verallgemeinerten Ansatz von $E_0/f_k = 1000$ für eine Reihe von verschiedenen Mauerwerksarten zu hohe Traglasten als Tragwiderstand beim Nachweis der Knicksicherheit ermittelt werden. Damit besteht bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsgleichungen für $E_0/f_k = 1000$ ein z.T. erhebliches Sicherheitsrisiko (vgl. Bild 79). Dies ist auch bereits anhand der Versuchsauswertungen im Abschnitt 4.7.5 postuliert worden.

Es wird auf Grund der festgestellten Differenzen zwischen den nach ENV 1996-1-1 berechneten und anhand von experimentellen Kennwerten ermittelten Traglastkurven eine Veränderung im Normtext der ENV 1996-1-1 vorgeschlagen.

Statt dem üblichen Ansatz von $E_0/f_k = 1000$ sollte ein Wert von $E_0/f_k = 700$ verwendet werden. D.h., wenn keine gesonderten Untersuchungen oder Angaben zur Druckfestigkeit und dem entsprechenden Elastizitätsmodulverhältnis vorliegen, kann verallgemeinert mit $E_0/f_k = 700$ der Abminderungsfaktor Φ_m bestimmt werden.

Hierfür lässt vergleichend sich folgendes Traglastdiagramm erstellen:

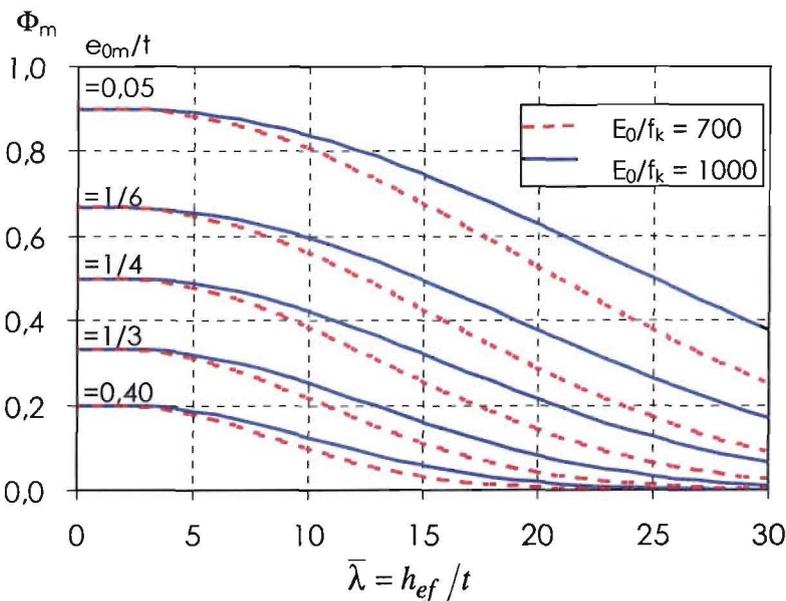


Bild 81 Abminderungsfaktoren im Vergleich für $E_0/f_k = 1000$ und $E_0/f_k = 700$

Es sollte dennoch deutlich daraufhingewiesen werden, dass dieser Ansatz lediglich als grobe Näherung bei der Bemessung von Mauerwerk dienen kann. Gerade für Mauerwerk in Verbindung mit Mörtel geringer Druckfestigkeiten (z.B.: Normalmörtel MG I und II) ergeben sich sehr viel geringere Elastizitätsmodulwerte, so dass auch die Werte der Abminderungsfaktoren deutlich unter den hier angegebenen liegen. Deswegen wird weiterhin vorgeschlagen die für das Verhältnis von $E_0/f_k = 1000$ im Anhang der ENV 1996-1-1 aufgeführten vereinfachten Berechnungsgleichungen zu streichen und lediglich die Gleichungen (12) - (15) (vgl. Abschnitt 2.3) dem Anwender zur Verfügung zu stellen. Damit wird gleichzeitig die Wichtigkeit über eine möglichst zutreffende Annahme vom bezogenen Elastizitätsmodul E_0/f_k verdeutlicht.

Die wirklichkeitsnahe Beschreibung des Materialverhaltens von Mauerwerk spielt vor allem bei der Ermittlung der Traglasten mit geringer bis mittlerer Exzentrizitäten eine Rolle. Dies zeigt im Wesentlichen das Bild 27 im Abschnitt 3.3.4.2. Damit stellen sich die Auswirkungen besonders für den Bereich des Materialversagens dar. Die Auswertung der Experimente bestätigt dies und kann mit dem im Abschnitt 4.7.5 aufgezeigten Beispielen belegt werden. Sofern bei der Durchführung der Versuche keine rechnerisch unberücksichtigten Faktoren, wie z.B. die Zugfestigkeit von verschiedenen Mauerwerksarten, die Ergebnisse beeinflussen, ist dieser Sachverhalt belegbar. D.h., mit zunehmender Nichtlinearität und damit Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Funktionen steigen auch die Traglasten. Dabei wird allerdings in keinem Fall ein volles Rechteck als Spannungskörper der Materialkennlinien erreicht. Die Implementierung einer wirklichkeitsnahen Beschreibung des Materialverhaltens von Mauerwerk in die bestehenden Berechnungsgleichungen der ENV 1996-1-1 (vgl. Abschnitt 2.3) ist nicht ohne Weiteres möglich. Hierfür müssten neue, anhand der Traglastkurven unter Berücksichtigung des im Abschnitt 3.2.4 eingeführten Materialgesetzes und dessen Anwendung für die verschiedenen auftretenden Materialkennlinien der unterschiedlichen Stein-Mörtel-Kombinationen, approximierte Berechnungsgleichungen bestimmt werden. Dies bedingt jedoch vorerst eine Zusammenfassung der typischen Werkstoffkennlinien für verschiedene Mauerwerksarten. Dies ist bereits im Rahmen dieses Forschungsvorhabens auf der Grundlage der eigenen Versuchsergebnisse durchgeführt worden. So lassen die sich im Abschnitt 5.1 vorgestellten Klassen für Mauerwerk bestimmen. Nunmehr bedarf es einer weiterführenden Parameterstudie zur Ermittlung der für die Approximation verschiedener Mauerwerksklassifizierungen entsprechenden Traglastkurven. Hierzu ist ebenfalls eine erste Einordnung anhand dem Verhältniswert E/f erfolgt. Repräsentative Traglastkurven sind im Abschnitt 5.2 dargestellt.

Diese werden des Weiteren zum Vergleich mit den anhand der ENV 1996-1-1 ermittelten Traglastfaktoren (vgl. Abschnitt 2.3) herangezogen.

- linear-elastisches Materialverhalten

mit $c = 1,00$ $n = 1,00$
 $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,75$

$E_{2/3} / f = 135$ entspricht $E_0 / f = E_{1/3} / f = 135$

und $E_{2/3} / f = 1300$ entspricht $E_0 / f = E_{1/3} / f = 1300$

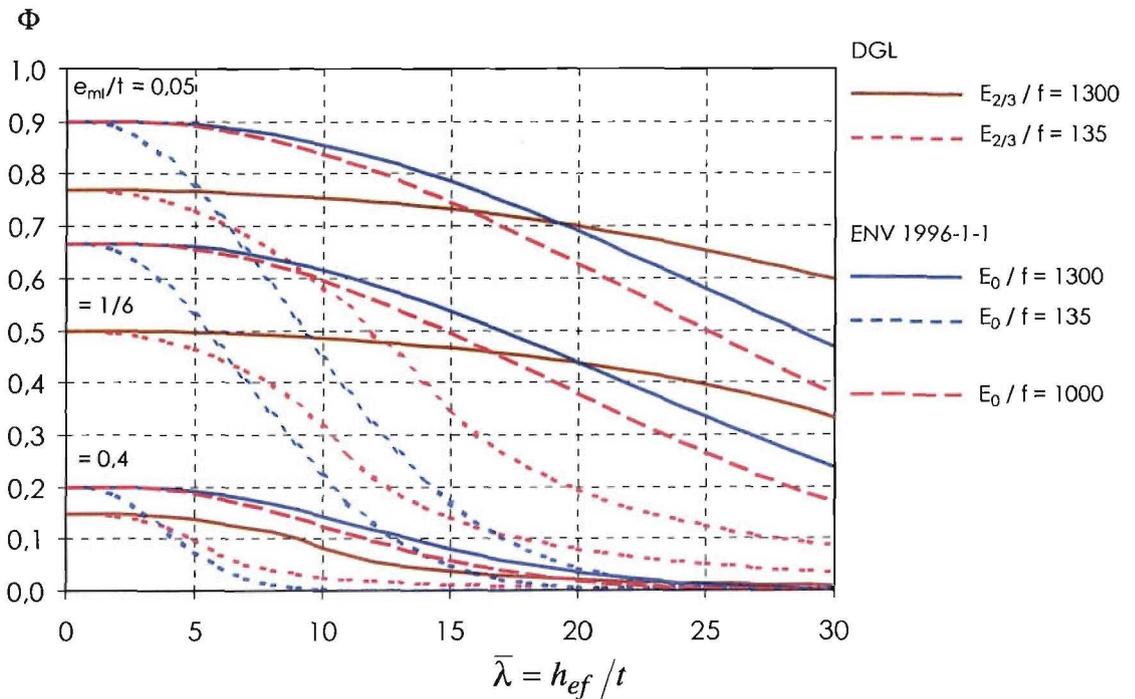


Bild 82 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der exakten Lösung (DGL) und der Lösung nach ENV 1996-1-1 für linear-elastisches Materialverhalten

- nichtlinear-sprödes Materialverhalten

mit $c = 1,3$ $n = 2,50$
 $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,80 - 0,85$
 $E_{2/3} / f = 300$ entspricht $E_{1/3} / f = 322$ bzw. $E_0 / f = 333$
 und $E_{2/3} / f = 550$ entspricht $E_{1/3} / f = 591$ bzw. $E_0 / f = 611$

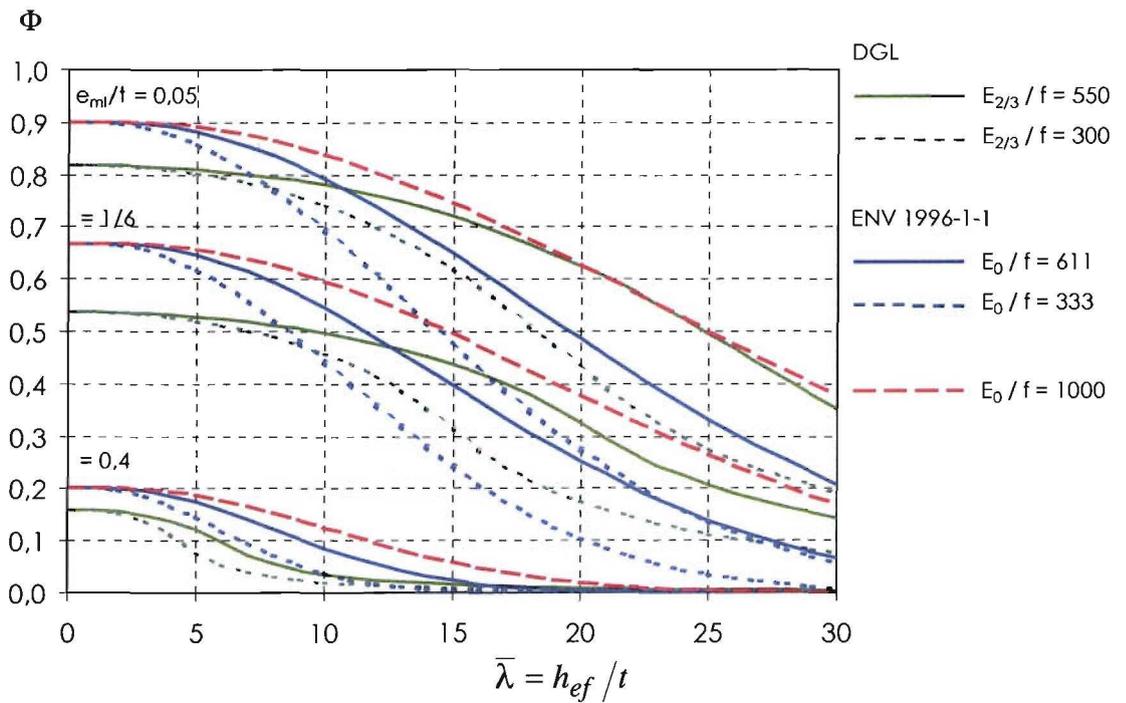


Bild 83 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der exakten Lösung (DGL) und der Lösung nach ENV 1996-1-1 für nichtlinear-sprödes Materialverhalten

- nichtlinear-duktilen Materialverhalten (Endentfestigung)

mit $c = 1,8$ $n = 2,20$
 $\alpha_{R,max} / 2 k_{a,max} = 0,80 - 0,85$
 $E_{2/3} / f = 400$ entspricht $E_{1/3} / f = 451$ bzw. $E_0 / f = 482$

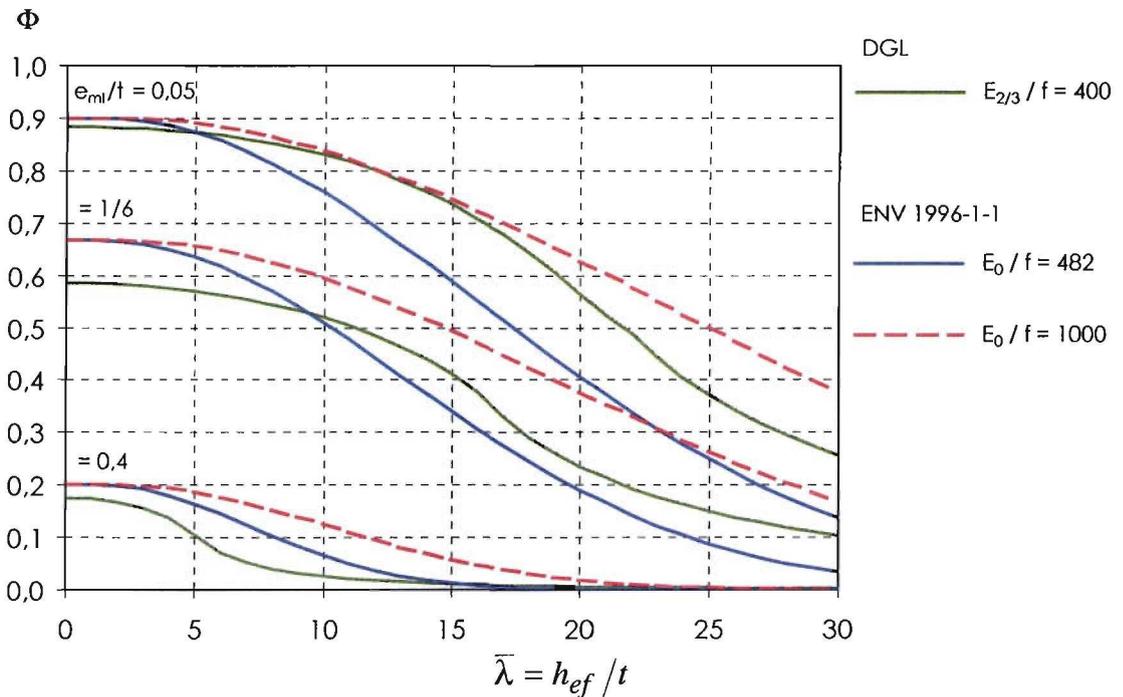


Bild 84 Vergleich der Traglastfaktoren zwischen der exakten Lösung (DGL) und der Lösung nach ENV 1996-1-1 für nichtlinear-duktilen Materialverhalten

Deutliche Unterschiede in den Verläufen der Traglastkurven sind bei allen Klassifizierungen festzustellen. Besonders im Bereich des Materialversagens, d.h. bei geringen Ausmitten und Schlankheiten, sind die Differenzen zwischen den beiden Berechnungsmethoden sehr groß. Die Anwendung der ENV 1996-1-1 liefert im Materialversagensbereich größere Traglastfaktoren und damit rechnerische Tragfähigkeiten der Wände als dies mit dem theoretisch, exakten Lösungsverfahren auf Basis der Differentialgleichung nach Abschnitt 3.3.2 möglich war. Dies kann im Wesentlichen auf den Ansatz eines rechteckförmigen Spannungsblocs zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit nach ENV 1996-1-1 zurückgeführt werden (vgl. Abschnitt 2.3). Auch im Stabilitätsversagensfall, also bei großen Ausmitten bzw. Schlankheiten, zeigen die Werte der Traglastfaktoren Unterschiede. Allerdings tritt hierfür eine Umkehrung auf. Bestätigt werden diese Feststellungen ebenfalls durch die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen. Entsprechende Erläuterungen sind bereits im Abschnitt 4.7.5 enthalten.

Die Anwendung des pauschalen Ansatzes des Elastizitätsmodulverhältnisses von $E_0/f = 1000$ nach der ENV 1996-1-1 stellt für fast alle Mauerwerksarten ein „Sicherheitsrisiko“ dar. Dies ist auf die Überschätzung der Biegesteifigkeit der Wand

sowohl für den ungerissenen als auch gerissenen Wandquerschnitt zurückzuführen. Deren Einfluss bei der Ermittlung der Traglasten vertikalbeanspruchter Mauerwerkswände ist, wie bereits im Abschnitt 3.3.3 dargelegt wurde, sehr wesentlich. Die tatsächlichen Rechenwerte des Elastizitätsmoduls liegen für die Mehrzahl aller im Rahmen dieses Forschungsprojektes experimentell untersuchten Stein-Mörtel-Kombinationen deutlich unter dem in der ENV 1996-1-1 vorgeschlagenen Rechenwert von $E_{\sigma/f} = 1000$ (vgl. hierzu Abschnitt 4.7.2.4 bzw. Tabelle 17).

Generell kann jedoch nicht von einem Sicherheitsrisiko bei Anwendung der ENV 1996-1-1 zur Ermittlung der Traglasten von Mauerwerkswänden gesprochen werden, sofern der von der Mauerwerksart abhängige Rechenwert des Elastizitätsmoduls verwendet wird (vgl. Abschnitt 2.3, Gl. (11) - (15)). Selbst im Materialversagensbereich, wo auf Grund der stark vereinfachten Rechenannahme z.T. deutlich größere Tragfähigkeiten rechnerisch bestimmt werden, als dies mit den Anwendung des Lösungsverfahrens der Differentialgleichung der Fall ist, weisen Versuchsergebnisse teilweise diese Erhöhungen auf. Allerdings soll damit die Anwendung des Spannungsblocks auf Basis der ENV 1996-1-1 nicht legitimiert werden. Es sind hierfür andere materialbedingte Einflüsse heranzuziehen, die diese Ergebnisse verursachen. Dies sind zum einen die unberücksichtigten Zugfestigkeiten senkrecht zur Lagerfuge, welche gerade bei der Verwendung von Hochlochziegeln und Normalmörtel bzw. Leichtmörtel oder auch bei der generellen Anwendung von Plansteinen mit Dünnbettmörtel auftreten. Nur so lassen sich die im Versuch festgestellten erhöhten Querschnittstragfähigkeiten erklären (vgl. Abschnitt 4.7 bzw. Anhang Abschnitt 9.6 und 9.7). Zum anderen liefert die gesamte Bemessungsmethodik der ENV 1996-1-1 weitere bisher unberücksichtigte Tragreserven. Die Berechnung der entsprechenden Biegemomentenbeanspruchungen von tragenden Mauerwerkswänden am Wand-Decken-Knoten ist mit dem in der ENV 1996-1-1 vorgeschlagenen Näherungsverfahren (vgl. ENV 1996-1-1, Anhang C) sehr grob. Es werden auf Grund des Ansatzes ungerissener Wandquerschnitte deutlich zu große Biegemomente als Belastung der Mauerwerkswände rechnerisch bestimmt. Eigene Untersuchungen in [25] haben jedoch gezeigt, dass mit dem Aufreißen des Querschnitts die Übertragung der Biegemomente am Knoten stark verringert werden. Damit ergeben sich ebenfalls deutlich geringere Anfangsexzentrizitäten. Daraus lassen sich wiederum höhere Traglasten für die Mauerwerkswände bestimmen.

Dennoch sollte eine differenziertere Betrachtung zur Bestimmung der Tragfähigkeit vertikal beanspruchter Wände zukünftig vollzogen werden. Die Vermengung der genannten Einflüsse in einem Bemessungskonzept ist nicht nachvollziehbar. Sollten im Laufe der Überarbeitung der Rechenmodelle wirklichkeitsnahe Betrachtungen zur Anwendung gebracht werden, dann ist die ENV 1996-1-1 gerade hinsichtlich der Bestimmung der Querschnittstragfähigkeiten zu verifizieren. Andernfalls sind Sicherheitslücken bei der Bemessung von Mauerwerk nicht auszuschließen. Für die Beurteilung der Knicksicherheit von Mauerwerk wird mit diesem Forschungsbericht ein solches wirklichkeitsnahes Lösungsverfahren vorgestellt. Der Ansatz des Spannungsblocks entspricht nicht dem realen Materialverhalten von Mauerwerk. Vorschläge zu einer verbesserten Betrachtungsweise sind dem Abschnitt 5 zu entnehmen.

Die der ENV 1996-1-1 zur Grunde liegende Methodik der Approximation der Traglastkurven wurde im Abschnitt 5.4 vorgestellt und analysiert. Die Bestimmung der

Parameter a und b in der Gl. (121) ist hierfür eine notwendige Voraussetzung. Der prinzipielle Weg der Herleitung in Form der Berechnungsgleichungen nach der ENV 1996-1-1 ist damit aufgezeigt. Allerdings gelingt es nicht eine allgemeingültige Formulierung unter der Beachtung der wirklichkeitsnahen Materialbeschreibungen zu finden. Es wird daher für eine zukünftige Umsetzung der neu gewonnenen Erkenntnisse die Anwendung eigens dafür aufgestellter Traglasttabellen vorgeschlagen (vgl. Abschnitt 6.1.5). Ein solcher Änderungsvorschlag würde im Rahmen der Überarbeitung der ENV 1996-1-1 jedoch zu einer tiefgreifenden Veränderung der Norm führen. Eine breite Zustimmung seitens der europäischen Teilnehmer ist derzeit nicht zu erwarten, so dass vorerst eine Einführung dieser Traglasttabellen bei der Erarbeitung einer neuen Bemessungsvorschrift für Mauerwerk in Deutschland Berücksichtigung finden sollte.

Anhand der Auswertung der durchgeführten Versuchen an Kleinprüfkörpern unter stark exzentrischer Belastung stellte sich heraus, dass bei weichen Mörteln das Versagen eher eintritt, als bei Ansatz des Spannungsblockes zu erwarten ist (vgl. hierzu Abschnitt 4.7.3 und 6.1.6 sowie Diagramme im Anhang Abschnitt 9.6). Die in der ENV 1996-1-1 vorhandene Möglichkeit (vgl. ENV 1996-1-1, Anhang C), den Spannungsblock mit konstanter Breite bei Exzentrizitäten $e/t > 0,4$ anzusetzen, bedarf einer Modifizierung. Hierbei ist statt der zentrischen Mauerwerksdruckfestigkeit f_k von einer z.T. stark reduzierten maßgebenden Bemessungsdruckfestigkeit f_{cal} auszugehen. Ebenfalls ist die Länge der Druckzone, also des Spannungsblockes für dicke Wände stärker zu begrenzen, da sich andernfalls zu hohe rechnerische Tragfähigkeiten bei großen Lastexzentrizitäten ermitteln lassen. Entsprechende Erläuterungen dazu sind bereits im Abschnitt 6.1.6 enthalten. Die ENV 1996-1-1 stellt ohne die Berücksichtigung der Änderungsvorschläge für diesen Anwendungsbereich ein Sicherheitsrisiko dar.

Ein entsprechender Vorschlag wurde zur Modifizierung der ENV 1996-1-1 unterbreitet und dem SC 6 übergeben. In den Fachdiskussionen wurde dann die Dämpfung des Problems durch eine begrenzte Verdrehbarkeit der Deckenplatte an Wandkopf und -fuß hervorgebracht. Dieses Phänomen war nicht Gegenstand des Vorhabens und muss ggf. weitergehend noch betrachtet werden. Es wird derzeit als Gegenargument für die vorgeschlagene Veränderung gebraucht. Die Verfasser des Berichtes können diesem Argument nicht folgen, da prinzipiell gegen den Bruchzustand abgesichert wird und damit die Deckenverdrehungen in diesem Zustand maßgebend sind.

7 Fazit

7.1 Gegenwärtiger Stand

Prinzipiell werden mit dieser Forschungsarbeit erstmalig und in zusammenhängender Darstellungsweise die theoretischen Grundlagen der ENV 1996-1-1 [6] bzw. [7] für den Nachweis der Standsicherheit vertikal beanspruchter Wände aus Mauerwerk vorgestellt. Die einzelnen Ansätze, Bedingungen und Gleichungen sind in diesem Bericht enthalten, ihre Ursprünge wurden offen gelegt und für verschiedene Anwendungsparameter vergleichend ausgewertet.

Des Weiteren wurde auf der Basis der Lösung der Differentialgleichung ein neues unabhängiges Berechnungsverfahren zur Traglastbestimmung unter dem Ansatz eines wirklichkeitsnahen, nichtlinearen Materialverhaltens erarbeitet worden. Dieses Lösungsverfahren kann für alle unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Kennlinien angewendet werden. Es stellt somit eine Vergleichsbasis für alle bereits existierenden Berechnungsverfahren sowie für die Auswertung experimentell ermittelter Traglasten dar. Die Regelungen der ENV 1996-1-1 [7] konnten so unabhängig überprüft werden.

Mit den bisher erlangten Arbeitsergebnissen haben sich experimentell und theoretisch die zum Zeitpunkt der Beantragung aufgestellten Hypothesen

- zum Spannungsblock und
- zur Reduzierung der Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden bei größeren Exzentrizitäten der Belastung

bestätigt. Es konnte damit eine wissenschaftliche Abrundung des Knickproblems von Mauerwerksbauteilen erreicht werden. Dabei wurde auf die bisher im Mauerwerksbau übliche Vorgehensweise zurückgegriffen. Als wesentliche Ergebnisse sind die nunmehr vorliegende Lösung der Differentialgleichung für die wirklichkeitsnahe Ermittlung von Traglasten unter Berücksichtigung der Theorie II. Ordnung, experimentelle Klärungen zu den exzentrischen Bruchvorgängen und die Ergebnisse aus dem Vergleich der unterschiedlichen Materialkennlinien hervorzuheben. Es konnte Klarheit in die theoretischen Grundlagen der Knickabminderung nach der ENV 1996-1-1 [7] und die Anwendung des Spannungs-Rechtecks gebracht werden.

Die Ergebnisse sind die Grundlage einerseits für die zukünftige Ausschaltung von Sicherheitsrisiken beim Übergang auf die Methode der Grenzzustände unter Verwendung von Teilsicherheitsfaktoren und andererseits für die effektive Einwirkung auf die Anpassung der ENV 1996-1-1 [7] bzw. anderer Normgrundlagen (DIN 1053-100) an die neueren Erkenntnisse.

Sicherheitsrisiken bei der Anwendung der ENV 1996-1-1 [7] zur Bestimmung der Traglasten von vertikal beanspruchten Mauerwerkswänden bestehen nicht generell (vgl. Abschnitt 6.2). Allerdings haben die theoretischen und experimentellen Analysen gezeigt, dass bei der Verwendung von Vollsteinen und Normalmörtel geringer bis mittlerer Druckfestigkeit (MG I / II) als Wandbaustoff die Traglasten nach ENV 1996-1-1 [7] überschätzt werden und damit das Berechnungsverfahren auf der unsicheren Seite liegende Werte liefert. Dies kann gleichbedeutend auch auf die Anwendung der

DIN 1053-1 [2] bezogen werden, da mit der eingeführten Erhöhung der Kantenbruchfestigkeit um den Faktor $4/3$ das gleiche Resultat wie nach ENV 1996-1-1 [7] erzielt wird (vgl. Abschnitte 2.2 und 2.3). Hierfür ergibt sich der Ansatz eines Spannungs-Rechtecks als Idealisierung der Materialkennlinie zur Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit, d.h. ohne Berücksichtigung des Einflusses der Schlankheit. Dies steht im Widerspruch zum tatsächlichen Materialverhalten. Nachgewiesen wurde dieser Sachverhalt anhand der Auswertung entsprechender experimenteller Untersuchungen (vgl. Abschnitt 4.7.3) sowie des Vergleiches zu den theoretischer Analysen (vgl. Abschnitt 4.7.5). Zu Schäden hat dies jedoch in der Vergangenheit im baupraktischen Einsatz eines solchen Mauerwerks nicht oder nur im sehr geringen Umfang geführt. Dafür lassen sich zwei sehr wesentliche Erklärungen finden.

Zum einen bleibt bei allen Betrachtungen bis dato die Zugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zur Lagerfuge gänzlich unberücksichtigt. Bei auftretenden Zugspannungen wird stets ein Aufreißen des Wandquerschnitts in den Lagerfugen angenommen. Für die Ermittlung der Traglasten knickgefährdeter Wände hat dieser Sachverhalt großen Einfluss auf die Größe der Biegesteifigkeit, welche sich wiederum sehr deutlich auf die Werte der Traglasten auswirkt. Für bestimmte Mauerwerksarten existieren jedoch dementsprechende Zugfestigkeiten. Dies ist entweder auf die Verkrallung des Lagerfugenmörtels z.B. in Hochlochziegeln oder auf die Haftzugfestigkeiten des Dünnbettmörtels zurückzuführen. Hieraus ergeben sich erhöhte Querschnittstragfähigkeiten, die mit unter auch den Ansatz des nach ENV 1996-1-1 [7] definierten Spannungsblocs experimentell bestätigen würden (vgl. hierzu Anhang Abschnitt 9.6.1). Allerdings kann dies nicht als wirklichkeitsnahe Betrachtungsweise gelten, vielmehr handelt es sich hierbei um eine unberücksichtigte bzw. unerschlossene Tragreserve von Mauerwerk.

Weiterhin liefert auch die Berechnung der Biegemomente am Wand-Decken-Knoten nach den im Anhang C der ENV 1996-1-1 vorgestellten Berechnungsverfahren zu hohe Werte. Damit werden an den Wandenden zu große rechnerische Lastexzentrizitäten ermittelt. Tatsächlich sind infolge des Aufreißen des Wandquerschnitts veränderte Steifigkeitsverhältnisse maßgebend, was letztlich zu einer verminderten Übertragung von Biegemomenten in die Mauerwerkswand führt. Dies hat bereits die Auswertung eines eigens dafür durchgeführten Tastversuches bestätigt (vgl. [25]). Auf Grund dessen existiert für den Fall der Rissbildung am Wand-Decken-Knoten eine weitere bis dato rechnerisch unberücksichtigte Tragreserve.

Beide Faktoren sollten jedoch nicht zu dem Schluss führen, das die Einführung einer wirklichkeitsnahen Berechnung von Traglasten gegenüber den Regelungen der ENV 1996-1-1 [7] mit einer Absenkung der Widerstandsgrößen verbunden ist. Zukünftig sollte daran gearbeitet werden, die genannten Einflüsse von der Ermittlung der Traglasten zu entkoppeln. Die Gültigkeit des anhand dieses Forschungsvorhabens vorgestellten Lösungsweges zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Tragfähigkeit für vertikal beanspruchtes Mauerwerk wird dadurch nicht in Frage gestellt.

Als Resultat der vorgebrachten Differenzstandpunkte zur Anwendung der ENV 1996-1-1 [7] konnte folgende Änderung der Norm bewirkt werden. Die Ermittlung der Traglastfaktoren zur Bestimmung der vertikalen Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden war in der ursprünglichen Fassung der ENV 1996-1-1 [6] bzw. [7] verbindlich vorgeschrieben. Im Abschnitt 2.3 wurden die enthaltenen Regelungen und Berechnungsgleichungen aufgeführt und erläutert. Zukünftig wird jedoch auf Grund der in dieser Forschungsarbeit

vorgestellten Resultate die Umwandlung der Traglastfaktorenermittlung vom normativen in informativen Status geändert. Damit steht einer weiteren Anpassung der Regelungen durch die einzelnen Teilnehmerstaaten nichts mehr im Weg. Für Deutschland bietet sich nunmehr die Möglichkeit auch zu einem späteren Zeitpunkt eine veränderte Ermittlung der Traglastfaktoren in die Norm einführen zu können. Beachtet man die vorgenannten Sachverhalte vor allen mit dem Hinweis auf die Berechnungen der Biegemomente am Wand-Decken-Knoten und zusätzlich dem Sachverhalt, dass das in der ENV 1996-1-1 [7] aufgeführte Näherungsverfahren zu deren Berechnung nunmehr ebenfalls informativen Charakter trägt, so besteht zukünftig weiterhin die Möglichkeit der Einführung eines wirklichkeitsnahen Berechnungsverfahrens der Traglasten. Diese Forschungsarbeit stellt hierfür eine wesentliche Grundlage dar. Erstmals wurden Traglasten wirklichkeitsnah ermittelt. Es können alle denkbaren Mauerwerksarten rechnerisch bewertet werden. Die entsprechenden Traglastfaktoren können in verschiedenen Formen, z.B. anhand von Diagrammen oder Tabellen für unterschiedliche Materialbedingungen angegeben werden.

7.2 Wertung und Hinweise zu weiterführenden Untersuchungen

Mit dem Forschungsvorhaben konnte das Knickverhalten von Mauerwerk auf den aktuellen Stand im Hinblick auf die in der Anwendung befindlichen Mauerwerksarten gebracht werden. Mit dem Ergebnis können Traglasten von vertikal belastetem Mauerwerk wirklichkeitsnah unter Beachtung des tatsächlichen Spannungs-Dehnungsverhaltens ermittelt werden. Das Materialverhalten der jeweiligen Stein-Mörtel-Kombination beeinflusst die Größe der Traglast wesentlich. Wie bereits in der Analyse der eigenen Versuchsergebnisse festgestellt wurde, ist daher eine Klassifizierung von Mauerwerk hinsichtlich des charakteristischen Materialverhaltens notwendig. Das in diesem Forschungsvorhaben entwickelte Lösungsverfahren auf Basis der Differentialgleichung kann dann für eine generelle wirklichkeitsnahe Ermittlung von vertikalen Traglasten angewendet werden. Die Ergebnisse sind aber anschließend für die praktische Anwendung handhabbar aufzubereiten. Eine erste Einordnung von Mauerwerk in entsprechende Klassen wurde durchgeführt. Damit konnte die prinzipielle Möglichkeit einer solchen Vorgehensweise sowie deren Vorteile bestätigt werden. Allerdings sollten über eine erweiterte Parameterstudie die hier mit einer begrenzten Anzahl von Versuchsergebnissen vorgenommene Klassifizierungen überprüft und ggf. modifiziert werden.

Dem im Zusammenhang mit diesem Forschungsvorhaben festgestellte Einfluss der Exzentrizität der Belastung auf die Art der Bruchzustände ist zukünftig wissenschaftlich und praktisch Bedeutung beizumessen. Die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k als fiktive Rechengröße, ermittelt anhand von Versuchen unter zentrischer Belastung, spiegelt nur unzureichend die Versagenszustände unter exzentrischer Belastung im Mauerwerk wider. Die Zunahme des Einflusses der Mörtelfestigkeiten auf den Bruchzustand unter zunehmender Lastausmitte ist gerade bei geringer festen Mörteln zu beachten. Dies ist besonders bei sehr schlanken Wänden zu beachten. Bei der Verwendung von Normalmörtel mit geringen Festigkeiten tritt eine „Gelenkbildung“ in den Lagerfugen bei großen Exzentrizitäten ein. Der Sachverhalt wurde experimentell nachgewiesen. Eine derartige Traglastminderung findet derzeit keinerlei Berücksichtigung in den entsprechenden Regelungen der Norm. Das bei den derzeit in der Anwendung befindlichen Stein-Mörtel-Kombinationen bestehende Sicherheitsrisiko

kann als gering und mit den derzeitigen Sicherheitsbeiwerten als abgedeckt betrachtet werden. Bei Mörtel der Gruppe I und bei dickeren Fugen ist das Phänomen der Traglastminderung zukünftig zu beachten.

Weiterhin wird die Frage der minimal möglichen überdrückten Breite eines gerissenen Wandquerschnittes immer wichtiger. Ein Rücksetzen der Exzentrizität an Wandkopf oder Wandfuß, wie auch in der DIN 1053-1 [2] vorgesehen, erfordert Kenntnisse über das Grenzmaß bei der Auflagerung der Decke. Hierzu sollte mit einer Deckenplatte und verschiedenen Mauerwerksauflagern und Mörtelgruppen experimentell eine Abschätzung im Falle großer Exzentrizitäten erfolgen. Die Problematik der überdrückten Fläche in der Mitte der Wand kann durch theoretische Überlegungen und die oben genannten Experimente mit großen Schlankheiten bearbeitet werden.

Außerdem konnte innerhalb der Arbeit sehr deutlich auf den großen Einfluss der effektiven Biegesteifigkeit auf die Berechnung der Traglasten für knickgefährdete Mauerwerkswände hingewiesen werden. In diesem Zusammenhang ist mit der ENV 1996-1-1 das Elastizitätsmodulverhältnis $E/f_k = 1000$ zu nennen, das als zu hoch einzuschätzen ist und damit ein Sicherheitsrisiko darstellt. Das sollte bei der DIN 1053-100 unbedingt berücksichtigt werden. Inwieweit hier noch Änderungen beim EC 6 vorgenommen werden können, bleibt abzuwarten.

Die Annahme eines solchen Wertes bestimmt maßgeblich die Steifigkeit und damit die Tragfähigkeit einer vertikal belasteten Wand. Die wirklichkeitsnahe Abbildung des Materialverhaltens spielt dabei für die Traglasten eine wesentliche Rolle. Allen bisherigen Berechnungsverfahren zur Bestimmung der Traglastfaktoren sind die Linearisierung bzw. notwendige Vereinfachung an dieser Stelle gemeinsam. Zukünftig sollte jedoch untersucht werden, wie sich eine, der Wirklichkeit besser entsprechende Beschreibung der Steifigkeitsverhältnisse auf die Größe der Traglasten auswirkt. Die hier vorliegende Forschungsarbeit hat dazu mögliche Schritte aufgezeigt, deren Umsetzung durch weiterführende Analysen denkbar ist.

Eine sinnvolle Übertragung der Ergebnisse in eine für den Ingenieuralltag, also für die Anwendung in der Praxis, gerechte Form hat sich z. T. als kompliziert und sehr aufwendig erwiesen. Dies liegt im Wesentlichen daran, dass eine baustoffliche Differenzierung für realitätsnahe Aussagen zur Tragfähigkeit notwendig ist. Eine Vereinfachung der Berechnungsgleichungen lässt sich sinnvoll nur durchführen, wenn dem eine entsprechende Klassifizierung des Mauerwerkes vorangeht. Dies bedingt jedoch eine umfassende Parameterstudie, um vernünftige Zusammenfassungen von Stein-Mörtel-Kombinationen in einem praktisch vertretbaren Rahmen vornehmen zu können. Auf deren Grundlage kann dann die Angabe von möglichst einfach anwendbaren Berechnungsgleichungen bzw. Traglasttabellen erfolgen. Der Weg dazu wurde aufgezeigt.

8 Literatur

- [1] DIN 1053: Mauerwerk, Berechnung und Ausführung. Ausgabe Februar 1990
- [2] DIN 1053-1: Mauerwerk, Teil 1: Berechnung und Ausführung. Ausgabe November 1996
- [3] DIN 1053-2: Mauerwerk, Teil 2: Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen. Ausgabe November 1996
- [4] DIN 1053-100, Entwurf Oktober 1997: Mauerwerk, Teil 1: Berechnung und Ausführung. Normenausschuss Bauwesen (NaBau) im DIN, 1997
- [5] DIN EN 1052-1: Prüfverfahren für Mauerwerk, Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit. Deutsche Fassung EN 1052-1. Ausgabe Dezember 1998
- [6] ENV 1996-1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry. English version, June 1995
- [7] DIN V ENV 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 1-1: Allgemeine Regeln, Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Ausgabe Dezember 1996
- [8] prEN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry, Stage 32 draft. Unveröffentlichter Überarbeitungsstand der ENV 1996-1-1, Ausgabe November 2000
- [9] Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1996-1-1 Eurocode 6: DIN Fachbericht 60: Nationales Anwendungsdokument (NAD). Ausgabe 1997
- [10] ENV 1996-3: Eurocode 6: Berechnung und Ausführung von Mauerwerk, Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden und einfache Regeln für Mauerwerk. Deutsche Fassung. Ausgabe Januar 1999
- [11] ENV 1992-1-1: 1991: Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ausgabe Juni 1992
- [12] ENV 1992-1-6: Eurocode 2: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1.6: Tragwerke aus unbewehrtem Beton. Ausgabe Dezember 1994
- [13] DIN 1045-1: 2001: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Ausgabe Juli 2001
- [14] DIN 18554 Teil 1: Prüfung von Mauerwerk, Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls. Dezember 1985
- [15] TGL 33405: Betonbau - Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit. Ausgabe Oktober 1980
- [16] DIN 105 Teil 1: Mauerziegel: Vollziegel und Hochlochziegel. August 1989
- [17] DIN 106 Teil 1: Kalksandsteine: Vollsteine, Lochsteine, Blocksteine, Hohlblocksteine. September 1980

- [18] DIN 4165: Gasbeton-Blocksteine und Gasbeton-Plansteine. Dezember 1986
- [19] DIN 18152: Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton. April 1987
- [20] Reeh, H.; Jäger, W. u.a.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit den deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, November 1996. Unveröffentlichter Forschungsbericht. Erarbeitet im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. BGS Ingenieursozietät, Hannover und Planungs- und Ingenieurbüro für Bauwesen Prof. Dr.-Ing. W. Jäger, Radebeul. Hannover 1998, insbesondere Abschnitt 4.3 Knicksicherheit, S. 4.3/1 - 26
- [21] Reeh, H.; Jäger, W. u.a.: Vergleich des Eurocode 6 Teil 1-1 (ENV 1996-1-1) mit den deutschen Mauerwerksnormen DIN 1053-1 und DIN 1053-2, Nov. 1996. Teil 3A: Ergänzende Untersuchungen. Unveröffentlichter Forschungsbericht erarbeitet im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik. BGS Ingenieursozietät, Hannover und Planungs- und Ingenieurbüro für Bauwesen Prof. Dr.-Ing. W. Jäger, Radebeul. Hannover 2000
- [22] Jäger, W.; Reeh, H.: Vergleich Eurocode 6 Teil 1-1 mit DIN 1053-1. *das Mauerwerk*, 5. Jhrg. (2001), H. 6, S. 190 – 201
- [23] Jäger, W.; Bergander, H.: Comparison of Buckling Safety of Masonry Walls according to EC 6 and German Standards. Proceedings of 5th International Masonry Conference, London, October 1998. Proceedings of the British Masonry Society, No. 8. Hrsgg. v. H. W. H. West. British Masonry Society, Stoke-on-Trent, 1998, S. 279 – 283
- [24] Jäger, W.; Pflücke, T.; Baier, G. u.a.: Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6. Untersuchungen zur Knicksicherheit von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach ENV 1996-1-1. Forschungsbericht erarbeitet i.A. des Deutschen Instituts für Bautechnik Berlin. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung. Dresden, Juli 2000
- [25] Jäger, W.; Müller, G.; Baier, G.: Tastversuch zur Beurteilung des Tragverhaltens des Wand-Decken-Knotens im Mauerwerksbau. Forschungsbericht. Unveröffentlichtes Manuskript. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl Tragwerksplanung, Dresden 2000
- [26] Jäger, W.: Entwurf einer neuen Mauerwerksnorm DIN 1053-100. In: *Mauerwerksbau aktuell*. Jahrbuch für Architekten und Ingenieure 2000. Hrsgg. v. K.-J. Schneider u. N. Weickenmeier, Berlin / Wien / Zürich und Düsseldorf: Beuth Verlag / Werner Verlag, 2000, S. E47 - E58
- [27] Jäger, W.; Baier, G.; Pflücke, T.: Tragfähigkeit von Mauerwerk unter stark exzentrischer Belastung. In: Prof. Dr.-Ing. habil. B. Möller, Lehrstuhl für Statik, 60 Jahre. Eigenverlag Lehrstuhl für Statik der Technischen Universität Dresden, 2001, S. 149 - 166
- [28] Jäger, W.; Pflücke, T.: Buckling Safety of Masonry Walls under Consideration of Non-linear Stress-Strain-Relationships. In: Proceedings of the 9th Canadian Masonry Symposium, 4-6. Juni 2001. Hrsgg. v. P.H. Bischoff, J.L. Dawe, A.B. Schriver und A.J. Valsangkar, Fredericton, Canada, 2001
- [29] Graubner, C.-A.: Traglasten schlanker Mauerwerkswände unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Werkstoffeigenschaften. *das Mauerwerk* 4 (2000) H. 2, S. 47 – 55

-
- [30] Graubner, C.-A.: Buckling of Slender Masonry Walls - A realistic Approach regarding Nonlinear Material Behavior. Proceedings of the 12th International Brick/Block Masonry Conference, Madrid, 2000
- [31] Graubner, C.-A.; Glock, Chr.; Jäger, W.; Pflücke, T.: Knicksicherheit von Mauerwerk. . In: Mauerwerk-Kalender 27 (2002). Berlin: Ernst & Sohn, 2002, S. 381-441
- [32] Haller, P.: Knickfestigkeit von Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Schweizerische Bauzeitung, 67 (1949) Nr. 38
- [33] Angervo, K.: Über die Knickung und Tragfähigkeit eines gedrückten Pfeilers ohne Zugfestigkeit. Valtion teknillinen tutkimuslaitos, Jalkaisu 26, Helsinki 1954
- [34] Angervo, K.; Putkonen, A. I.: Erweiterung der Theorie der Biegung eines Pfeilers ohne Zugfestigkeit und ihre Anwendung zur Berechnung von Rahmentragwerken mit unbewehrten Stielen. Valtion teknillinen tutkimuslaitos, Jalkaisu 34, Helsinki 1957
- [35] Mann, W.: Grundlagen der vereinfachten und der genaueren Bemessung von Mauerwerk nach DIN 1053-1. In: Mauerwerk-Kalender 26 (2001). Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 259-286, speziell Abschnitt 6 Nachweis der Knicksicherheit von Wänden im genaueren Berechnungsverfahren (S. 272 - 279)
- [36] Mann, W.: Proposal for a simplification of ENV 1996-1-1 (masonry), chapter 4.4.3: Reduction factor for slenderness and eccentricity. Unveröffentlichtes Manuskript. Darmstadt, 12.11.1998
- [37] Mann, W.: Druckfestigkeit von Mauerwerk eine statistische Auswertung von Versuchsergebnisse in geschlossener Darstellung mit Hilfe von Potenzfunktionen. In: Mauerwerk-Kalender 8 (1983). Berlin: Ernst & Sohn, 1983, S. 687 - 699
- [38] Lewicki, B.; Kukulski, W.; Mathes, J.; Lugez, J.: Rapports concernant les propriétés fondamentales des matériaux et les méthodes de calcul des murs. CIB W 23 A, Paris, octobre 1952, Londres, octobre 1963
- [39] Kukulski, W.; Lugez, J.: Résistance des murs en béton non armé soumis a des charges verticales. Théorie – experimentation. In: Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Batiment, No. 79, April 1966, S. 1 - 42
- [40] Führer, W.: Die Stabilität von Wänden aus Mauerwerk. Dissertation RWTH Aachen, 1971
- [41] Kirtschig, K.; Anstötz, W.: Knickuntersuchung an Mauerwerksproben. In: Proceedings of the 9th Int. Brick/Block Masonry Conference in Berlin, 13.-16. Oktober 1991. Hrgg. v. d. DGfM, Bonn, 1991, Vol. 1, S. 202 - 209
- [42] Kirtschig, K.: Tragfähigkeit von Mauerwerk bei vertikaler Belastung – Traglastverfahren. In: Mauerwerk-Kalender 1 (1976). Berlin: Ernst & Sohn, 1976, S. 287 - 321
- [43] Kirtschig, K.; Feldhaus, P.; Gallenkemper, B.; Schöner, W.: Aufbereitung eines Traglastverfahrens für den Mauerwerksbau. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfwesen der Technischen Universität Hannover, H. 30, Eigenverlag Hannover, 1975

- [44] Kirtschig, K.; Cordes, R.; Schöne, W.: Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Mauerwerk mit Hilfe von Spannungs-Dehnungs-Linien. In: Tagungsband der Internationalen Mauerwerkstagung in Essen, 1973, S. 120 - 123
- [45] Kordina, K.; Quast, U.: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe Dez. 1978, 4. Nachweis der Knicksicherheit. In: Heft 220 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. 2. Auflage, Berlin 1979, S. 105 - 195
- [46] Meyer, U.; Schubert, P.: Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk. In: Mauerwerk-Kalender 17 (1992). Berlin: Ernst & Sohn, 1992, S. 615 - 622
- [47] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauer Mörtel. In: Mauerwerk-Kalender 26 (2001). Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 5 – 22
- [48] Schubert, P.; Meyer, U.: Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Eurocode 6 Mauerwerksbau; Ermittlung von charakteristischen Spannungs-Dehnungs-Linien von Mauerwerk. Forschungsbericht Nr. F 330 erarbeitet i.A. des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Aachen, 1989
- [49] Mann, W.: Entwicklung der europäischen und nationalen Mauerwerksnormen - Nationales Anwendungsdokument (NAD) zum Eurocode EC 6, vereinfachtes Berechnungsverfahren im EC 6, DIN 1053-100. In: Mauerwerk-Kalender 23 (1998). Berlin: Ernst & Sohn, 1998, S. 1 - 5
- [50] Kirtschig, K.; Anstötz, W.; Hirsch, R.: Eurocode 6 – Mauerwerksbau – die Berechnung ergänzende Knickversuche. Forschungsbericht Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, 1991
- [51] Pieper, K.; Lind, V.: Kantenbruchfestigkeit und Kantenbruchlasten von Mauerwerk. Bericht über das Forschungsvorhaben, TU Braunschweig, Lehrstuhl für Hochbaustatik, Juli 1983
- [52] Hirsch, R.: Zur Tragfähigkeit gemauerter Wände mit Rechteck- und T-förmigen Querschnitt. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 67, Hannover 1995
- [53] Hirsch, R.: Zur Tragfähigkeit gemauerter Wände mit Rechteck- und T-förmigem Querschnitt. In: Mauerwerk-Kalender 23 (1998). Berlin: Ernst & Sohn, 1998, S. 791 - 808
- [54] Kranzler, T.: Stabilitätsnachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Werkstoffgesetze. Studienarbeit am Institut für Massivbau, Technischen Universität Darmstadt, 2001
- [55] Bastgen, K. J.: Traglastnachweis für Mauerwerk nach Theorie II. Ordnung mit Hilfe einer nichtlinearen Moment-Krümmungs-Beziehung. Bautechnik 10 (1978), S. 340 - 344
- [56] Sawko, F.; Rouf, M. A.: Axial and Bending Stiffness of Masonry Walls. Proceedings of the British Masonry Society, No. 1, Stoke-on-Trent, 1986, S. 40 - 42
- [57] Purtak, F.: Tragfähigkeit von historischem Mauerwerk aus Elbsandstein unter Normalkraft und einachsiger Biegung. das Mauerwerk 3 (1999) H. 3, S. 117 – 122
- [58] Purtak, F.: Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein. Dissertation, Fakultät Architektur der Technischen Universität Dresden, Lehrstuhl Tragwerksplanung, 2001

-
- [59] Eibl, J.; Schmidt-Hurtienne, B.: Grundlagen für ein neues Sicherheitskonzept. Bautechnik 72 (1995), H. 8, S. 501 - 506
 - [60] Hilsdorf, H. K.: Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit. Bericht Nr. 40 der MPA für das Bauwesen, Technische Hochschule München, 1965
 - [61] Berndt, E.: Zur Druck- und Schubfestigkeit von Mauerwerk – experimentell nachgewiesen an Strukturen aus Elbsandstein. Bautechnik 72 (1996), H. 4, S. 222 – 234
 - [62] Gremmel, M.: Zur Ermittlung der Tragfähigkeit schlanker Mauerwerkswände an Bauteilen in wirklicher Größe. Dissertation, TU Braunschweig, 1978
 - [63] Schwartz, J.: Bemessung von Mauerwerkswänden und Stahlbetonstützen unter Normlastkraft. Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Bericht Nr. 174, Birkhäuser Verlag, Basel 1989
 - [64] Zimmerli, B.; Schwartz J.; Schwegler, G.: Mauerwerk, Bemessung und Konstruktion. Birkhäuser Verlag, Basel 1999
 - [65] Curbach, M.; Schlüter, F.-H.: Bemessung im Betonbau, Formeln, Tabellen, Diagramme. Buchreihe: Bauingenieur-Praxis, Ernst&Sohn, Berlin 1998

9 Anhang

9.1 Gesamtübersicht des Versuchsprogramms

Tabelle 21 Versuchsprogramm - Hochlochziegel

V.-Nr.	Steinart	Steinformat	Mörtelgruppe DIN / EC 6	Prüf- körper	Wandabmessungen			Exzentrizität e (cm)
					t (cm)	l (cm)	h (cm)	
A 11	HLz-12-1.0	2 DF	MG I / M1	A1	11,5	24,0	50,0	0
A 13	HLz-12-1.0	2 DF	MG I / M1	A1	11,5	24,0	50,0	t/2-1.5
A 21	HLz-12-1.0	2 DF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	50,0	0
A 21 W	HLz-12-1.0	2 DF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	50,0	0
A 22	HLz-12-1.0	2 DF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	50,0	t/3
A 23	HLz-12-1.0	2 DF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	50,0	t/2-1.5
A 26	HLz-12-1.0	5 DF	MG II / M 2.5	A1	30,0	24,0	50,0	0
A 27	HLz-12-1.0	5 DF	MG II / M 2.5	A1	30,0	24,0	50,0	t/3
A 28	HLz-12-1.0	5 DF	MG II / M 2.5	A1	30,0	24,0	50,0	t/2-1.5
A 31	HLz-12-1.0	2 DF	MG III / M 10	A1	11,5	24,0	50,0	0
A 31 W	HLz-12-1.0	2 DF	MG III / M 10	A1	11,5	24,0	50,0	0
A 32	HLz-12-1.0	2 DF	MG III / M 10	A1	11,5	24,0	50,0	t/3
A 33	HLz-12-1.0	2 DF	MG III / M 10	A1	11,5	24,0	50,0	t/2-1.5

Tabelle 22 Versuchsprogramm – Kalksandsteine

V.-Nr.	Steinart	Steinformat	Mörtelgruppe DIN / EC 6	Prüf- körper	Wandabmessungen			Exzentrizität e (cm)
					t (cm)	l (cm)	h (cm)	
C 11	KS-12-1.8	NF	MG I / M 1	A1	11,5	24,0	33,2	0
C 12	KS-12-1.8	NF	MG I / M 1	A1	11,5	24,0	33,2	t/3
C 13	KS-12-1.8	NF	MG I / M 1	A1	11,5	24,0	33,2	t/2-1.0
C 16	KS-12-1.8	3 DF	MG I / M 1	A1	17,5	24,0	50,0	0
C 17	KS-12-1.8	3 DF	MG I / M 1	A1	17,5	24,0	50,0	t/3
C 18	KS-12-1.8	3 DF	MG I / M 1	A1	17,5	24,0	50,0	t/2-1.5
C 111	KS-28-1.8	5 DF	MG I / M 1	A1	30,0	24,0	50,0	0
C 112	KS-28-1.8	5 DF	MG I / M 1	A1	30,0	24,0	50,0	t/3
C 113	KS-28-1.8	5 DF	MG I / M 1	A1	30,0	24,0	50,0	t/2-1.5
C 21	KS-12-1.8	NF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	33,2	0
C 21 W	KS-12-1.8	NF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	33,2	0
C 22	KS-12-1.8	NF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	33,2	t/3
C 23	KS-12-1.8	NF	MG II / M 2.5	A1	11,5	24,0	33,2	t/2-1.0
C 24	KS-12-1.8	NF	MG II / M 2.5	A2	11,5	100,0	150,0	0
C 25	KS-12-1.8	NF	MG II / M 2.5	A2	11,5	100,0	150,0	t/2-1.5
C 26	KS-12-1.8	3 DF	MG II / M 2.5	A1	17,5	24,0	50,0	0
C 26 W	KS-12-1.8	3 DF	MG II / M 2.5	A1	17,5	24,0	50,0	0
C 27	KS-12-1.8	3 DF	MG II / M 2.5	A1	17,5	24,0	50,0	t/3
C 28	KS-12-1.8	3 DF	MG II / M 2.5	A1	17,5	24,0	50,0	t/2-1.5
C 31	KS-12-1.8	3 DF	MG III / M 10	A1	17,5	24,0	50,0	0
C 32	KS-12-1.8	3 DF	MG III / M 10	A1	17,5	24,0	50,0	t/3
C 33	KS-12-1.8	3 DF	MG III / M 10	A1	17,5	24,0	50,0	t/2-1.5
C 51	KS-10-1.8	Quadro	DM / DM 10	A1	10,0	24,8	50,0	0
C 52	KS-10-1.8	Quadro	DM / DM 10	A1	10,0	24,8	50,0	t/3
C 53	KS-10-1.8	Quadro	DM / DM 10	A1	10,0	24,8	50,0	t/2-1.5
C 54	KS-10-1.8	Quadro	DM / DM 10	W	10,0	100,0	250,0	0
C 55	KS-10-1.8	Quadro	DM / DM 10	W	10,0	100,0	250,0	t/3

Tabelle 23 Versuchsprogramm Porenbetonsteine

V.-Nr.	Steinart	Steinformat (mm)	Mörtelgruppe DIN / EC 6	Prüf- körper	Wandabmessungen			Exzentrizität e (cm)
					t (cm)	l (cm)	h (cm)	
D 5 1	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	11,5	50,0	100,0	0
D 5 1 W	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	11,5	50,0	100,0	0
D 5 2	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	11,5	50,0	100,0	t/3
D 5 3	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	11,5	50,0	100,0	t/2-1,5
D 5 4	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	17,5	50,0	100,0	0
D 5 4 W	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	17,5	50,0	100,0	0
D 5 5	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	17,5	50,0	100,0	t/3
D 5 6	PP-6-0,7	600/200	DM / DM 10	A3	17,5	50,0	100,0	t/2-1,5
D 5 7	PP-6-0,7	500/200	DM / DM 10	A3	24,0	50,0	100,0	0
D 5 7 W	PP-6-0,7	500/200	DM / DM 10	A3	24,0	50,0	100,0	0
D 5 8	PP-6-0,7	500/200	DM / DM 10	A3	24,0	50,0	100,0	t/3
D 5 9	PP-6-0,7	500/200	DM / DM 10	A3	24,0	50,0	100,0	t/2-1,5

Tabelle 24 Versuchsprogramm – Leichtbetonsteine

V.-Nr.	Steinart	Steinformat	Mörtelgruppe DIN / EC 6	Prüf- körper	Wandabmessungen			Exzentrizität e (cm)
					t (cm)	l (cm)	h (cm)	
E 4 1	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A3	17,5	49,7	100,0	0
E 4 1 W	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A3	17,5	49,7	100,0	0
E 4 2	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A3	17,5	49,7	100,0	t/3
E 4 3	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A3	17,5	49,7	100,0	t/2-1,5
E 4 4	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A1	36,5	24,7	100,0	0
E 4 4 W	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A1	36,5	24,7	100,0	0
E 4 5	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A1	36,5	24,7	100,0	t/3
E 4 6	KLB-2-0,6	12 DF	LM 36 / LM 5	A1	36,5	24,7	100,0	t/2-1,5

Anmerkung:

Jede Versuchsnummer betitelt jeweils eine Versuchsserie mit mindestens 3 Einzelversuchen (a, b, c, ...).

9.2 Prüfungsergebnisse der Einzelmaterialien

9.2.1 Mauersteine

Tabelle 25 Hochlochziegel – 2 DF

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 15.11.1999

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte brutto kg/dm ³	Druckfestigkeit - brutto			Druckfestigkeit - netto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm					kN	Form- faktor	N/mm ²	kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Ziegel DIN 105 - HLzB 12 - 1,0 - 2 DF Hochlochziegel (Poroton)													
A 1	240	113	112	27120	3,04	3,018	0,99	489,2	1,0	18,0	489,2	1,0	27,4
A 2	240	113	113	27120	3,06	3,022	0,99	459,8	1,0	17,0	459,8	1,0	25,7
A 3	240	113	112	27120	3,04	3,020	0,99	530,6	1,0	19,6	530,6	1,0	29,7
A 4	240	113	112	27120	3,04	3,023	1,00	453,6	1,0	16,7	453,6	1,0	25,4
A 5	240	112	113	26880	3,04	3,016	0,99	433,6	1,0	16,1	433,6	1,0	24,6
A 6	240	113	112	27120	3,04	3,015	0,99	370,1	1,0	13,6	370,1	1,0	20,7
Mittelwerte	240	113	112				0,99			17,5			26,5
Sollwerte	240	115	113										

Tabelle 26 Hochlochziegel – 5 DF

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 15.11.1999

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte brutto kg/dm ³	Druckfestigkeit - brutto			Druckfestigkeit - netto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm					kN	Form- faktor	N/mm ²	kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Ziegel DIN 105 - HLzB 12 - 1,0 - 5 DF Hochlochziegel (Poroton)													
A 7	237	297	113	70389	7,95	7,319	0,92	1432,5	1,0	20,4	1432,5	1,0	32,7
A 8	239	297	114	70983	8,09	7,342	0,91	1358,8	1,0	19,1	1358,8	1,0	30,6
A 9	238	298	114	70924	8,09	7,349	0,91	1448,4	1,0	20,4	1448,4	1,0	32,7
A 10	239	298	113	71222	8,05	7,331	0,91	1266,3	1,0	17,8	1266,3	1,0	28,4
A 11	238	296	113	70448	7,96	7,326	0,92	1509,5	1,0	21,4	1509,5	1,0	34,5
A 12	238	298	114	70924	8,09	7,356	0,91	1408,2	1,0	19,9	1408,2	1,0	31,8
Mittelwerte	238	297	114				0,91			20,2			32,5
Sollwerte	240	300	113										

(Probe A 10 hatte vertikale Längsrisse auf der Außenwandung, Wert wurde bei Mittelwertbildung nicht berücksichtigt.)

Tabelle 27 Kalksandsteine - NF

Prüfmaschine: Zug- Druckprüfmaschine ZD 100
 Prüfdatum: 3.11.1999

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte kg/dm ³	Länge der gehärtet. Steine	Druckfestigkeit		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm						kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Kalksandstein DIN 106 - KS 12 - 1,8 - NF Vollstein											
C7	240	115	71	27600	1,96	3,672	1,87	119	267,3	1,1	21,5
C8	240	116	70	27840	1,95	3,659	1,88	118	287,5	1,1	23,1
C9	240	115	70	27600	1,93	3,562	1,84	119	264,2	1,1	21,2
C10	240	115	71	27600	1,96	3,633	1,85	119	264,8	1,1	21,3
C11	240	115	70	27600	1,93	3,625	1,88	118	283,9	1,1	23,0
C12	240	115	71	27600	1,96	3,625	1,85	118	277,5	1,1	22,5
Mittelwerte	240	115	71				1,86				22,1
Sollwerte	240	115	71								

Tabelle 28 Kalksandsteine - 3 DF

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5

Prüfdatum: 2.11.1999

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte		Druckfestigkeit - brutto			Druckfestigkeit - netto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm				brutto kg/dm ³	netto kg/dm ³	kN	Form- faktor	N/mm ²	kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Kalksandstein DIN 106 - KS 12 - 1,8 - 3 DF														
Vollstein, vorgeschriebene Grifföffnung entspricht DIN (< 50 cm ²) = 4749 mm ²														
C1	240	175	113	42000	4,75	7,966	1,68	1,89	861,1	1,0	20,5	861,1	1,0	23,1
C2	240	174	113	41760	4,72	7,796	1,65	1,86	796,4	1,0	19,1	796,4	1,0	21,5
C3	239	174	113	41586	4,70	8,007	1,70	1,92	988,1	1,0	23,8	988,1	1,0	26,8
C4	239	175	113	41825	4,73	8,083	1,71	1,93	1009,8	1,0	24,1	1009,8	1,0	27,2
C5	240	174	113	41760	4,72	8,060	1,71	1,93	1022,9	1,0	24,5	1022,9	1,0	27,6
C6	239	175	112	41825	4,68	8,049	1,72	1,94	-		-			
Mittelwerte	240	175	113				1,70	1,91			22,4			25,3
Sollwerte	240	175	113											

Tabelle 29 Kalksandsteine - 5 DF

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5

Prüfdatum: 2.11.1999

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte		Druckfestigkeit - brutto			Druckfestigkeit - netto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm				brutto kg/dm ³	netto kg/dm ³	kN	Form- faktor	N/mm ²	kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Kalksandstein DIN 106 - Ks 28 - 2,0 - 5DF														
Blockstein, Lochung leicht konisch, Fläche= 1608 mm ² ; Volumen= 0,08842 dm ³														
C13	299	240	113	71760	8,11	15,073	1,84	1,88	2608,4	1,0	36,3	2608,4	1,0	37,2
C14	299	239	113	71461	8,08	15,112	1,87	1,89	2728,7	1,0	38,2	2728,7	1,0	39,1
C15	299	240	113	71760	8,11	15,096	1,86	1,88	2777,8	1,0	38,7	2777,8	1,0	39,6
C16	298	240	113	71520	8,08	15,100	1,87	1,89	2826,5	1,0	39,5	2826,5	1,0	40,4
C17	299	239	113	71461	8,08	15,068	1,87	1,89	2792,5	1,0	39,1	2792,5	1,0	40,0
C18	298	239	113	71222	8,05	15,127	1,88	1,90	2831,2	1,0	39,8	2831,2	1,0	40,7
Mittelwerte	299	240	113				1,87	1,89			38,6			39,5
Sollwerte	300	240	113											

Tabelle 30 Kalksandsteine - Quadro

Prüfmaschine: Zug-Druckprüfmaschine ZD 100

Prüfdatum: 4.4.2000

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse		Rohdichte			Druckfestigkeit - brutto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm			31.03.00 kg	03.04.00 kg	31.03.00 brutto kg/dm ³	04.04.00 brutto	04.04.00 netto kg/dm ³	kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Kalksandstein, Quadro (Sonderformat)													
Vollstein, 2 Öffnungen													
31.03.00 aus Außenlager, untere Reihe													
1	248,7	100,7	123,4	25044	3,09	5,916	5,839	1,91	1,89	1,89	573,5	1,0	22,9
2	248,9	100,9	123,4	25114	3,10	5,846	5,778	1,89	1,86	1,86	549,8	1,0	21,9
Mittelwerte								1,90	1,88	1,88			22,40
31.03.00 aus Außenlager, 2. Reihe, sichtbar nasser													
3	248,7	100,8	123,7	25069	3,10	6,396	6,032	2,06	1,95	1,95	536,6	1,0	21,4
4	248,9	100,9	123,8	25114	3,11	6,373	5,997	2,05	1,93	1,93	497,3	1,0	19,8
5	248,9	100,8	123,8	25089	3,11	6,397	6,023	2,06	1,94	1,94	520,5	1,0	20,7
6	248,7	100,8	123,8	25069	3,10	6,374	6,029	2,05	1,94	1,94	515,2	1,0	20,6
Mittelwerte	249	101	124					2,06	1,94	1,94			20,63
Sollwerte	250	100	125										

Tabelle 31 Porenbetonsteine – 11,5 cm

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 16.03.00

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte kg/dm ³	Rohdichte netto kg/dm ³	Druckfestigkeit		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm						kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : D3 YTONG - Gasbeton-Planstein - GP 4 - 0,7 - 600*115*200											
Vollstein											
											mm ²
1	600	115	199	69000	13,73	10,62	0,77		364,8	1,1	5,8
2	600	115	199	69000	13,73	11,24	0,82		326,3	1,1	5,2
3	600	115	199	69000	13,73	11,15	0,81		320,5	1,1	5,1
4	601	115	199	69115	13,75	11,24	0,82		290	1,1	4,6
5	600	115	199	69000	13,73	11,140	0,81		260,2	1,1	4,1
6	600	114	199	68400	13,61	10,61	0,78		299,7	1,1	4,8
Mittelwerte	600	115	199				0,80				5,0
Sollwerte	599	115	199								

Tabelle 32 Porenbetonsteine – 17,5 cm

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 16.03.00

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte brutto kg/dm ³	Rohdichte netto kg/dm ³	Druckfestigkeit			nachträgliche Feuchte- bestimmung		Trocken- rohddichte netto kg/dm ³
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm						kN	Form- faktor	N/mm ²	Masse lufttrocken kg	Feuchte %	
Format : D2 YTONG - Gasbeton-Planstein - GP 4 - 0,7 - 600*175*200														
Vollstein, seitliche Grifföffnung entspricht DIN														
1	600	174	200	104400	20,88	17,31	0,83	0,84	521,0	1,1	5,5	2,939	30	0,65
2	600	175	199	105000	20,90	16,60	0,79	0,81	579,4	1,1	6,1	1,135	18	0,68
3	600	174	199	104400	20,78	17,80	0,86	0,87	521,7	1,1	5,5	0,739	31	0,67
4	601	174	199	104574	20,81	17,16	0,82	0,84	578,6	1,1	6,1	2,330	29	0,65
5	600	175	199	105000	20,90	16,98	0,81	0,83	531,3	1,1	5,6	1,288	33	0,62
6	601	174	199	104574	20,81	17,58	0,84	0,86	501,7	1,1	5,3	1,170	37	0,63
Mittelwerte	600	174	199				0,83				5,7			
Sollwerte	599	175	199											

Tabelle 33 Porenbetonsteine – 24,0 cm

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 16.03.00

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte kg/dm ³	Rohdichte netto kg/dm ³	Druckfestigkeit			nachträgliche feuchte- bestimmung		Trocken- rohddichte brutto kg/dm ³
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm						kN	Form- faktor	N/mm ²	Masse lufttrocken kg	Feuchte %	
Format : D3 YTONG - Gasbeton-Planstein - GP 4 - 0,7 - 600*115*200														
Vollstein														
1	600	115	199	69000	13,73	10,62	0,77		364,8	1,1	5,8	0,581	21	0,64
2	600	115	199	69000	13,73	11,24	0,82		326,3	1,1	5,2	1,917	35	0,60
3	600	115	199	69000	13,73	11,15	0,81		320,5	1,1	5,1	0,573	34	0,61
4	601	115	199	69115	13,75	11,24	0,82		290	1,1	4,6	0,733	31	0,62
5	600	115	199	69000	13,73	11,140	0,81		260,2	1,1	4,1	0,556	33	0,61
6	600	114	199	68400	13,61	10,61	0,78		299,7	1,1	4,8	1,939	32	0,59
Mittelwerte	600	115	199				0,80				5,0			
Sollwerte	599	115	199											

Tabelle 34 Leichtbetonsteine – 12 DF / 17,5 cm

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 4.1.2000

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte brutto kg/dm ³	Druckfestigkeit - brutto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm					kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Vollblock DIN 18152 - Vbl 2 - 0,6 - 12 DF (17,5 cm)										
E 7	496	174	240	86304	20,71	20,329	0,98	375,9	1,0	4,4
E 8	495	173	240	85635	20,55	19,676	0,96	312,5	1,0	3,6
E 9	495	173	238	85635	20,38	19,855	0,97	295,4	1,0	3,4
E 10	495	172	240	85140	20,43	20,234	0,99	387,2	1,0	4,5
E 11	492	178	238	87576	20,84	20,284	0,97	385,8	1,0	4,4
E 12	495	172	240	85140	20,43	18,502	0,91	261,4	1,0	3,1
Mittelwerte	495	174	239				0,96			3,9
Sollwerte	495	175	238							

Tabelle 35 Leichtbetonsteine – 12 DF / 36,5 cm

Prüfmaschine: Druck-Baustoffprüfmaschine DB 600 - 1,5
 Prüfdatum: 4.1.2000

Nr.	Abmessungen			Brutto- fläche mm ²	Volumen dm ³	Masse kg	Rohdichte brutto kg/dm ³	Druckfestigkeit - brutto		
	Länge mm	Breite mm	Höhe mm					kN	Form- faktor	N/mm ²
Format : Vollblock DIN 18152 - Vbl 2 - 0,6 - 12 DF (36,5 cm)										
E 1	251	363	238	91113	21,68	13,867	0,64	269,6	1,0	3,0
E 2	250	363	238	90750	21,60	14,036	0,65	316,1	1,0	3,5
E 3	248	364	240	90272	21,67	14,289	0,66	304,2	1,0	3,4
E 4	249	365	239	90885	21,72	14,316	0,66	270,8	1,0	3,0
E 5	248	362	238	89776	21,37	14,143	0,66	304,3	1,0	3,4
E 6	248	362	239	89776	21,46	13,833	0,64	284,0	1,0	3,2
Mittelwerte	249	363	239				0,65			3,2
Sollwerte	245	365	240							

9.2.2 Mauermörtel

Tabelle 36 Mörtelprüfungen

Proben-Nr.	Mörtel-gruppe	Herstellung am	Prüfung am	Alter	Rohdichte kg/dm ³	Druck-festigkeit N/mm ²	Biegezug-festigkeit N/mm ²	Spaltzug-festigkeit N/mm ²
MA 11/13	MG I	01.03.01	05.04.01	35	-	0,54	-	-
MA 21	MG II	12.01.00	08.02.00	27	1,74	4,25	1,05	0,56
MA 21 W	MG II	12.03.01	23.04.01	42	-	4,25	0,94	0,53
MA 22	MG II	12.01.00	10.02.00	29	1,78	4,39	0,94	0,51
MA 22b	MG II	14.02.00	29.03.00	44	1,76	4,19	1,14	0,52
MA 23	MG II	12.01.00	11.02.00	30	1,75	3,99	1,06	0,57
MA 26	MG II	15.03.01	23.04.01	39	-	4,35	0,98	0,26
MA 27	MG II	15.03.01	14.05.01	60	1,75	4,65	1,45	0,56
MA 28	MG II	15.03.01	14.05.01	60	1,75	3,33	0,95	0,42
MA 31	MG III	22.12.99	19.01.00	28	1,84	12,66	3,30	1,83
MA 31 W	MG III	07.05.01	09.08.01	94	1,81	9,90	2,67	1,25
MA 32	MG III	22.12.99	19.01.00	28	1,86	14,10	3,11	1,78
MA 33	MG III	22.12.99	19.01.00	28	1,87	13,56	3,49	1,91
MC 11	MG I	22.11.99	20.12.99	28	1,71	1,15	0,62	0,19
MC 12	MG I	22.11.99	06.01.00	45	1,69	1,39	0,69	0,17
MC 13	MG I	22.11.99	06.01.00	45	1,67	1,37	0,66	0,16
MC 16 a-c	MG I	08.12.99	12.01.00	35	1,63	0,78	0,31	0,11
MC 16 d	MG I	13.01.00	08.02.00	26	1,67	0,83	0,39	0,09
MC 17	MG I	08.12.99	12.01.00	35	1,64	0,87	0,27	0,13
MC 18	MG I	08.12.99	12.01.00	35	1,63	0,82	-	0,11
MC 111	MG I	16.05.01	09.08.01	85	1,62	0,58	0,29	0,09
MC 112	MG I	18.05.01	15.08.01	89	1,63	0,71	0,29	0,08
MC 113	MG I	17.05.01	17.08.01	92	1,62	0,66	0,30	0,09
MC 21	MG II	14.10.99	15.11.99	32	1,77	4,87	1,14	0,61
MC 21 W	MG II	07.05.01	09.08.01	94	1,76	4,43	1,22	0,50
MC 22 a-c	MG II	15.10.99	16.11.99	32	1,78	5,28	1,17	0,64
MC 22 d	MG II	10.01.00	07.02.00	28	1,77	4,20	1,06	0,56
MC 23 a-c	MG II	15.10.99	16.11.99	32	1,77	4,79	1,07	0,59
MC 23 d-f	MG II	10.01.00	07.02.00	28	1,77	4,20	1,06	0,56
MC 24 a	MG II	27.10.99	02.12.99	36	1,78	6,09	1,08	0,64
MC 24 b	MG II	28.10.99	02.12.99	35	1,75	5,30	1,20	0,66
MC 24 c	MG II	29.10.99	06.12.99	38	1,74	4,66	0,96	0,61
MC 25 a	MG II	03.11.99	07.12.99	34	1,77	6,70	1,34	0,76
MC 25 b	MG II	04.11.99	07.12.99	33	1,77	5,10	1,36	0,69
MC 25 c	MG II	05.11.99	08.12.99	33	1,77	4,75	0,92	0,62
MC 26 a-c	MG II	19.10.99	19.11.99	31	1,77	5,51	1,27	0,70
MC 26 d	MG II	13.01.00	09.02.00	27	1,80	4,12	0,85	0,54
MC 26 W	MG II	09.05.01	09.08.01	92	1,76	2,78	0,95	0,40
MC 27	MG II	20.10.99	23.11.99	34	1,76	5,85	1,54	0,79
MC 28	MG II	20.10.99	26.11.99	37	1,82	6,83	1,60	0,84

Proben-Nr.	Mörtel-gruppe	Herstellung am	Prüfung am	Alter	Rohdichte kg/dm ³	Druck-festigkeit N/mm ²	Biegezug-festigkeit N/mm ²	Spaltzug-festigkeit N/mm ²
M C 28 d	MG II	14.02.00	29.03.00	44	1,77	5,23	1,08	0,70
M C 31	MG III	23.03.01	14.05.01	52	1,86	10,74	2,58	1,36
M C 32	MG III	23.03.01	14.05.01	52	1,86	10,85	2,46	1,33
M C 33	MG III	23.03.01	14.05.01	52	1,86	11,43	3,12	1,58
M C 51/52	DM	06.03.01	23.04.01	48	-	9,40	3,01	1,60
M C 54 b	DM	04.04.01	09.08.01	127	1,42	8,81	3,16	1,39
M C 55 a	DM	18.04.01	09.08.01	113	1,41	8,47	3,02	1,20
M C 55 b	DM	15.05.01	16.08.01	93	1,43	8,84	3,08	1,31
M D 51-53	DM	17.02.00	03.04.00	46	1,65	16,05	3,58	2,53
M D 51 W	DM	24.04.01	09.08.01	107	1,44	13,10	4,11	2,08
M D 54-56	DM	17.02.00	10.04.00	53	1,67	16,26	4,46	2,60
M D 54 W	DM	24.04.01	09.08.01	107	1,53	16,46	4,17	2,44
M D 57-59	DM	28.02.00	19.04.00	51	1,67	19,67	4,02	2,95
M D 57 W	DM	24.04.01	09.08.01	107	1,47	13,37	4,37	2,15
M E 41	LM 36	10.11.99	14.12.99	34	1,21	9,19	2,37	1,41
M E 41 W	LM 36	06.04.01	09.08.01	125	1,16	6,23	2,34	1,02
M E 42	LM 36	10.11.99	20.12.99	40	1,19	11,08	2,05	1,29
M E 43	LM 36	18.11.99	03.01.00	46	1,16	9,38	2,41	1,40
M E 44	LM 36	16.11.99	11.04.00	147	1,18	7,64	2,42	1,22
M E 44 W	LM 36	03.04.01	09.08.01	128	1,15	6,16	2,18	0,94
M E 45	LM 36	16.11.99	13.04.00	149	1,14	7,13	2,29	1,16
M E 46	LM 36	18.11.99	13.04.00	147	1,19	9,01	2,43	1,32

9.3 Zusammenstellung der Versuchsdurchführungen

Tabelle 37 Hochlochziegel

V.-Nr.	Steinart	Mörtel	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter d	Wandabmessungen			Exzentrizität		Bruchlast N_{exp} kN	Mittelwert N_{exp} kN	Festigkeit f_{exp} N/mm ²	Bemerkung
						l mm	t mm	h mm	mm	e mm				
A 1 1 a	HLz-2DF	MG I	01.03.01	02.04.01	32	240	115	500	e=0	0,0	-	69,935	2,534	Vorbelastung
A 1 1 b	HLz-2DF	MG I	01.03.01	02.04.01	32	240	115	500	e=0	0,0	68,175			
A 1 1 c	HLz-2DF	MG I	01.03.01	02.04.01	32	240	115	500	e=0	0,0	-			
A 1 1 d	HLz-2DF	MG I	01.03.01	02.04.01	32	240	115	500	e=0	0,0	71,030			
A 1 1 e	HLz-2DF	MG I	01.03.01	02.04.01	32	240	115	500	e=0	0,0	70,600			
A 1 1 f	HLz-2DF	MG I	01.03.01	02.04.01	32	240	115	500	e=0	0,0	52,348			
A 1 3 a	HLz-2DF	MG I	02.03.01	05.04.01	34	240	115	500	e=1/2-15	42,5	14,500	16,782		lt. Protokoll
A 1 3 b	HLz-2DF	MG I	02.03.01	05.04.01	34	240	115	500	e=1/2-15	42,5	19,100			
A 1 3 c	HLz-2DF	MG I	02.03.01	05.04.01	34	240	115	500	e=1/2-15	42,5	16,747			
A 2 1 a W	HLz-2DF	MG II	12.03.01	19.04.01	38	240	115	500	e=0	0,0	223,166	218,976	7,934	
A 2 1 b W	HLz-2DF	MG II	12.03.01	19.04.01	38	240	115	500	e=0	0,0	205,716			
A 2 1 c W	HLz-2DF	MG II	12.03.01	19.04.01	38	240	115	500	e=0	0,0	228,047			
A 2 2 a	HLz-2DF	MG II	12.01.00	10.02.00	29	240	115	500	e=1/3	38,3	87,933	89,566		Wiederholung
A 2 2 b	HLz-2DF	MG II	14.02.00	27.03.00	42	240	115	500	e=1/3	38,3	91,233			
A 2 2 c	HLz-2DF	MG II	12.01.00	10.02.00	29	240	115	500	e=1/3	38,3	89,533			
A 2 3 a	HLz-2DF	MG II	12.01.00	11.02.00	30	240	115	500	e=1/2-15	42,5	58,367	57,584		starke Streuung
A 2 3 b	HLz-2DF	MG II	12.01.00	11.02.00	30	240	115	500	e=1/2-15	42,5	34,367			
A 2 3 c	HLz-2DF	MG II	12.01.00	11.02.00	30	240	115	500	e=1/2-15	42,5	56,800			
A 2 6 a	HLz-5DF	MG II	15.03.01	18.04.01	34	240	300	500	e=0	0,0	515,613	555,432	7,714	
A 2 6 b	HLz-5DF	MG II	15.03.01	18.04.01	34	240	300	500	e=0	0,0	607,561			
A 2 6 c	HLz-5DF	MG II	15.03.01	18.04.01	34	240	300	500	e=0	0,0	543,123			
A 2 7 a	HLz-5DF	MG II	15.03.01	25.04.01	41	240	300	500	e=1/3	100,0	207,133	226,656		
A 2 7 b	HLz-5DF	MG II	15.03.01	25.04.01	41	240	300	500	e=1/3	100,0	238,367			
A 2 7 c	HLz-5DF	MG II	15.03.01	25.04.01	41	240	300	500	e=1/3	100,0	234,467			
A 2 8 a	HLz-5DF	MG II	16.03.01	26.04.01	41	240	300	500	e=1/2-15	135,0	86,740	90,189		
A 2 8 b	HLz-5DF	MG II	16.03.01	26.04.01	41	240	300	500	e=1/2-15	135,0	93,007			
A 2 8 c	HLz-5DF	MG II	16.03.01	26.04.01	41	240	300	500	e=1/2-15	135,0	90,820			
A 3 1 a W	HLz-2DF	MG III	07.05.01	04.07.01	58	240	115	500	e=0	0,0	238,202	244,502	8,859	
A 3 1 b W	HLz-2DF	MG III	07.05.01	04.07.01	58	240	115	500	e=0	0,0	250,802			
A 3 1 c W	HLz-2DF	MG III	07.05.01	04.07.01	58	240	115	500	e=0	0,0	-			
A 3 2 a	HLz-2DF	MG III	22.12.99	18.01.00	27	240	115	500	e=1/3	38,3	88,700	83,145		
A 3 2 b	HLz-2DF	MG III	22.12.99	18.01.00	27	240	115	500	e=1/3	38,3	74,667			
A 3 2 c	HLz-2DF	MG III	22.12.99	18.01.00	27	240	115	500	e=1/3	38,3	86,067			
A 3 3 a	HLz-2DF	MG III	22.12.99	18.01.00	27	240	115	500	e=1/2-15	42,5	56,033	61,422		
A 3 3 b	HLz-2DF	MG III	22.12.99	18.01.00	27	240	115	500	e=1/2-15	42,5	74,167			
A 3 3 c	HLz-2DF	MG III	22.12.99	19.01.00	28	240	115	500	e=1/2-15	42,5	54,067			

Tabelle 38 Kalksandsteine

V.-Nr.	Steinart	Mörtel	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter	Wandabmessungen			Exzentrizität		Bruchlast N _{exp} kN	Mittelwert N _{exp} kN	Festigkeit f _{exp} N/mm ²	Bemerkung
						d	l	t	h	e				
C 11 a	KS-NF	MG I	22.11.99	20.12.99	28	240	115	332	e=0	0	256,905	262,703	9,518	
C 11 b	KS-NF	MG I	22.11.99	20.12.99	28	240	115	332	e=0	0	258,671			
C 11 c	KS-NF	MG I	22.11.99	20.12.99	28	240	115	332	e=0	0	272,534			
C 12 a	KS-NF	MG I	22.11.99	05.01.00	44	240	115	332	e=1/3	38	48,333	49,555		
C 12 b	KS-NF	MG I	22.11.99	05.01.00	44	240	115	332	e=1/3	38	49,133			
C 12 c	KS-NF	MG I	22.11.99	05.01.00	44	240	115	332	e=1/3	38	51,200			
C 13 a	KS-NF	MG I	22.11.99	06.01.00	45	240	115	332	e=t/2-10	47,5	15,000	13,944		
C 13 b	KS-NF	MG I	22.11.99	06.01.00	45	240	115	332	e=t/2-10	47,5	12,333			
C 13 c	KS-NF	MG I	22.11.99	06.01.00	45	240	115	332	e=t/2-10	47,5	14,500			
C 16 a	KS-3DF	MG I	08.12.99	10.01.00	33	240	175	500	e=0	0	-	391,882	9,331	ungültiger Versuch
C 16 b	KS-3DF	MG I	08.12.99	10.01.00	33	240	175	500	e=0	0	360,877			
C 16 c	KS-3DF	MG I	08.12.99	10.01.00	33	240	175	500	e=0	0	401,231			
C 16 d	KS-3DF	MG I	13.01.00	08.02.00	26	240	175	500	e=0	0	413,539			
C 17 a	KS-3DF	MG I	08.12.99	11.01.00	34	240	175	500	e=1/3	58	115,367	92,700		
C 17 b	KS-3DF	MG I	08.12.99	11.01.00	34	240	175	500	e=1/3	58	73,567			
C 17 c	KS-3DF	MG I	08.12.99	11.01.00	34	240	175	500	e=1/3	58	89,167			
C 18 a	KS-3DF	MG I	08.12.99	11.01.00	34	240	175	500	e=1/2-15	72,5	18,433	22,966		
C 18 b	KS-3DF	MG I	08.12.99	11.01.00	34	240	175	500	e=1/2-15	72,5	23,433			
C 18 c	KS-3DF	MG I	08.12.99	11.01.00	34	240	175	500	e=1/2-15	72,5	27,033			
C 111 a	KS-5DF	MG I	16.05.01	11.07.01	56	240	300	500	e=0	0	977,118	981,508	13,632	
C 111 b	KS-5DF	MG I	16.05.01	12.07.01	57	240	300	500	e=0	0	983,7465			
C 111 c	KS-5DF	MG I	16.05.01	12.07.01	57	240	300	500	e=0	0	983,6589			
C 112 a	KS-5DF	MG I	18.05.01	15.08.01	89	240	300	500	e=1/3	100	209,320	218,867		
C 112 b	KS-5DF	MG I	18.05.01	15.08.01	89	240	300	500	e=1/3	100	236,760			
C 112 c	KS-5DF	MG I	18.05.01	15.08.01	89	240	300	500	e=1/3	100	210,520			
C 113 a	KS-5DF	MG I	17.05.01	15.08.01	90	240	300	500	e=1/2-15	135	21,040	22,053		
C 113 b	KS-5DF	MG I	17.05.01	16.08.01	91	240	300	500	e=1/2-15	135	23,160			
C 113 c	KS-5DF	MG I	17.05.01	16.08.01	91	240	300	500	e=1/2-15	135	21,960			
C 21 a w	KS-NF	MG II	07.05.01	11.07.01	65	240	115	332	e=0	0	307,235	358,484	12,989	starke Streuung, kein MW
C 21 b w	KS-NF	MG II	07.05.01	11.07.01	65	240	115	332	e=0	0	353,026			
C 21 c w	KS-NF	MG II	07.05.01	11.07.01	65	240	115	332	e=0	0	363,943			
C 22 a	KS-NF	MG II	15.10.99	15.11.99	31	240	115	332	e=1/6	19,2	201,900	82,433		andere Exzentrizität
C 22 b	KS-NF	MG II	15.10.99	15.11.99	31	240	115	332	e=1/3	38,3	86,233			
C 22 c	KS-NF	MG II	15.10.99	15.11.99	31	240	115	332	e=1/3	38,3	78,633			
C 22 d	KS-NF	MG II	10.01.00	07.02.00	28	240	115	332	e=1/3	38,3	43,400			
C 23 a	KS-NF	MG II	15.10.99	16.11.99	32	240	115	332	e=1/2-10	47,5	65,900	27,240		starke Streuung, kein MW
C 23 b	KS-NF	MG II	15.10.99	16.11.99	32	240	115	332	e=1/2-10	47,5	32,600			
C 23 c	KS-NF	MG II	15.10.99	16.11.99	32	240	115	332	e=1/2-10	47,5	40,767			
C 23 d	KS-NF	MG II	10.01.00	07.02.00	28	240	115	332	e=1/2-10	47,5	19,067			
C 23 e	KS-NF	MG II	10.01.00	07.02.00	28	240	115	332	e=1/2-10	47,5	20,633			
C 23 f	KS-NF	MG II	10.01.00	07.02.00	28	240	115	332	e=1/2-10	47,5	23,133			
C 24 a	KS-NF	MG II	27.10.99	30.11.99	34	1000	115	1500	e=0	0	1113,895	1087,967	9,461	
C 24 b	KS-NF	MG II	28.10.99	02.12.99	35	1000	115	1500	e=0	0	1099,401			
C 24 c	KS-NF	MG II	29.10.99	06.12.99	38	1000	115	1500	e=0	0	1050,606			
C 25 a	KS-NF	MG II	03.11.99	07.12.99	34	1000	115	1500	e=1/2-15	42,5	49,324	44,641		
C 25 b	KS-NF	MG II	04.11.99	08.12.99	34	1000	115	1500	e=1/2-15	42,5	43,100			
C 25 c	KS-NF	MG II	05.11.99	08.12.99	33	1000	115	1500	e=1/2-15	42,5	41,500			
C 26 a w	KS-3DF	MG II	09.05.01	04.07.01	56	240	175	500	e=0	0	553,986	569,439	13,558	
C 26 b w	KS-3DF	MG II	09.05.01	04.07.01	56	240	175	500	e=0	0	569,198			
C 26 c w	KS-3DF	MG II	09.05.01	04.07.01	56	240	175	500	e=0	0	585,134			
C 27 a	KS-3DF	MG II	20.10.99	22.11.99	33	240	175	500	e=1/3	58,3	162,467	163,833		
C 27 b	KS-3DF	MG II	20.10.99	22.11.99	33	240	175	500	e=1/3	58,3	162,600			
C 27 c	KS-3DF	MG II	20.10.99	22.11.99	33	240	175	500	e=1/3	58,3	166,433			
C 28 a	KS-3DF	MG II	20.10.99	25.11.99	36	240	175	500	e=1/2-10	77,5	31,833	59,934		starke Streuung, kein MW
C 28 b	KS-3DF	MG II	20.10.99	25.11.99	36	240	175	500	e=1/2-15	72,5	50,967			
C 28 c	KS-3DF	MG II	20.10.99	25.11.99	36	240	175	500	e=1/2-15	72,5	68,900			
C 28 d	KS-3DF	MG II	14.02.00	27.03.00	42	240	175	500	e=1/2-15	72,5	40,267			
C 31 a	KS-3DF	MG III	23.03.01	03.05.01	41	240	175	500	e=0	0	574,150	528,539	12,584	
C 31 b	KS-3DF	MG III	23.03.01	03.05.01	41	240	175	500	e=0	0	515,269			
C 31 c	KS-3DF	MG III	23.03.01	03.05.01	41	240	175	500	e=0	0	496,197			
C 32 a	KS-3DF	MG III	23.03.01	03.05.01	41	240	175	500	e=1/3	58	227,000	212,884		Fehlversuch, kein MW
C 32 b	KS-3DF	MG III	23.03.01	03.05.01	41	240	175	500	k.A.	k.A.	169,633			
C 32 c	KS-3DF	MG III	23.03.01	03.05.01	41	240	175	500	e=1/3	58	198,767			

Tabelle 39 Porenbetonsteine

V.-Nr.	Steinart	Mörtel	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter d	Wandabmessungen			Exzentrizität		Bruchlast N_{exp} kN	Mittelwert N_{exp} kN	Festigkeit f_{exp} N/mm ²	Bemerkung
						l mm	t mm	h mm	e mm	e				
D 5 1 a W	PP-115	DM	24.04.01	07.06.01	33	600	115	1000	e=0	0	361,495	345,533	5,008	
D 5 1 b W	PP-115	DM	24.04.01	07.06.01	34	600	115	1000	e=0	0	331,814			
D 5 1 c W	PP-115	DM	24.04.01	14.06.01	34	600	115	1000	e=0	0	343,288			
D 5 2 a	PP-115	DM	17.02.00	29.03.00	36	600	115	1000	e=1/3	38,3	68,900	62,600		
D 5 2 b	PP-115	DM	17.02.00	31.03.00	37	600	115	1000	e=1/3	38,3	65,700			
D 5 2 c	PP-115	DM	17.02.00	31.03.00	37	600	115	1000	e=1/3	38,3	53,200			
D 5 3 a	PP-115	DM	17.02.00	31.03.00	46	600	115	1000	e=t/2-15	42,5	41,700	45,400		
D 5 3 b	PP-115	DM	17.02.00	03.04.00	46	600	115	1000	e=t/2-15	42,5	54,100			
D 5 3 c	PP-115	DM	17.02.00	03.04.00	48	600	115	1000	e=t/2-15	42,5	40,400			
D 5 4 a W	PP-175	DM	24.04.01	14.06.01	51	600	175	1000	e=0	0	527,380	502,975	4,790	
D 5 4 b W	PP-175	DM	24.04.01	14.06.01	51	600	175	1000	e=0	0	507,223			
D 5 4 c W	PP-175	DM	24.04.01	14.06.01	51	600	175	1000	e=0	0	474,320			
D 5 5 a	PP-175	DM	17.02.00	06.04.00	49	600	175	1000	e=1/3	58,3	161,600	135,233		
D 5 5 b	PP-175	DM	17.02.00	06.04.00	49	600	175	1000	e=1/3	58,3	136,800			
D 5 5 c	PP-175	DM	17.02.00	06.04.00	49	600	175	1000	e=1/3	58,3	107,300			
D 5 6 a	PP-175	DM	17.02.00	07.04.00	50	600	175	1000	e=t/2-15	72,5	72,800	71,650		
D 5 6 b	PP-175	DM	17.02.00	07.04.00	50	600	175	1000	e=t/2-15	72,5	70,500			
D 5 6 c	PP-175	DM	17.02.00	07.04.00	50	600	175	1000	e=t/2-15	72,5	53,800			
D 5 7 a W	PP-240	DM	24.04.01	20.06.01	57	500	240	1000	e=0	0	567,669	580,323	4,836	
D 5 7 b W	PP-240	DM	24.04.01	20.06.01	57	500	240	1000	e=0	0	592,977			
D 5 7 c W	PP-240	DM	24.04.01	20.06.01	57	500	240	1000	e=0	0	660,464			
D 5 8 a	PP-240	DM	28.02.00	18.04.00	50	500	240	1000	e=1/3	80,0	198,600	209,000		
D 5 8 b	PP-240	DM	28.02.00	18.04.00	50	500	240	1000	e=1/3	80,0	219,400			
D 5 8 c	PP-240	DM	28.02.00	18.04.00	50	500	240	1000	e=1/3	80,0	136,700			
D 5 9 a	PP-240	DM	28.02.00	19.04.00	51	500	240	1000	e=1/2-15	105,0	53,000	57,150		starke Streuung, kein MW
D 5 9 b	PP-240	DM	28.02.00	19.04.00	51	500	240	1000	e=1/2-15	105,0	47,400			
D 5 9 c	PP-240	DM	28.02.00	19.04.00	51	500	240	1000	e=1/2-15	105,0	61,300			

Tabelle 40 Leichtbetonsteine

V.-Nr.	Steinart	Mörtel	Herstell- datum	Prüf- datum	Alter d	Wandabmessungen			Exzentrizität		Bruchlast N_{exp} kN	Mittelwert N_{exp} kN	Festigkeit f_{exp} N/mm ²	Bemerkung
						l mm	t mm	h mm	e mm	e				
E 4 1 a W	Vbl-175	LM 36	06.04.01	06.06.01	33	497	175	1000	e=0	0	213,465	223,775	2,573	
E 4 1 b W	Vbl-175	LM 36	06.04.01	07.06.01	34	497	175	1000	e=0	0	232,729			
E 4 1 c W	Vbl-175	LM 36	06.04.01	07.06.01	34	497	175	1000	e=0	0	225,131			
E 4 2 a	Vbl-175	LM 36	10.11.99	16.12.99	36	497	175	1000	e=1/3	58,3	73,100	81,900		
E 4 2 b	Vbl-175	LM 36	10.11.99	17.12.99	37	497	175	1000	e=1/3	58,3	122,200			
E 4 2 c	Vbl-175	LM 36	10.11.99	17.12.99	37	497	175	1000	e=1/3	58,3	50,400			
E 4 3 a	Vbl-175	LM 36	18.11.99	03.01.00	46	497	175	1000	e=1/2-15	72,5	61,900	69,650		
E 4 3 b	Vbl-175	LM 36	18.11.99	03.01.00	46	497	175	1000	e=1/2-15	72,5	77,400			
E 4 3 c	Vbl-175	LM 36	18.11.99	05.01.00	48	497	175	1000	e=1/2-15	72,5	100,700			
E 4 4 a W	Vbl-365	LM 36	03.04.01	29.05.01	56	247	365	1000	e=0	0	-	229,518	2,546	Fehlversuch
E 4 4 b W	Vbl-365	LM 36	03.04.01	06.06.01	64	247	365	1000	e=0	0	233,879			
E 4 4 c W	Vbl-365	LM 36	03.04.01	06.06.01	64	247	365	1000	e=0	0	225,157			
E 4 5 a	Vbl-365	LM 36	10.11.99	16.12.99	36	247	365	1000	e=1/3	121,7	108,900	88,733		
E 4 5 b	Vbl-365	LM 36	10.11.99	17.12.99	37	247	365	1000	e=1/3	121,7	72,800			
E 4 5 c	Vbl-365	LM 36	10.11.99	17.12.99	37	247	365	1000	e=1/3	121,7	84,500			
E 4 6 a	Vbl-365	LM 36	18.11.99	03.01.00	46	247	365	1000	e=1/2-15	167,5	37,400	33,300		
E 4 6 b	Vbl-365	LM 36	18.11.99	03.01.00	46	247	365	1000	e=1/2-15	167,5	27,800			
E 4 6 c	Vbl-365	LM 36	18.11.99	05.01.00	48	247	365	1000	e=1/2-15	167,5	34,700			

9.4 Spannungs-Dehnungs-Kennlinien

9.4.1 Versuchswerte

Die Spannungs-Dehnungs-Kennlinien wurden anhand der Versuchsdurchführungen unter zentrischer Belastung an Kleinprüfkörpern ermittelt.

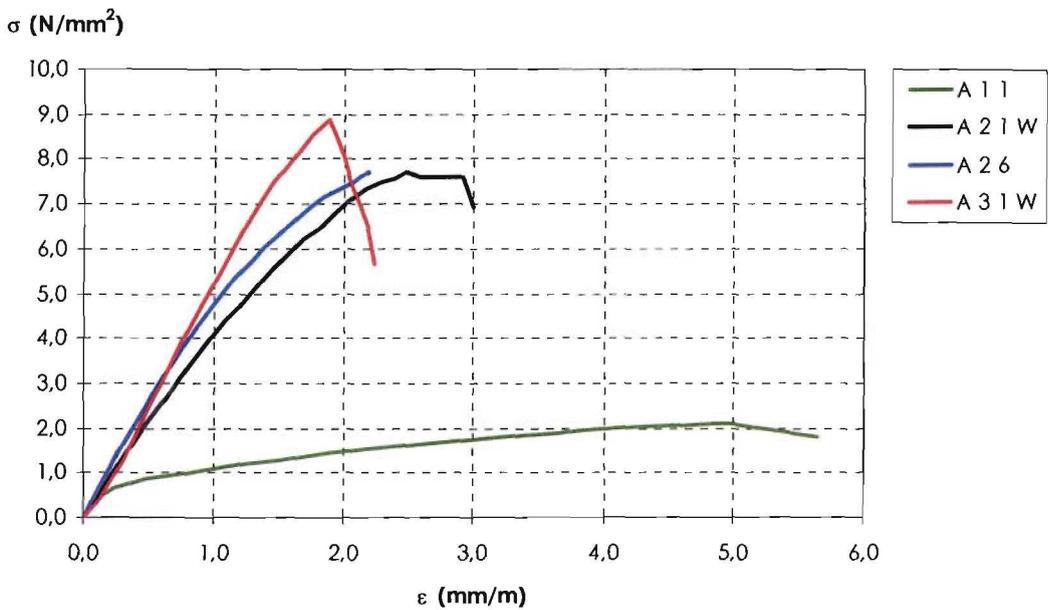


Bild 85 Werkstoffkennlinien für Mauerwerk aus Hochlochziegeln

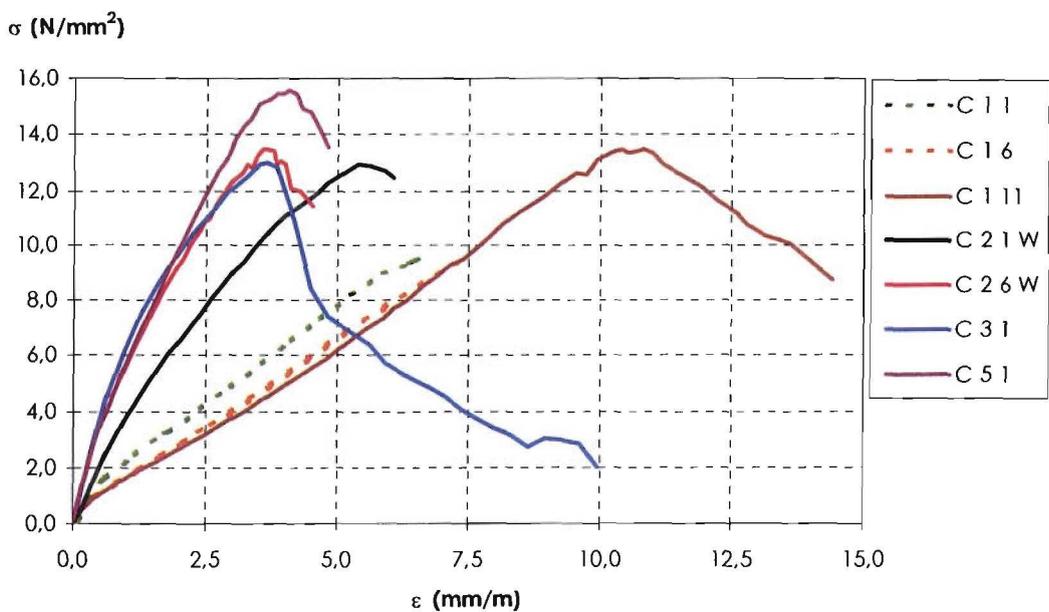


Bild 86 Werkstoffkennlinien für Mauerwerk aus Kalksandsteinen

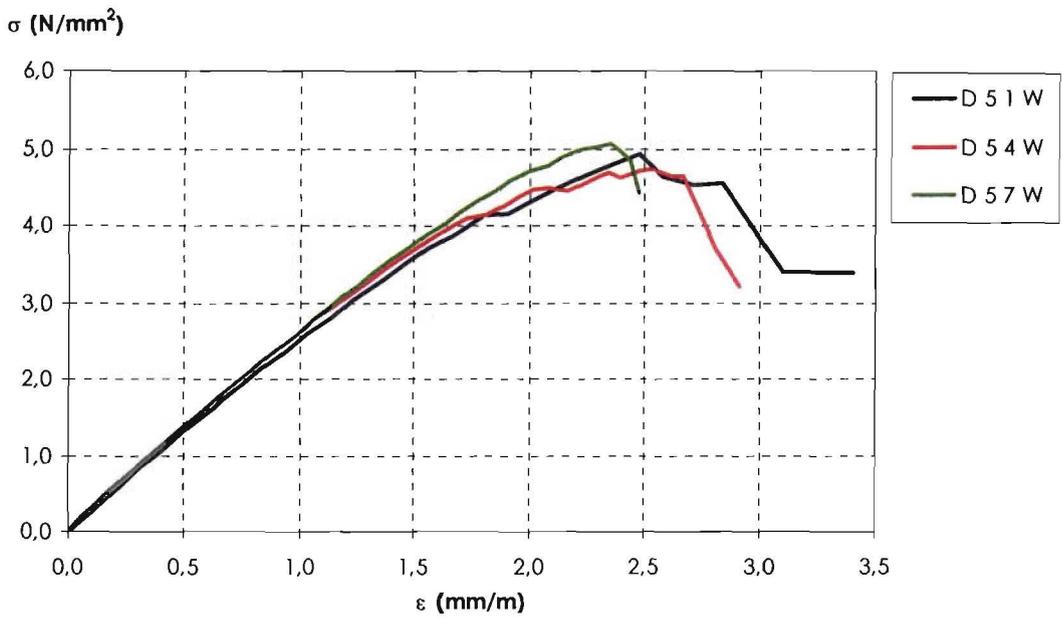


Bild 87 Werkstoffkennlinien für Mauerwerk aus Porenbetonsteinen

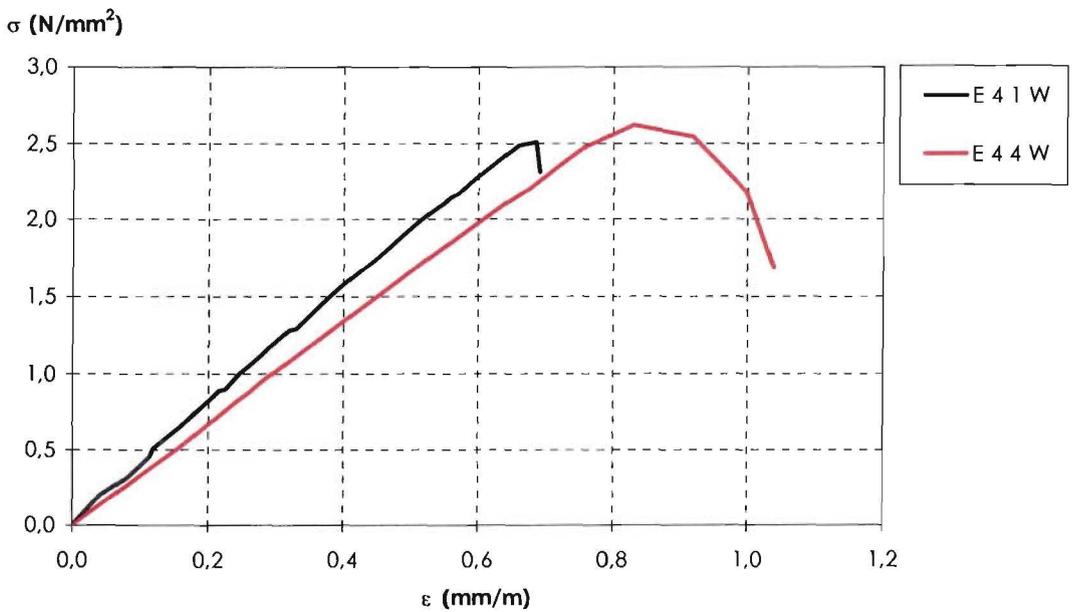


Bild 88 Werkstoffkennlinien für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen

9.4.2 Abbildung der Spannungsverteilungen über ein nichtlineares Werkstoffgesetz

Das im Abschnitt 3.2.4 vorgestellte Materialgesetz wurde anhand der Versuche ausgewertet. Dabei sind die Parameter c und n , welche maßgeblich den Kurvenverlauf bestimmen, hinsichtlich einer optimalen Abbildung der realen im Versuch ermittelten Spannungs-Dehnungs-Kennlinien bestimmt worden. Die Grundgleichung der Spannungs-Dehnungs-Funktion lautet nach Gl. (22) wie folgt:

$$\frac{\sigma}{f_{MW}} = c \cdot \eta - (c-1) \cdot \eta^n \quad \text{mit} \quad \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{ml}} \quad \text{sowie} \quad 1 \leq n \leq \frac{c}{c-1}$$

Nachfolgend ist für jede geprüfte Stein-Mörtel-Kombination der Vergleich zwischen dem Kurvenverlauf des Werkstoffgesetzes und dem experimentellen Werten grafisch dargestellt.

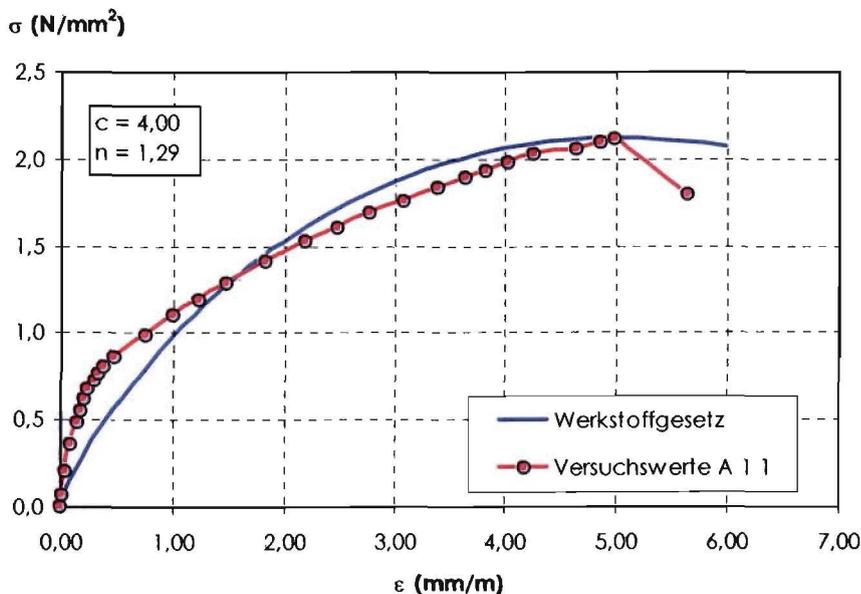


Bild 89 HLz – 2 DF – NM I

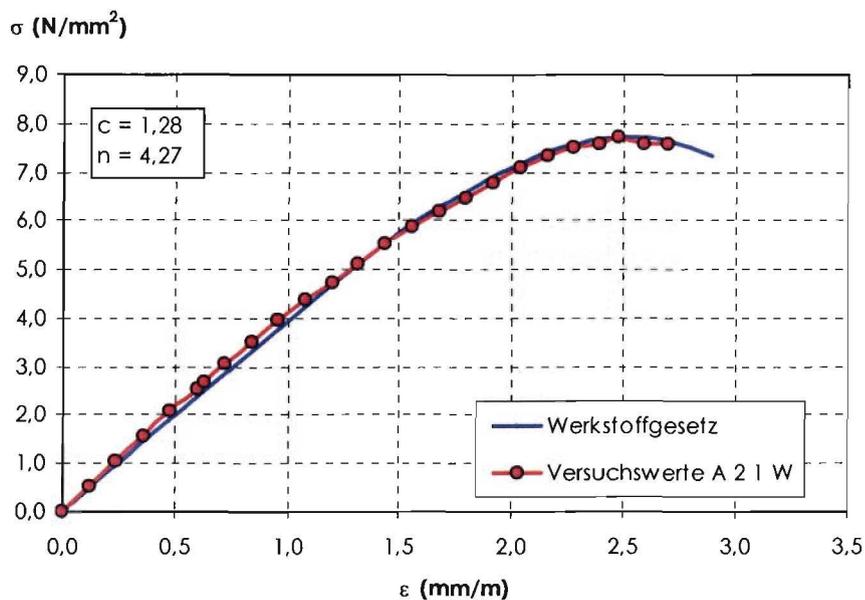


Bild 90 HLz – 2 DF – NM II

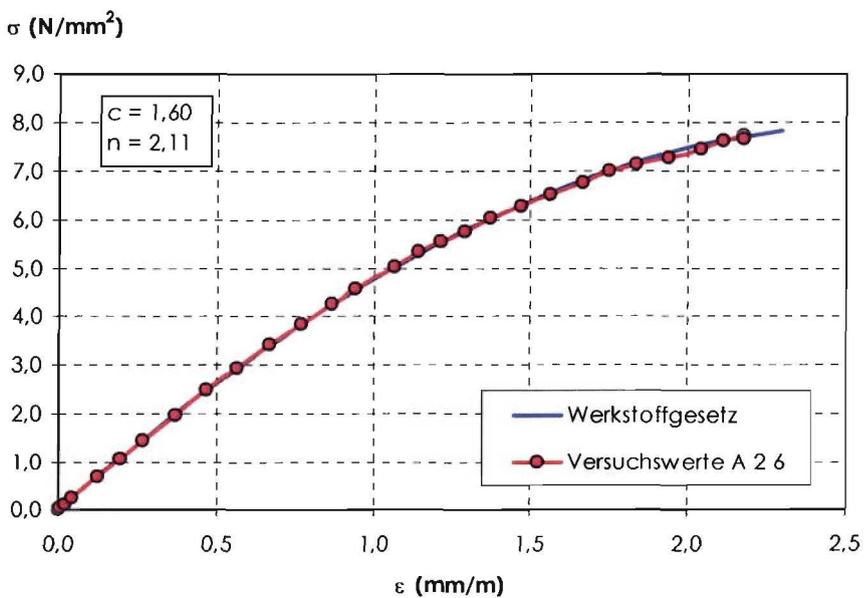


Bild 91 HLz – 5 DF – NM II

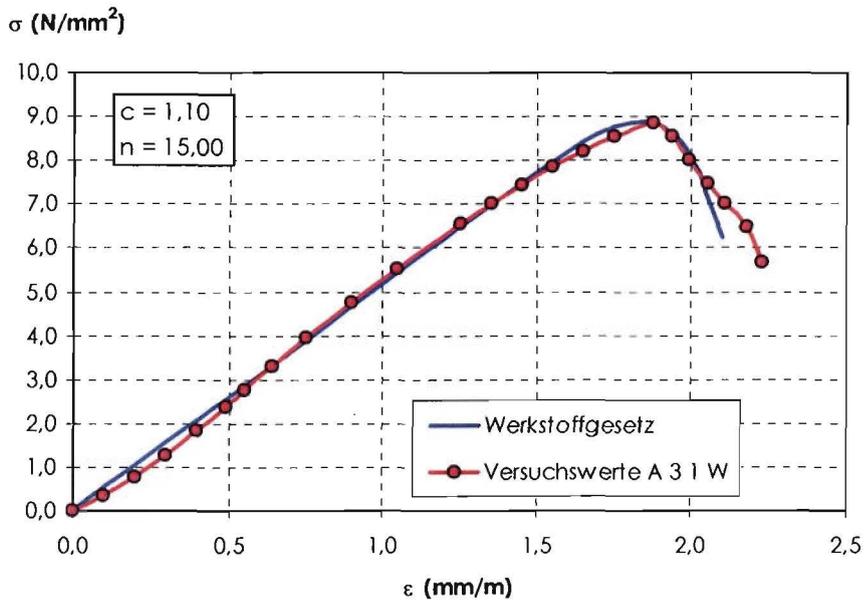


Bild 92 HLz – 2 DF – NM III

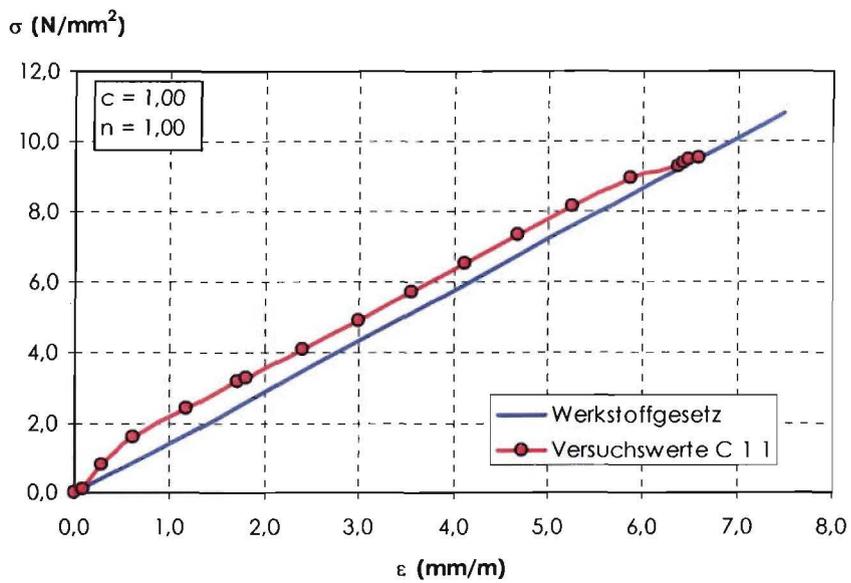


Bild 93 KS – NF – NM I

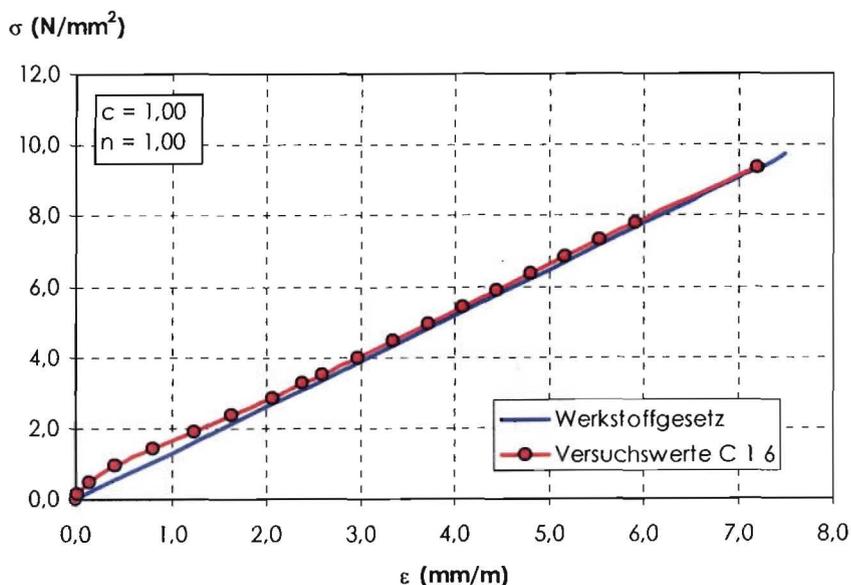


Bild 94 KS – 3 DF – NM I

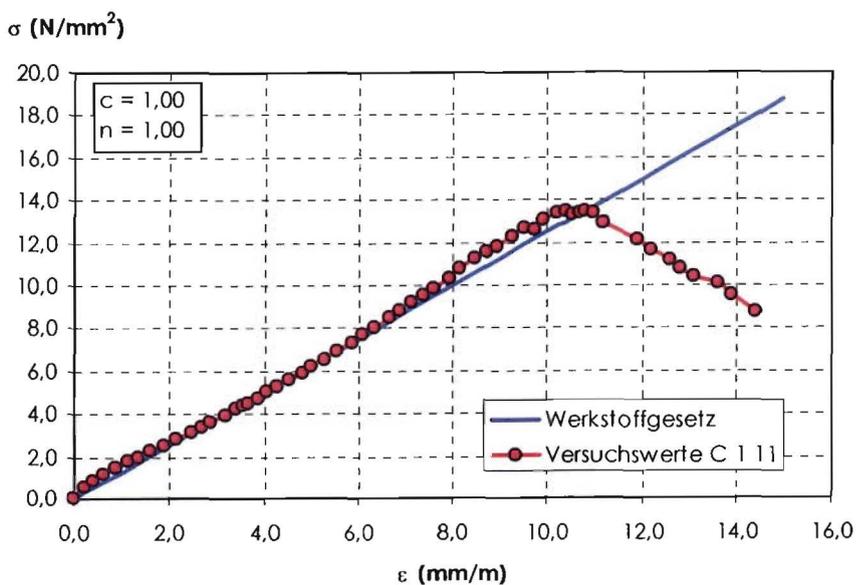


Bild 95 KS – 5 DF – NM I

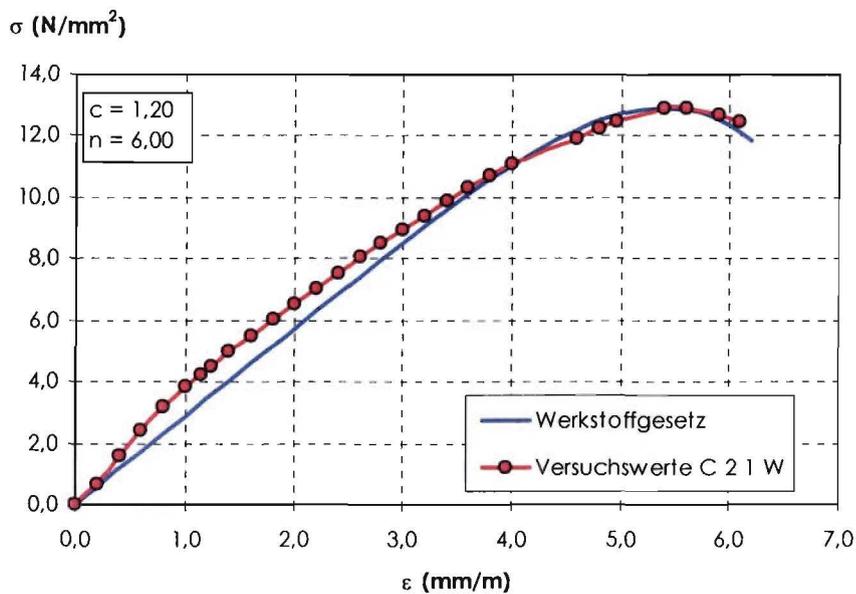


Bild 96 KS – NF – NM II

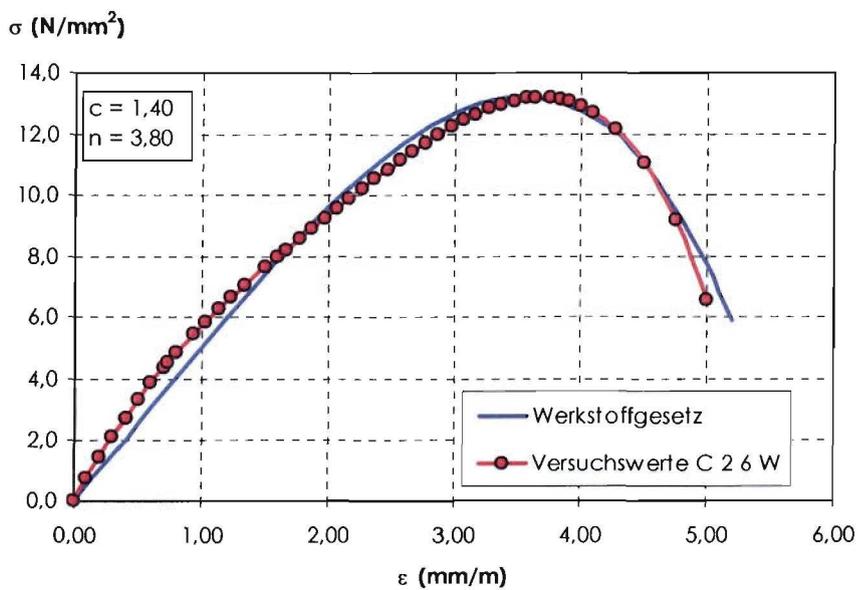


Bild 97 KS – 3 DF – NM II

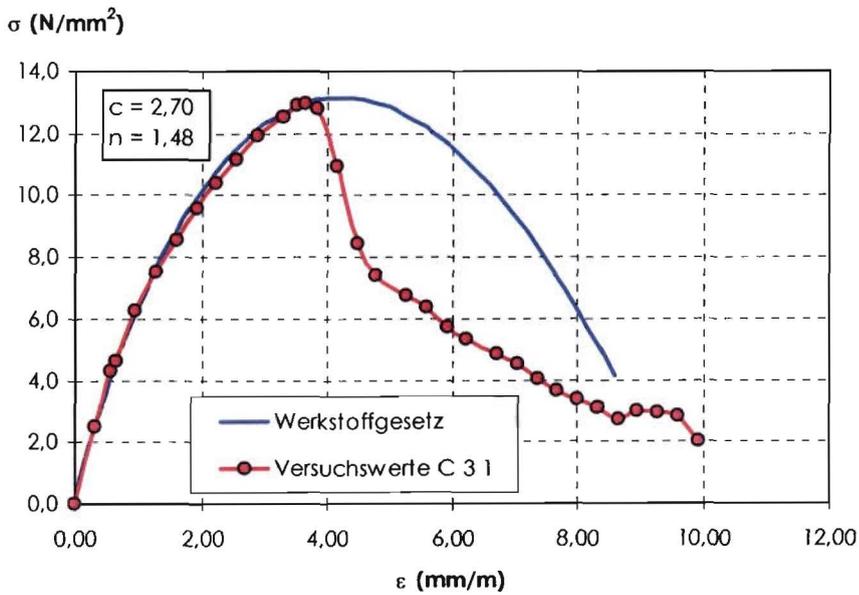


Bild 98 KS – 3 DF – NM III

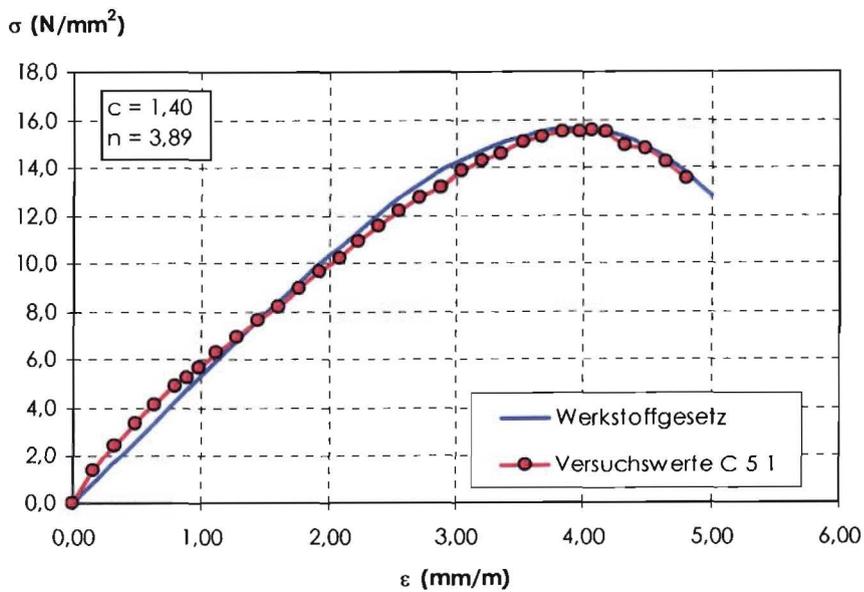


Bild 99 KS – Quadro – DM

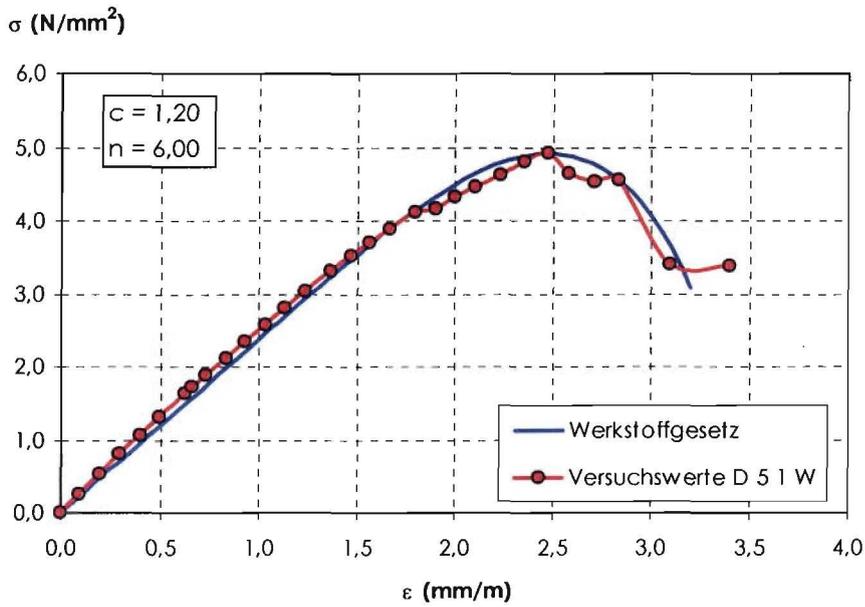


Bild 100 PP – 115 – DM

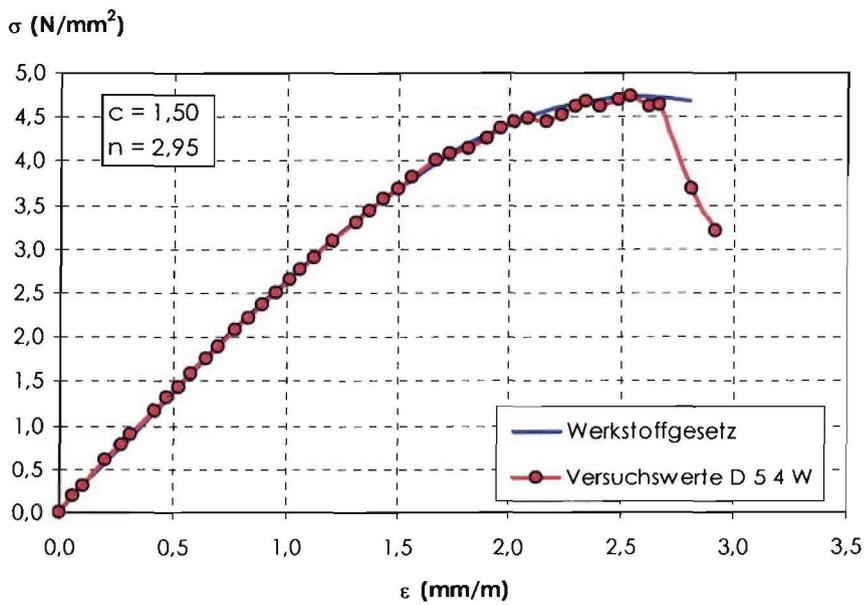


Bild 101 PP – 175 – DM

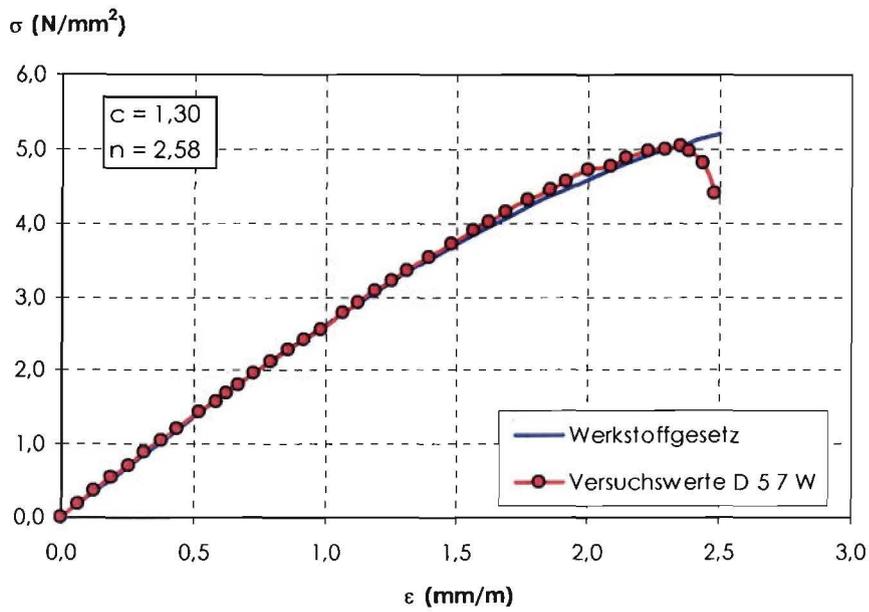


Bild 102 PP – 240 – DM

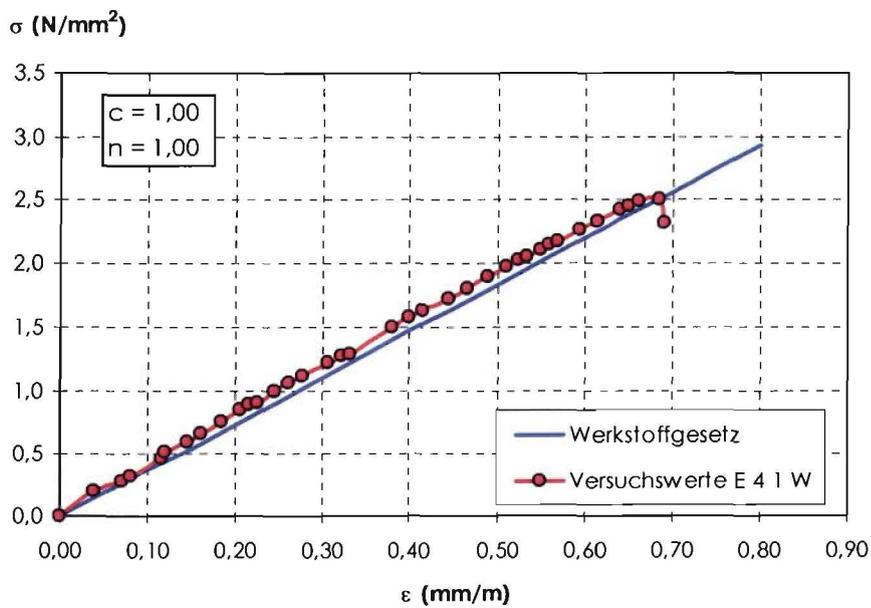


Bild 103 Vbl – 12 DF / 175 – LM 36

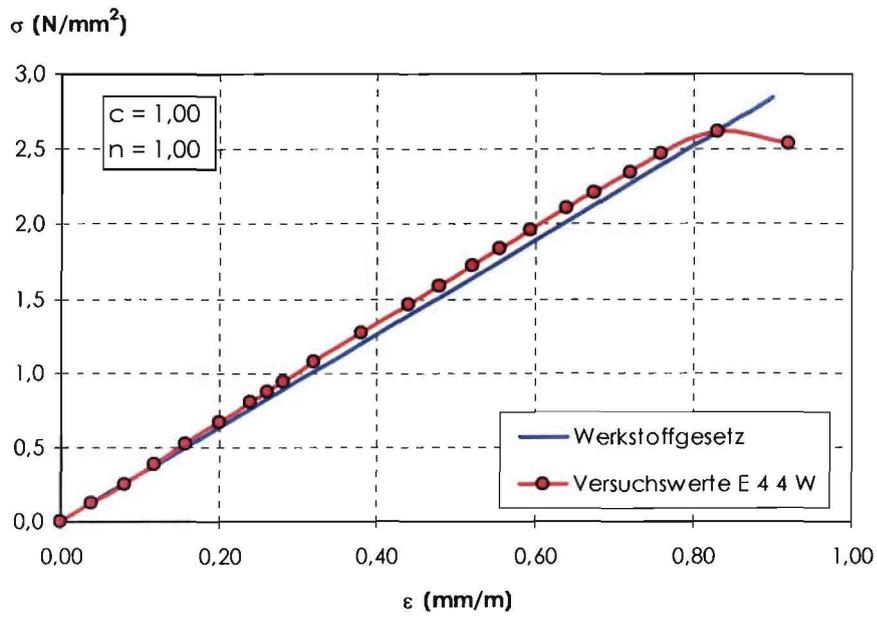
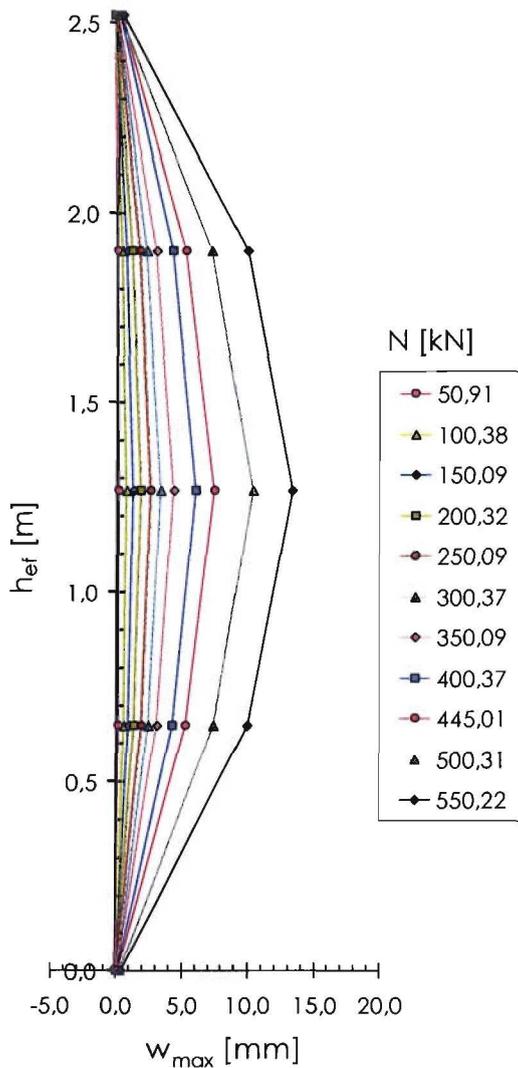


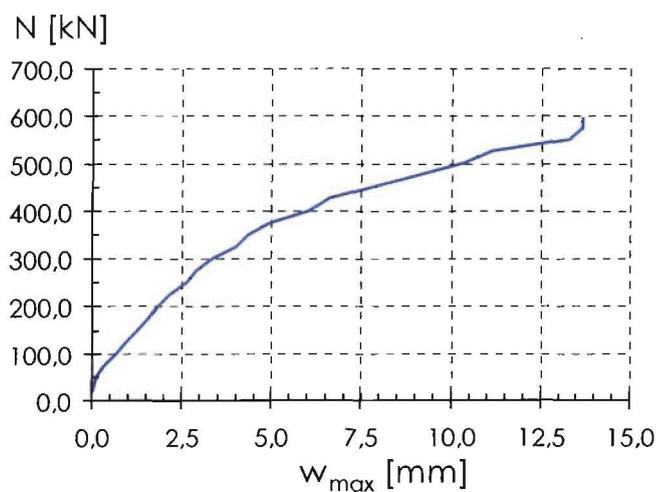
Bild 104 Vbl – 12 DF / 365 – LM 36

9.5 Wandversuche – Last-Verformungs-Verhalten (Tastversuche)

Bei den zentrisch sowie exzentrisch durchgeführten Tastversuchen an schlanken Wandprüfkörpern wurden Vertikal- und Horizontalverformungen aufgezeichnet. Die Messpunkte lagen an den Wandenden und ca. in den Viertelpunkten der Wandhöhe. Im Weiteren werden die Versuchsergebnisse hinsichtlich der horizontalen Auslenkung mit zunehmender Laststeigerung bis zum Erreichen des Bruchzustandes ausgewertet.

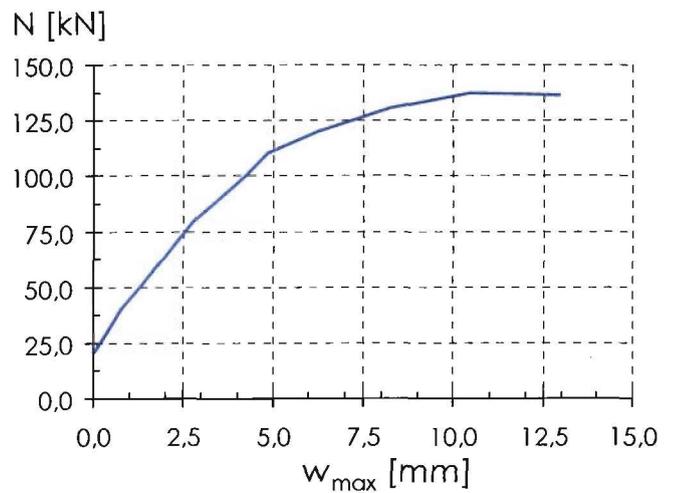
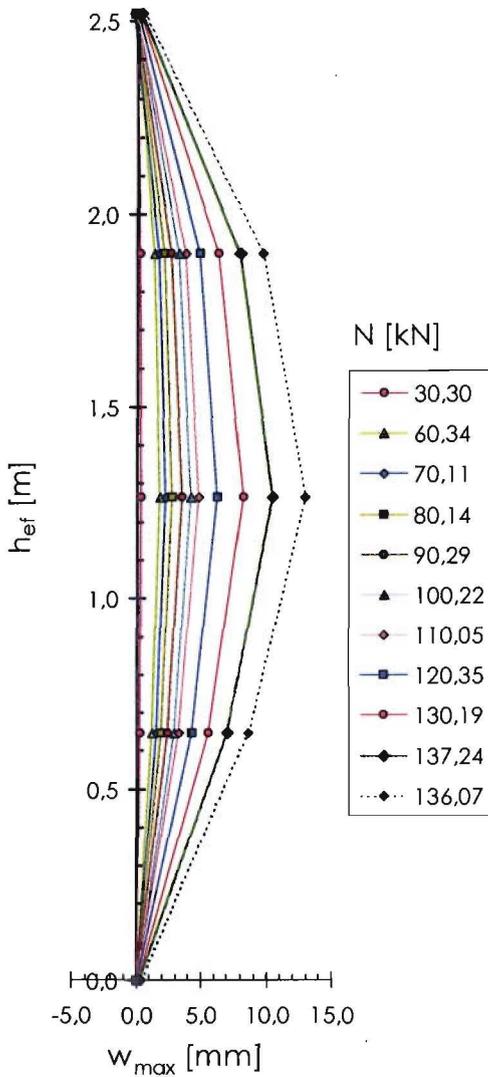


a) Horizontale Auslenkungen



b) Horizontale Wandverformung in Wandmitte

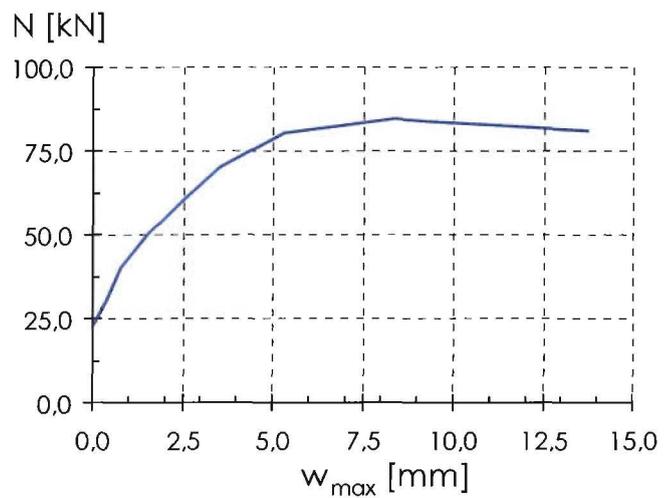
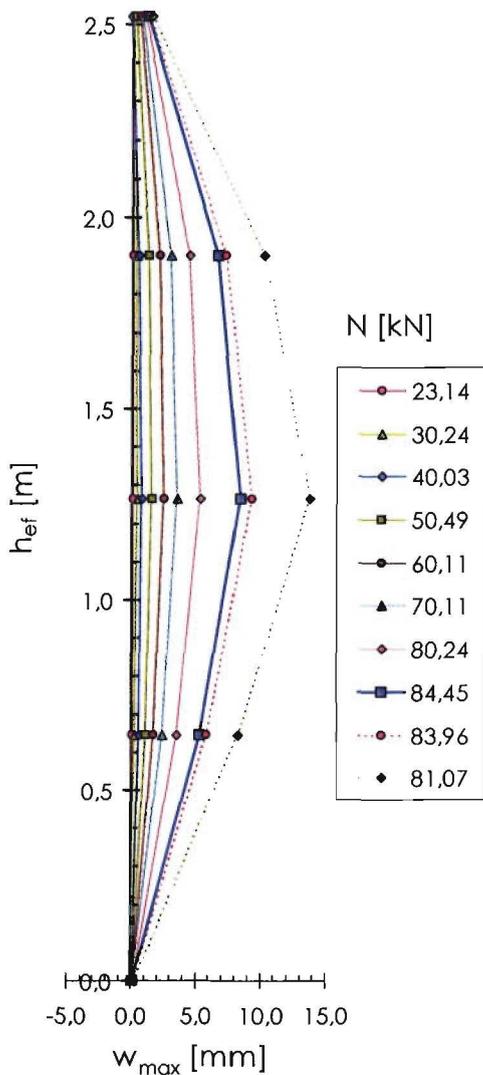
Bild 105 Last-Verformungs-Verhalten Versuch C 5 4 b / KS – Quadro – DM – e = 0



a) Horizontale Auslenkungen

b) Horizontale Wandverformung in Wandmitte

Bild 106 Last-Verformungs-Verhalten Versuch C 5 5 a / KS – Quadro – DM – $e = 0,28 \cdot t$



a) Horizontale Auslenkungen

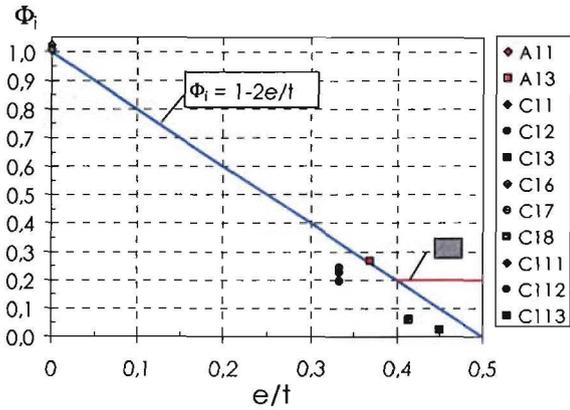
b) Horizontale Wandverformung in Wandmitte

Bild 107 Last-Verformungs-Verhalten Versuch C 5 5 a / KS – Quadro – DM – $e = 0,28 \cdot t$

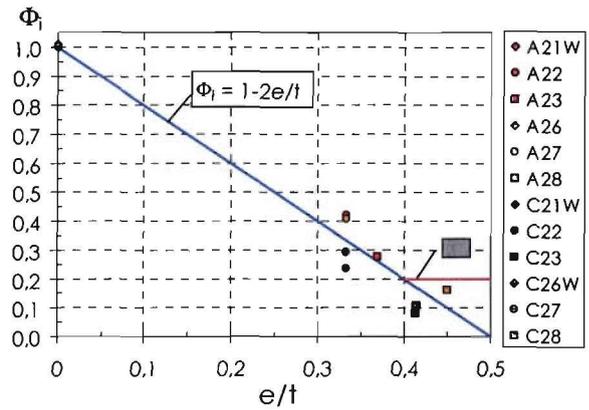
9.6 Traglastfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastexzentrizität

Nachfolgend werden die aus den Versuchen an Kleinprüfkörper ermittelten Traglastfaktoren zur Berücksichtigung des Einflusses der Exzentrizität der Belastung mit den Regelungen der ENV 1996-1-1 verglichen. Der traglastmindernde Einfluss der Schlankheit bleibt dabei unberücksichtigt. Alle Versuchsergebnisse wurden auf eine theoretische Schlankheit von $h/t = 0$ bezogen. Als Grundlage hierfür dienten die Berechnungsgleichungen zur Bestimmung der Traglastfaktoren nach ENV 1996-1-1, Anhang A.

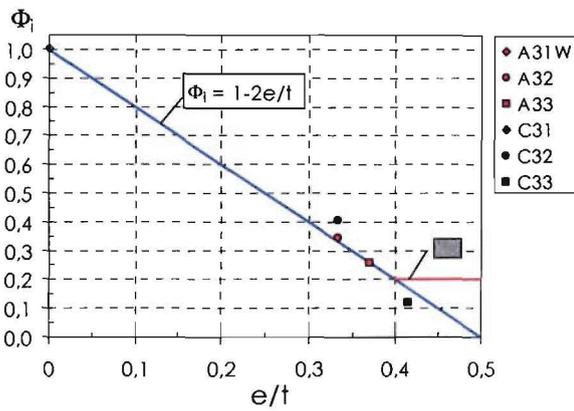
9.6.1 Eigene Untersuchungen



a) HLz und KS mit MG I



b) HLz und KS mit MG II



c) HLz und KS mit MG III

Bild 108 Vergleich der Traglastfaktoren Φ_1 für Mauerwerk mit Normalmörtel

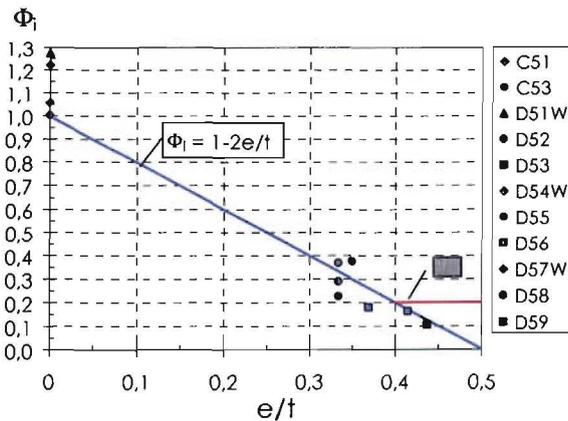


Bild 109 Vergleich der Traglastfaktoren Φ_1 für Mauerwerk aus KS und PP mit Dünnbettmörtel

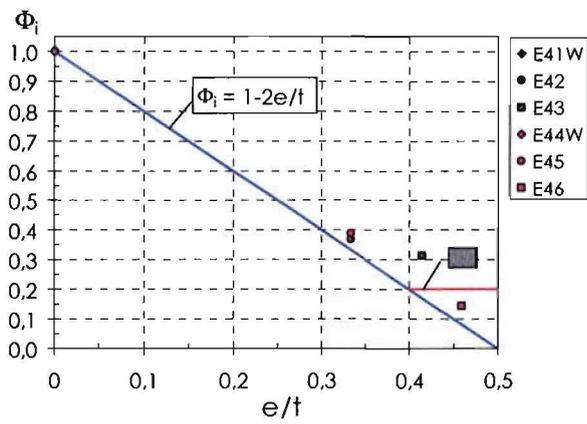


Bild 110 Vergleich der Traglastfaktoren Φ für Mauerwerk aus Vbl mit Leichtmörtel

Tabelle 41 Vergleich der Druckzonenhöhe in Bezug zur gemessenen Risslänge für $e > 0,4 \cdot t$

V.-NR.	Steinart	Mörtel	Querschnitt		Exzentrität		Rißlänge l_R mm	Verhältnswerte		Druckzonenhöhe		
			l mm	t mm	e mm	mm		l_R/t	e/t	$x_{exp.}$ mm	$x_{cal.}$ mm	x_{EC6} mm
A 2 8 a	HLZ-5DF	MG I	240	300	e=t/2-15	135,0	261,5	0,872	0,450	38,50	30,00	60,00
A 2 8 b	HLZ-5DF	MG I	240	300	e=t/2-15	135,0	267,0	0,890	0,450	33,00	30,00	60,00
A 2 8 c	HLZ-5DF	MG I	240	300	e=t/2-15	135,0	265,0	0,883	0,450	35,00	30,00	60,00
C 1 3 a	KS-NF	MG I	240	115	e=t/2-10	47,5	93,8	0,816	0,413	21,20	20,00	23,00
C 1 3 b	KS-NF	MG I	240	115	e=t/2-10	47,5	85,5	0,743	0,413	29,50	20,00	23,00
C 1 3 c	KS-NF	MG I	240	115	e=t/2-10	47,5	88,0	0,765	0,413	27,00	20,00	23,00
C 1 8 a	KS-3DF	MG I	240	175	e=t/2-15	72,5	143,0	0,817	0,414	32,00	30,00	35,00
C 1 8 b	KS-3DF	MG I	240	175	e=t/2-15	72,5	140,0	0,800	0,414	35,00	30,00	35,00
C 1 8 c	KS-3DF	MG I	240	175	e=t/2-15	72,5	140,5	0,803	0,414	34,55	30,00	35,00
C 1 13 a	KS-5DF	MG I	240	300	e=t/2-15	135,0	269,0	0,897	0,450	31,00	30,00	60,00
C 1 13 b	KS-5DF	MG I	240	300	e=t/2-15	135,0	262,5	0,875	0,450	37,50	30,00	60,00
C 1 13 c	KS-5DF	MG I	240	300	e=t/2-15	135,0	300,0	1,000	0,450	0,00	30,00	60,00
C 2 3 b	KS-NF	MG II	240	115	e=t/2-10	47,5	97,0	0,843	0,413	18,00	20,00	23,00
C 2 3 c	KS-NF	MG II	240	115	e=t/2-10	47,5	106,0	0,922	0,413	9,00	20,00	23,00
C 2 3 d	KS-NF	MG II	240	115	e=t/2-10	47,5	93,1	0,810	0,413	21,90	20,00	23,00
C 2 3 e	KS-NF	MG II	240	115	e=t/2-10	47,5	94,8	0,824	0,413	20,20	20,00	23,00
C 2 3 f	KS-NF	MG II	240	115	e=t/2-10	47,5	99,5	0,865	0,413	15,55	20,00	23,00
C 2 8 b	KS-3DF	MG II	240	175	e=t/2-15	72,5	147,0	0,840	0,414	28,00	30,00	35,00
C 2 8 c	KS-3DF	MG II	240	175	e=t/2-15	72,5	148,0	0,846	0,414	27,00	30,00	35,00
C 2 8 d	KS-3DF	MG II	240	175	e=t/2-15	72,5	157,9	0,902	0,414	17,15	30,00	35,00
C 3 3 a	KS-3DF	MG III	240	175	e=t/2-15	72,5	166,0	0,949	0,414	9,00	30,00	35,00
C 3 3 b	KS-3DF	MG III	240	175	e=t/2-15	72,5	161,5	0,923	0,414	13,50	30,00	35,00
C 3 3 c	KS-3DF	MG III	240	175	e=t/2-15	72,5	161,5	0,923	0,414	13,50	30,00	35,00
D 5 6 a	PP-175	DM	600	175	e=t/2-15	72,5	151,6	0,866	0,414	23,40	30,00	35,00
D 5 6 b	PP-175	DM	600	175	e=t/2-15	72,5	157,1	0,898	0,414	17,90	30,00	35,00
D 5 6 c	PP-175	DM	600	175	e=t/2-15	72,5	150,6	0,860	0,414	24,45	30,00	35,00
D 5 9 a	PP-240	DM	500	240	e=t/2-15	105,0	199,7	0,832	0,438	40,30	30,00	48,00
D 5 9 b	PP-240	DM	500	240	e=t/2-15	105,0	195,0	0,813	0,438	45,00	30,00	48,00
D 5 9 c	PP-240	DM	500	240	e=t/2-15	105,0	195,9	0,816	0,438	44,10	30,00	48,00
E 4 3 a	Vbl-175	LM 36	497	175	e=t/2-15	72,5	126,0	0,720	0,414	49,00	30,00	35,00
E 4 3 b	Vbl-175	LM 36	497	175	e=t/2-15	72,5	123,5	0,706	0,414	51,50	30,00	35,00
E 4 3 c	Vbl-175	LM 36	497	175	e=t/2-15	72,5	116,3	0,664	0,414	58,75	30,00	35,00
E 4 6 a	Vbl-240	LM 36	247	365	e=t/2-15	167,5	310,0	0,849	0,459	55,00	30,00	73,00
E 4 6 b	Vbl-240	LM 36	247	365	e=t/2-15	167,5	300,0	0,822	0,459	65,00	30,00	73,00
E 4 6 c	Vbl-240	LM 36	247	365	e=t/2-15	167,5	300,0	0,822	0,459	65,00	30,00	73,00

9.6.2 Untersuchungen von Pieper und Lind aus [51]

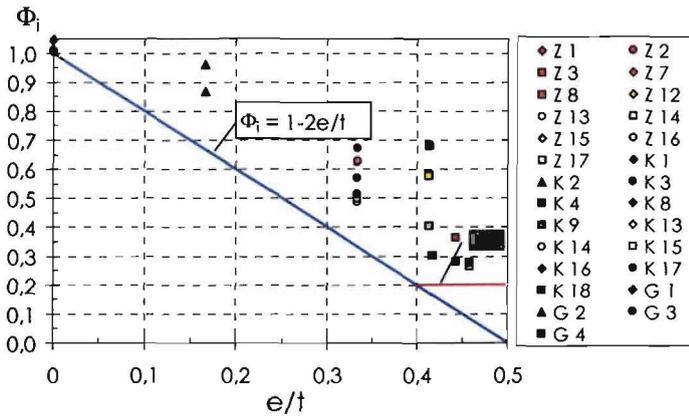


Bild 111 Vergleich der Traglastfaktoren Φ_1 für Mauerwerk aus HLZ, KS und PP mit Normalmörtel MG IIa; Versuchswerte aus [51]

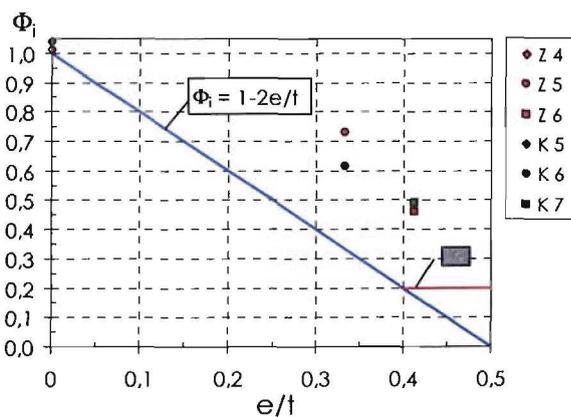


Bild 112 Vergleich der Traglastfaktoren Φ_1 für Mauerwerk aus HLZ und KS mit Normalmörtel MG III; Versuchswerte aus [51]

9.6.3 Untersuchungen von Hirsch aus [52]

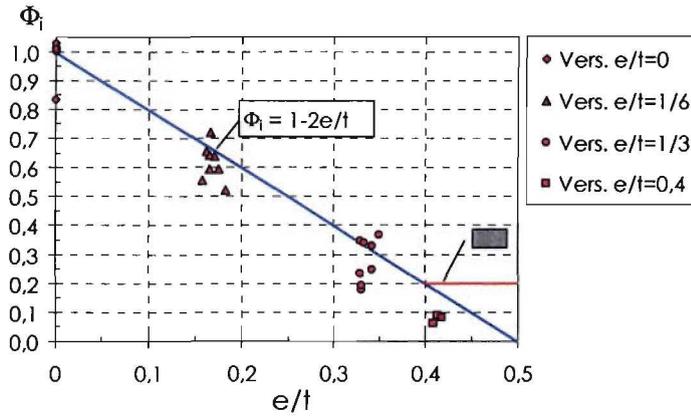


Bild 113 Vergleich der Traglastfaktoren Φ für Mauerwerk aus HLZ, KS und Mz mit Normalmörtel MG I; Versuchswerte aus [52]

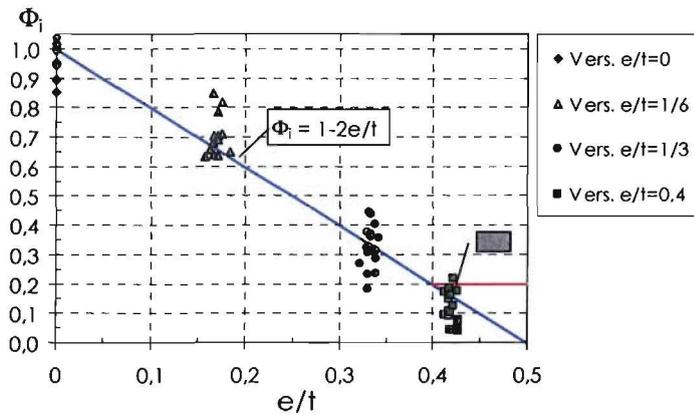


Bild 114 Vergleich der Traglastfaktoren Φ für Mauerwerk aus HLZ, KS und Mz mit Normalmörtel MG IIa; Versuchswerte aus [52]

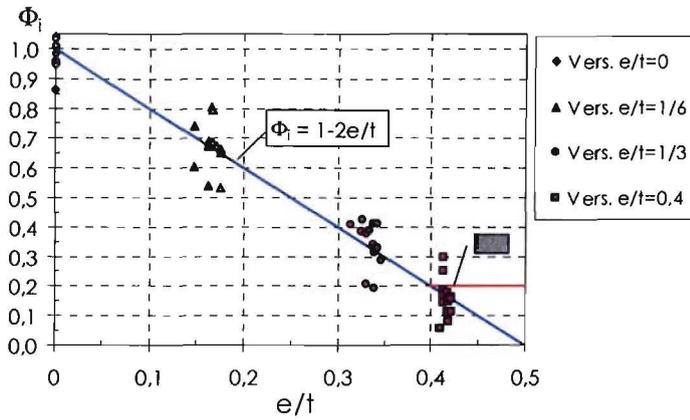


Bild 115 Vergleich der Traglastfaktoren Φ für Mauerwerk aus HLz, KS und Mz mit Normalmörtel MG III; Versuchswerte aus [52]

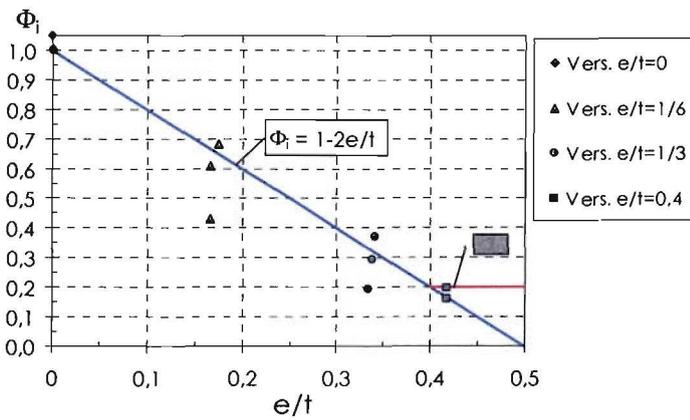


Bild 116 Vergleich der Traglastfaktoren Φ für Mauerwerk aus PP mit Dünnbettmörtel; Versuchswerte aus [52]

9.7 Traglastfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Lastexzentrizität und der Schlankheit

9.7.1 Eigene Untersuchungen

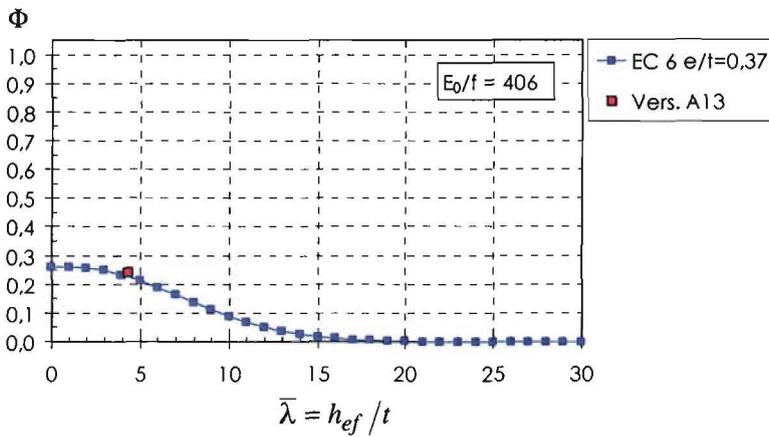


Bild 117 Vergleich der Traglastfaktoren für HLz – MG I

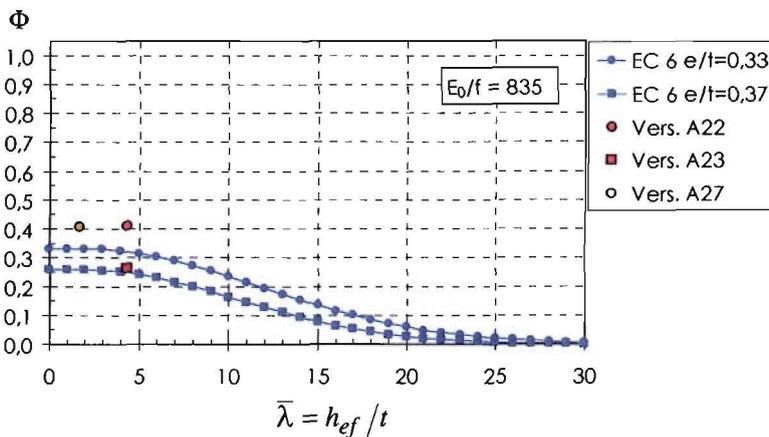


Bild 118 Vergleich der Traglastfaktoren für HLz – MG II

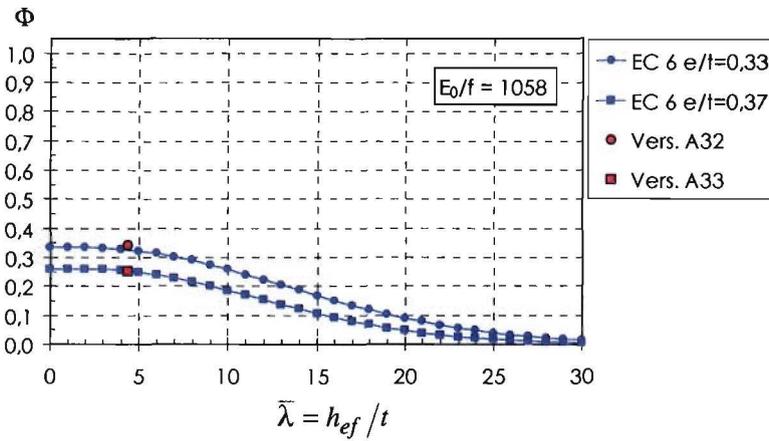


Bild 119 Vergleich der Traglastfaktoren für HLz – MG III

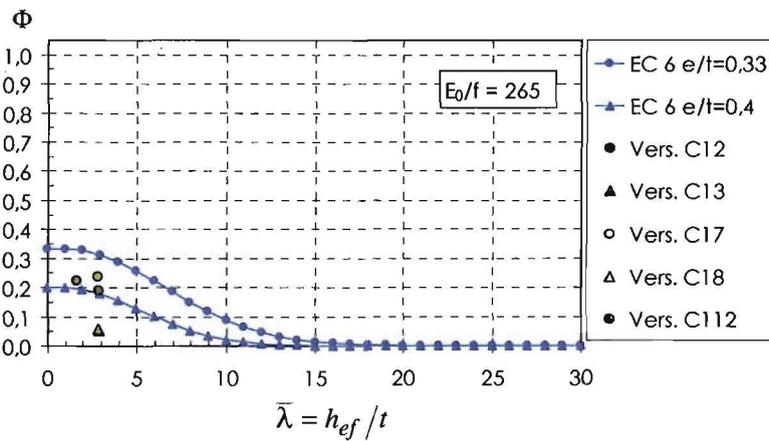


Bild 120 Vergleich der Traglastfaktoren für KS – MG I

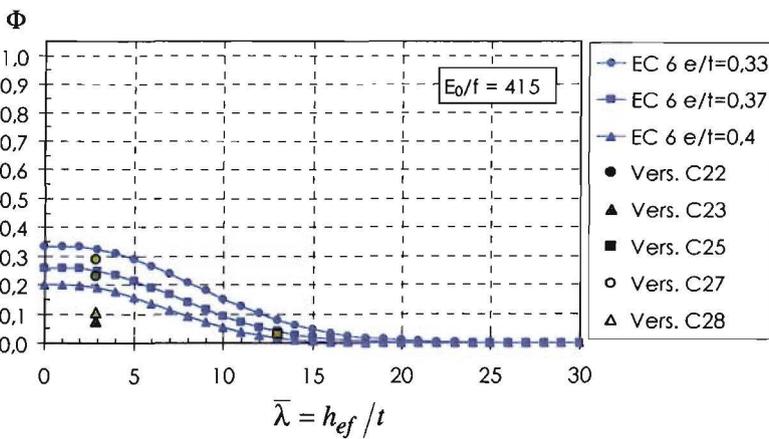


Bild 121 Vergleich der Traglastfaktoren für KS – MG II

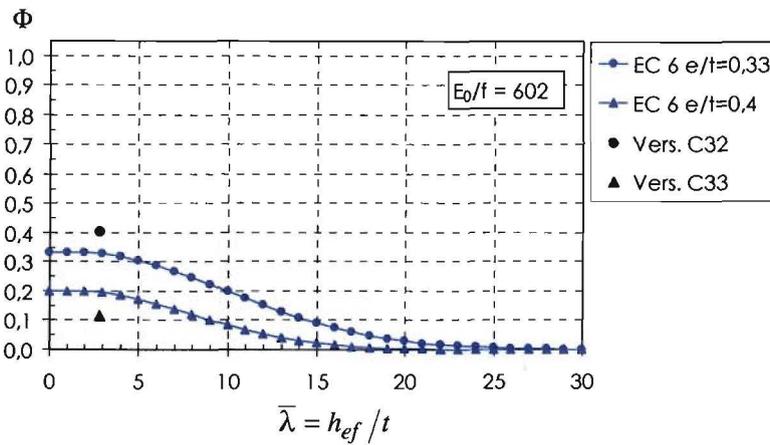


Bild 122 Vergleich der Traglastfaktoren für KS – MG III

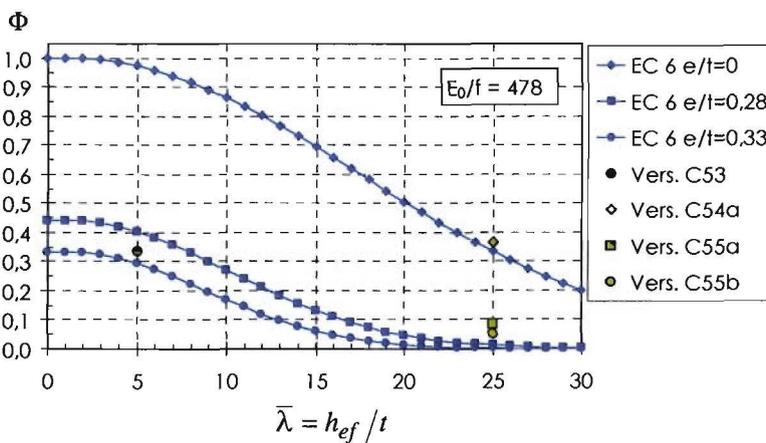


Bild 123 Vergleich der Traglastfaktoren für KS – DM

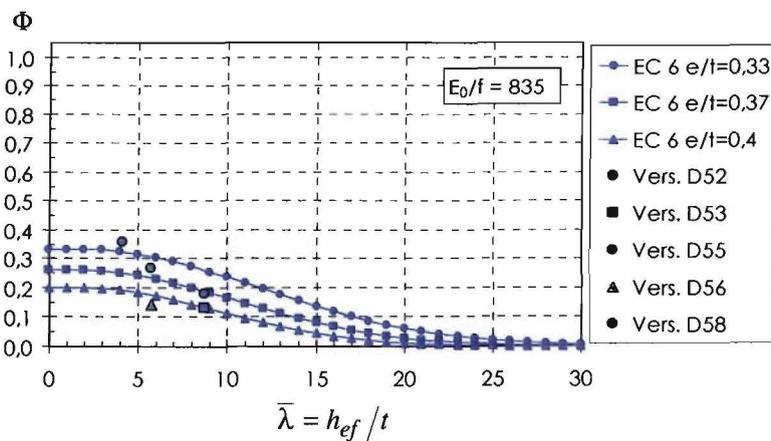


Bild 124 Vergleich der Traglastfaktoren für PP – DM

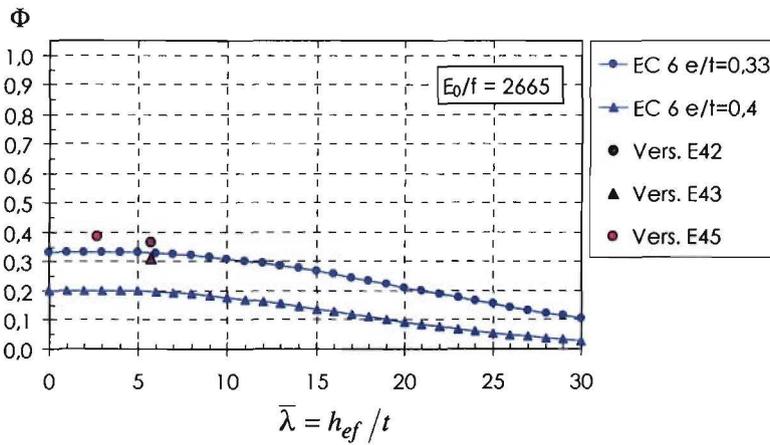


Bild 125 Vergleich der Traglastfaktoren für Vbl – LM 36

9.7.2 Untersuchungen von Kirtschig u.a. aus [50]

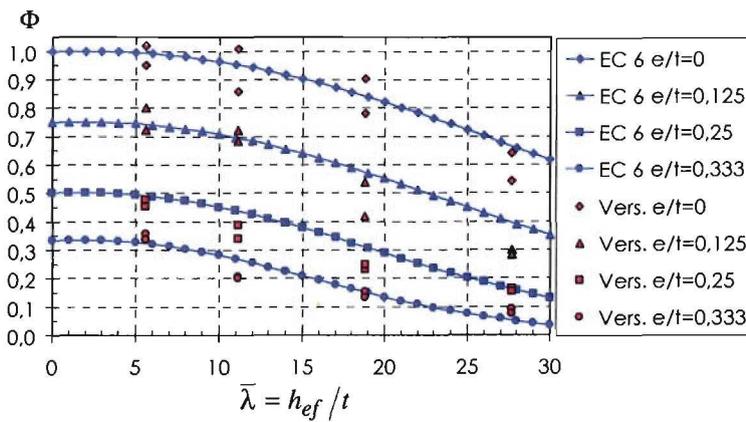


Bild 126 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus KSL – NM IIa nach [50]

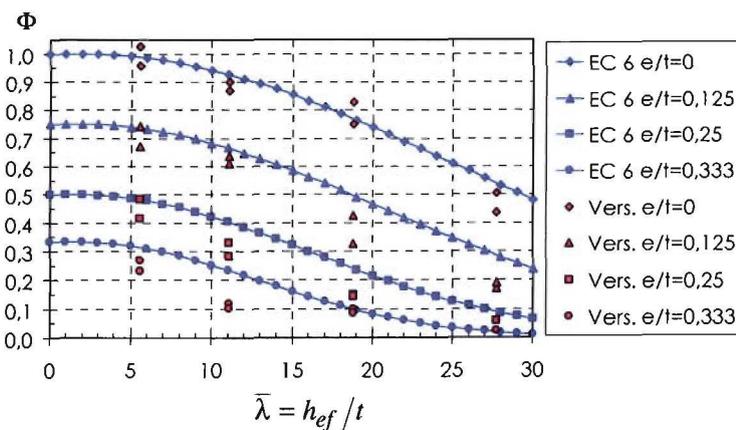


Bild 127 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus Vbl – NM IIa nach [50]

9.7.3 Untersuchungen von Pieper und Lind aus [51]

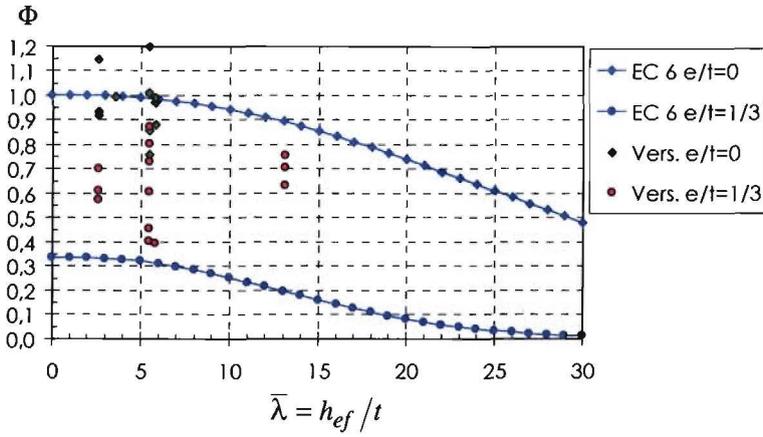


Bild 128 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus HLZ – NM IIa/III nach [51]

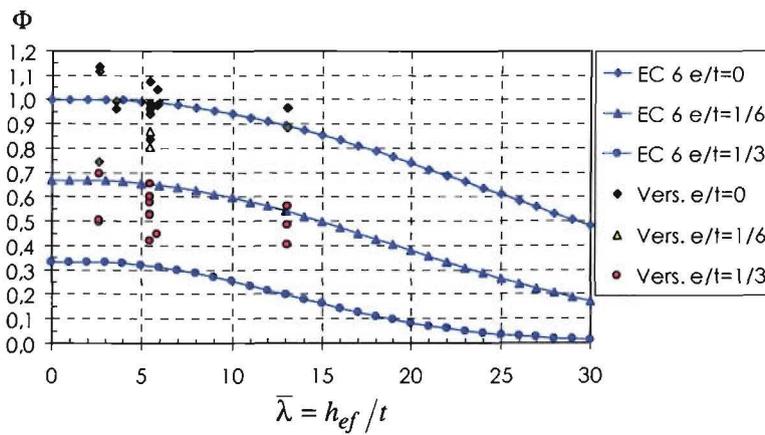


Bild 129 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus KS – NM IIa/III nach [51]

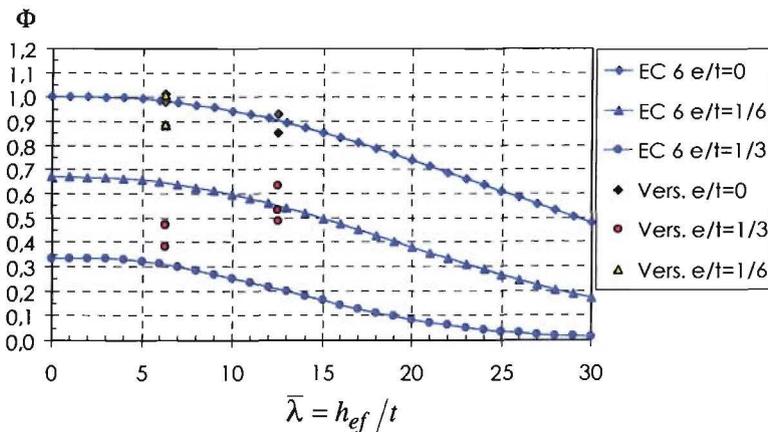


Bild 130 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus G – NM IIa nach [51]

9.7.4 Untersuchungen von Hirsch aus [52]

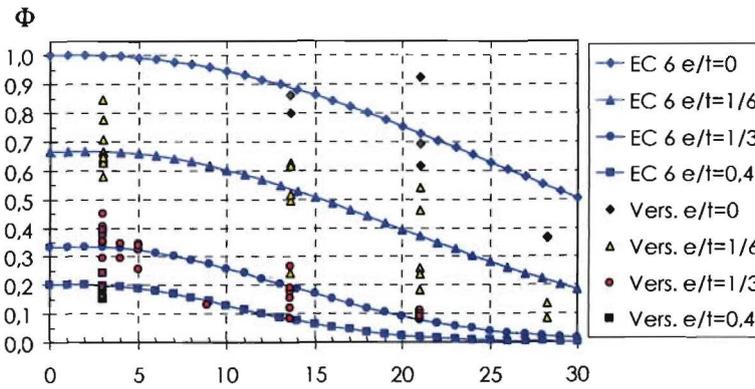


Bild 131 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus HLz – NM IIa/III nach [52]

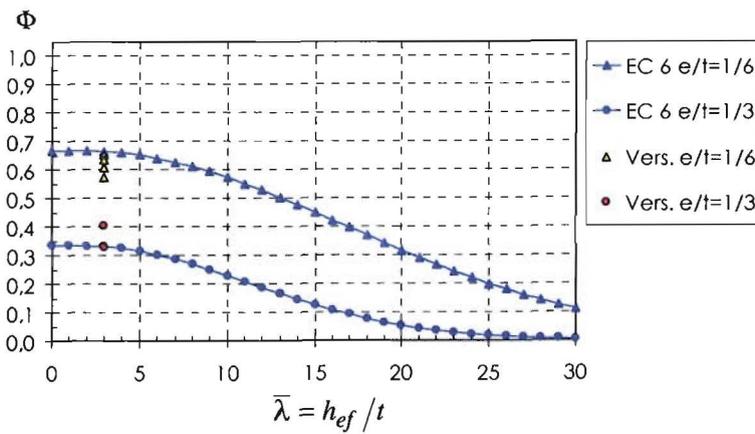


Bild 132 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus HLz – NM I nach [52]

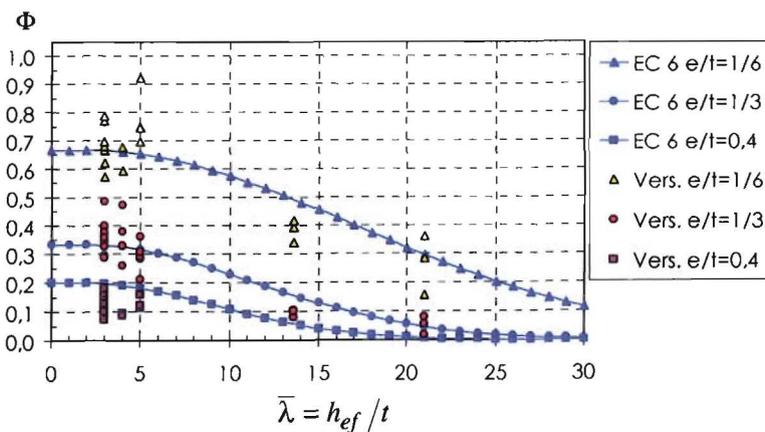


Bild 133 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus KS – NM IIa nach [52]

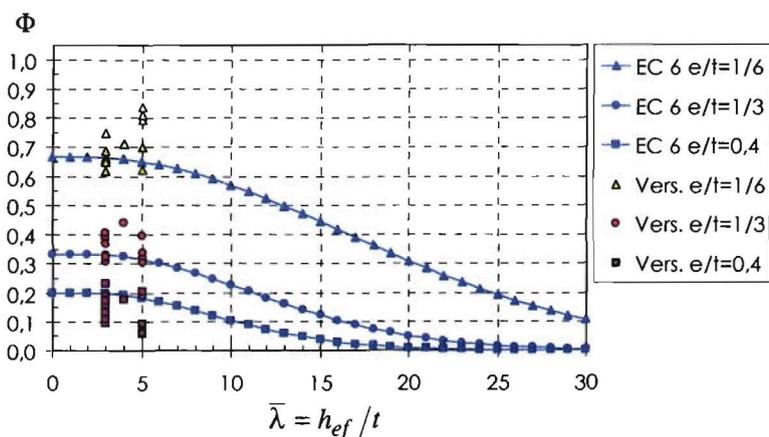


Bild 134 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus KS – NM III nach [52]

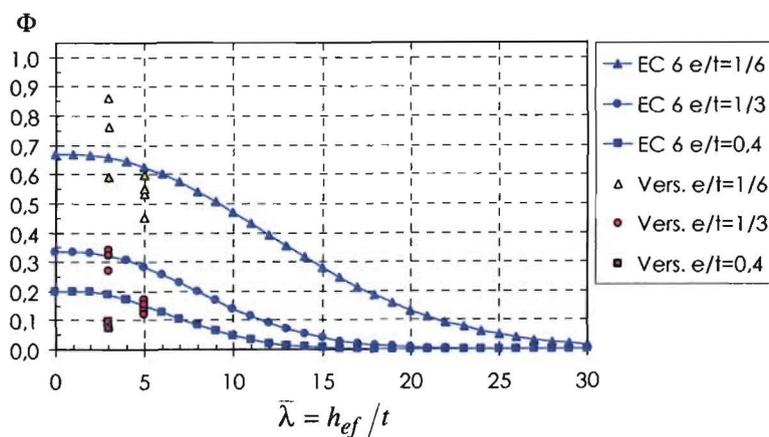


Bild 135 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus KS – NM I nach [52]

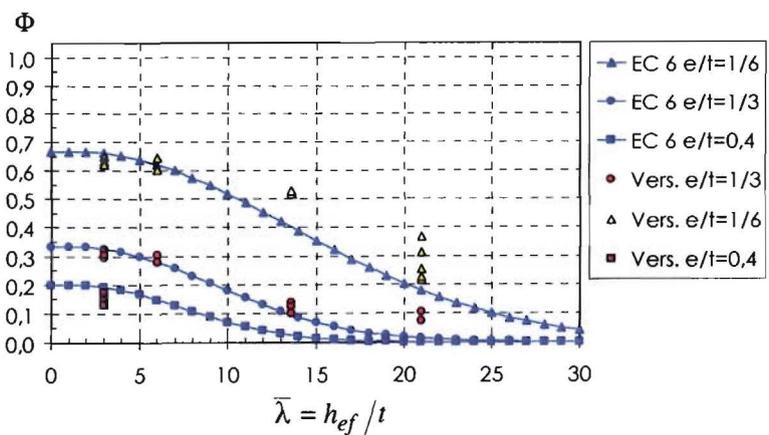


Bild 136 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus PP - DM nach [52]

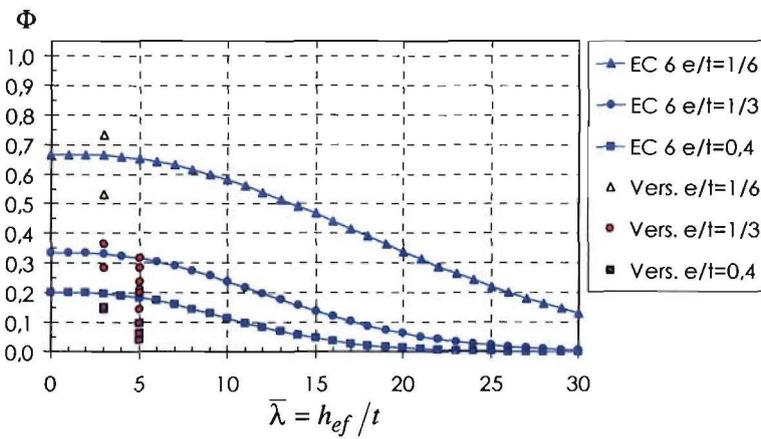


Bild 137 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus Mz – NM IIa/III nach [52]

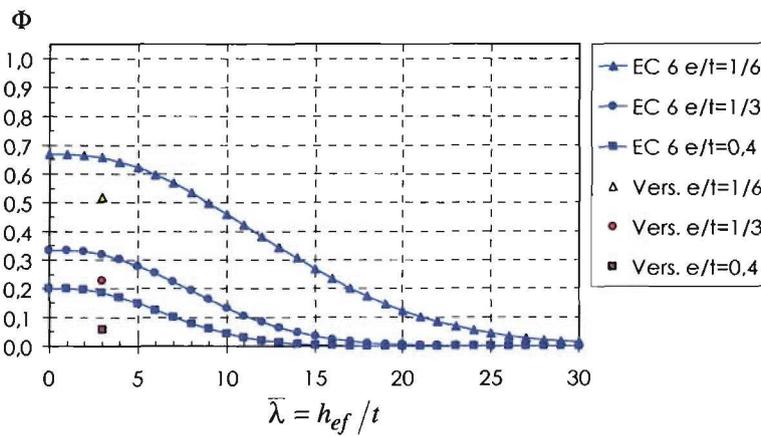


Bild 138 Vergleich Versuche – ENV 1996-1-1 für Mauerwerk aus Mz – NM I nach [52]