

Detleff Schermer, Eric Brehm (Hrsg.)

# Mauerwerk-Kalender 2023

**Schwerpunkte: Instandsetzung; Erdbeben**; Lehmbau

- Instandsetzung und Sanierung von Mauerwerk
- Erdbebenachweise nach **DIN EN 1998-1**
- aktuelle Beiträge zur Berechnung und Bemessung von Lehmbauwerken

Das Nachschlagewerk zum Mauerwerksbau im 48. Jahrgang: Schwerpunkte sind die Instandsetzung und Sanierung von Mauerwerk sowie die der konstruktive Lehmbau. Weitere Beiträge behandeln die Erweiterung von Eisenbahngewölbebrücken und die digitale Transformation im Bau-



2/2023 · ca. 348 Seiten · ca. 188 Abbildungen · ca. 140 Tabellen

Hardcover

ISBN 978-3-433-03373-9 ca. € 159\*

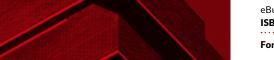
Fortsetzungspreis ca. € 139\*

eBundle (Print + ePDF)

ISBN 978-3-433-03374-66 ca. **€ 194**\*

Fortsetzungspreis eBundle ca. € 169\*

Bereits vorbestellbar.



# BESTELLEN

+49(0)3047031-236 marketing@ernst-und-sohn.de www.ernst-und-sohn.de/3373

reis gilt ausschließlich für Deu





In seinem 48. Jahrgang begleitet der Mauerwerk-Kalender die erfolgreiche Bauart als verlässliches Nachschlagewerk mit den Eigenschaftswerten von Mauersteinen, Mauermörtel, Mauerwerk und Putzen, mit der aktuellen Übersicht über die Allgemeinen Bauaufsichtlichen Zulassungen bzw. Allgemeinen Bauartgenehmigungen dieses Fachgebietes und mit der Zusammenstellung der geltenden technischen Regeln für den Mauerwerksbau. In diesem Zusammenhang wird in einem gesonderten Kapitel auf die Besonderheiten bei Vorhabenbezogenen Bauartgenehmigungen (frühere Bezeichnung: Zustimmungen im Einzelfall) eingegangen.

Ein Schwerpunkt des diesjährigen Kalenders ist der Lehmbau. In mehreren Beiträgen wird ausführlich auf die Grundlagen für die Bemessung von Lehmsteinmauerwerk und den aktuellen Stand der Regelwerke eingegangen. Abgerundet wird das Thema mit einem Projektbeispiel anhand der Konservierung von mesopotamischen Lehmsteinbauten in Uruk. Weitere Beiträge beschäftigen sich mit dem Erdbeben-

nachweis von Mauerwerksbauten nach der aktuellen DIN EN 1998-1 und der Brandschutzbemessung von Mauerwerkskonstruktionen nach Eurocode 6. Des Weiteren wird in weiteren Beiträgen auf die energetische Sanierung und den Denkmalschutz von Mauerwerksbauten eingegangen. Ein Fortsetzungsbeitrag behandelt die Ertüchtigung und Erweiterung von Eisenbahngewölbebrücken.

Im Rahmen der digitalen Transformation des Bauwesens behandelt ein weiterer Beitrag die Grundlagen künstlicher Intelligenz und deren Anwendung im Wohnungsbau. Das abschließende Kapitel gibt eine Übersicht zu laufenden Forschungsvorhaben im Mauerwerksbau.

#### **BESTELLUNG**

Anzahl	ISBN /	Titel	Preis
	978-3-433-03373-9	Mauerwerk-Kalender 2023	ca. € 159*
		Fortsetzungspreis	ca. € 159*
	978-3-433-03345-6	Mauerwerk-Kalender 2023 (eBundle)	ca. € 194*
***************************************		Fortsetzungspreis eBundle	ca. € 169*

Privat	Geschäftlich			
Firma, Abteilung		UST-ID Nr.		
Name, Vorname		Telefon	Fax	
Straße, Nr.				
PLZ/Ort/Land		E-Mail		
	Firma, Abteilung  Name, Vorname  Straße, Nr.	Firma, Abteilung  Name, Vorname  Straße, Nr.	Firma, Abteilung  UST-ID Nr.  Name, Vorname  Telefon  Straße, Nr.	Firma, Abteilung  UST-ID Nr.  Name, Vorname  Telefon  Fax  Straße, Nr.

# 2023

# MAUERWERK KALENDER

Instandsetzung Erdbeben Lehmbau

Herausgegeben von Detleff Schermer, Regensburg Eric Brehm, Karlsruhe

48. Jahrgang



#### Vorwort

Liebe Leserinnen und Leser.

wir freuen uns sehr, Ihnen die neueste Ausgabe des Mauerwerk-Kalenders vorlegen zu dürfen, welcher sich mit den Schwerpunkten "Instandsetzung – Erdbeben – Lehmbau" auseinandersetzt.

Die Bauwirtschaft steht vor epochalen Umbrüchen. Das Erfordernis nach einer nachhaltigen – aktuell vor allem mit "klimaeffizient" übersetzt – Bauweise wird in sehr naher Zukunft zum wahrscheinlich größten Wandel der Nachkriegszeit führen, welcher alle Baubeteiligten gleichermaßen erfassen wird. In Kombination mit der Vielzahl zeitgleicher Herausforderungen, vor allem der Energiekrise und dem Fachkräftemangel, werden die vor uns stehenden Aufgaben einschneidend werden. Eine solche Situation schien bis vor Kurzem noch kaum vorstellbar.

Die Reaktion auf die anstehenden Aufgaben wird das bestimmende Thema auch dieser Publikation in den nächsten Jahren werden. Daraus ergeben sich die Schwerpunkte "Instandsetzung" und "Lehmbau" dieses Bandes. Hier freuen wir uns durch die Beiträge von Brinkmann et al. sowie Ziegert und Röhlen die Grundlagen für eine erfolgreiche Verbreitung der Bauweise in der Praxis zur Verfügung stellen zu dürfen.

Aber auch aktuelle normative Entwicklungen, die nicht im direkten Zusammenhang mit dem oben beschriebenen Bauwandel stehen, werden weiterhin aufgegriffen und behandelt. Daraus ergibt sich der dritte Schwerpunkt "Erdbeben", der durch den Beitrag von Butenweg et al. einen hervorragenden Überblick über

den rechnerischen Nachweis nach DIN EN 1998-1 liefert

Eine Möglichkeit, auf die anstehenden Herausforderungen durch den Fachkräftemangel zu reagieren, stellt der verstärkte Einsatz von künstlicher Intelligenz dar. Die Möglichkeiten und deren Anwendung im Wohnungsbau beschreibt der Beitrag von Kraus und Obergrießer.

Des Weiteren dokumentiert auch dieser Mauerwerk-Kalender als Jahrbuch wieder den aktuellen Stand der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen und Bauartgenehmigungen sowie laufende Forschungsprojekte.

Wir sind überzeugt, ein spannendes und interessantes Jahrbuch gestaltet zu haben, welches sowohl den Praktikern als auch den mehr forschungsaffinen Leserinnen und Lesern eine spannende Lektüre bietet.

Unser herzlicher Dank gilt allen Mitwirkenden an diesem Band, insbesondere wieder Dr.-Ing. Dirk Jesse von Ernst & Sohn, für die große Unterstützung. Wir wünschen Ihnen, liebe Leserinnen und Leser, eine ansprechende Lektüre und hoffen, dass die Ausgabe Ihnen neue Impulse für Ihre Herangehensweise an die Lösung der kommenden Fragestellungen liefert. Packen wir's an.

#### Herzliche Grüße

Bensheim und München, Prof. Dr.-Ing. Eric Brehm im Oktober 2022, Prof. Dr.-Ing. Detleff Schermer

# Inhaltsverzeichnis

Vorwort II	ı
------------	---

Autor:innenverzeichnis XIII

Vorbemerkung 61

Regelwerk 62

1 2

Α	Normen und Baustoffe			
A 1	<b>Eigenschaften und Eigenschaftswerte von Ma</b> Michael Raupach, Dorothea Saenger, Bernd Winke		n, Mauermörtel und Mauerwerk 1	
1 2 2.1 2.1.1	Einleitung 3  Mauersteine 3  Festigkeitseigenschaften 3  Druckfestigkeit in Steinhöhe 3	5.1 5.2 5.3	Allgemeines 8 Haftscherfestigkeit 8 Haftzug- und Biegehaftzugfestigkeit Mauerwerk 10	(
2.1.2	Druckfestigkeit in Steinlänge und -breite 3 Zug- und Spaltzugfestigkeit 3	6.1 6.2 6.2.1	Allgemeines 10 Festigkeitseigenschaften 10 Druckfestigkeit senkrecht	
2.2 2.2.1 2.2.2	Verformungseigenschaften 4 Elastizitätsmoduln 4 Querdehnungsmodul, Querdehnzahl 4	6.2.2	zu den Lagerfugen 10 Druckfestigkeit parallel zu den Lagerfugen 11	
2.3	Kapillare Wasseraufnahme 5  Mauermörtel 6	6.2.3 6.2.4 6.2.5	Zugfestigkeit 11 Biegezugfestigkeit 13 Schubfestigkeit 13	
3.1 3.1.1 3.1.2 3.2	Festigkeitseigenschaften 6 Druckfestigkeit 6 Zugfestigkeit 6 Längs- und Querdehnungsmoduln 6	6.3 6.3.1 6.3.2	Verformungseigenschaften 14 Elastizitätsmoduln 14 Feuchtedehnung, Kriechen,	
4	Mauermörtel im Mauerwerk 6		Wärmedehnung 14 Literatur 16	
5	Verbund zwischen Mauerstein und Mauermörtel 8		Literatur 10	
A 2	Neuentwicklungen im Mauerwerksbau mit al bzw. mit allgemeiner Bauartgenehmigung (al Jennifer Gebhardt, Simon Gille		bauaufsichtlicher Zulassung (abZ)	
0	Allgemeines 19	5	Schalungsstein-Bauarten 50	
0.1 0.1.1	Gesonderte Regelungen zu Schlitzen 20 Vertikalschlitze 20	6	Trockenmauerwerk 50	
0.1.2	Horizontalschlitze 20	7	Mauerwerk mit PU-Kleber 50	
0.2	Weitere allgemeine Bestimmungen und Anforderungen 20	8	Bewehrtes Mauerwerk 56	
1	Mauerwerk mit Normal- oder	9	Ergänzungsbauteile 56	
1	Leichtmauermörtel 20	10	Fertigbauteile 56	
2	Mauerwerk mit Dünnbettmörtel 20	11	Betonelemente 57	
3	Mauerwerk mit Mittelbettmörtel 46		Literatur 57	
4	Vorgefertigte Wandtafeln 47			
А3	Geltende Technische Regeln für den Mauerw (Deutsche, Europäische und Internationale N Benjamin Purkert		and <b>25.03.2022)</b> 59	

Literatur 77

3.3

DIN 18945:2018-12 Lehmsteine -

Anforderungen, Prüfung und Kennzeichnung 118

# B Gestaltung und Konstruktion (Neubau)

_	costantang and nonstrainen (nearta)		
B 1	<b>Grundlagen zur Bemessung druckbeansprucht</b> Maximilian Brinkmann, Philipp Wiehle, Marc Thiele		
1	Einleitung 81	3.2	Materialmodellierung 96
2	Experimentelle Untersuchungen an Lehmmauerwerk 82	3.3 3.3.1	Numerische Berechnung der Traglast 97 Modellierungsstrategie 97
2.1	Einfluss des Feuchtegehalts 82	3.3.2	Geometrie 98
2.2	Steine und Mörtel 82	3.3.3	Lagerungsbedingungen und Belastung 98
2.2.1	Allgemeines 82	3.3.4 3.4	Diskretisierung 99 Analytische Berechnung der Traglast 99
2.2.2	Probekörpervorbereitung und	3.5	Validierung der Traglastmodelle 100
	Versuchsdurchführung 83	3.6	Fazit 101
2.2.3	Ergebnisse und Auswertung 84		
2.3	Lehmmauerwerk 86	4	Bemessung druckbeanspruchten
2.3.1 2.3.2	Allgemeines 86 RILEM-Probekörper 86		Lehmmauerwerks auf Basis von DIN EN 1996/NA 102
2.3.2.1	Probekörpervorbereitung und	4.1	Allgemeines 102
2.3.2.1	Versuchsdurchführung 86	4.2	Semiprobabilistisches Sicherheits-
2.3.2.2	Ergebnisse und Auswertung der zentrischen	1.2	konzept 103
	Druckversuche 88	4.3	Ermittlung der charakteristischen
2.3.2.3	Ergebnisse und Auswertung der		Lehmmauerwerksdruckfestigkeit 104
	exzentrischen Druckversuche 90	4.4	Berücksichtigung der bemessungs-
2.3.2.4	Ergebnisse und Auswertung		relevanten Materialfeuchte 105
	der Kriechversuche 90	4.5	Vereinfachte Traglastfaktoren auf Basis
2.3.3	Geschosshohe Wände 92	4.6	von DIN EN 1996-3/NA 106
2.3.3.1	Probekörpervorbereitung und	4.6	Fazit 108
2.3.3.2	Versuchsdurchführung 92 Ergebnisse und Auswertung 93	5	Zusammenfassung und Ausblick 108
2.3.3.2	Zusammenfassung 94	6	Danksagung 109
		O	0 0
3 3.1	Tragfähigkeit von Lehmmauerwerk 95 Allgemeines 95		Literatur 109
B 2	Normen im Lehmbau 111 Christof Ziegert, Ulrich Röhlen		
1	Einleitung 113	3.4	DIN 18946:2018-12 Lehmmauermörtel –
2	Struktur und bauaufsichtliche Einordnung der Regelwerke im Lehmbau 116	3.5	Anforderungen, Prüfung und Kennzeichnung 120 DIN 18947:2018-12 Lehmputzmörtel –
3	Ausgewählte Inhalte der Normen		Anforderungen, Prüfung und
	zum Lehmbau 117		Kennzeichnung 120
3.1	DIN 18942-1:2018-12 Lehmbaustoffe	3.6	DIN 18948:2018-12 Lehmplatten –
	und Lehmbauprodukte –		Anforderungen, Prüfung und
2.2	Teil 1: Begriffe 117	2.5	Kennzeichnung 122
3.2	DIN 18942-100:2018-12 Lehmbaustoffe	3.7	Entwurf DIN 18940 Tragendes Lehmstein-
	und Lehmbauprodukte –		mauerwerk – Konstruktion, Bemessung
2 2	Teil 100: Konformitätsnachweis 118		und Ausführung 123

Literatur 125

В3	Konservierung von mesopotamischen Lehr der ersten Metropole der Menschheit 12 Jasmine Alia Blaschek, Christof Ziegert		in Uruk (Südirak),
1	Einleitung 129	5.2	Eanna-Zikkurat, Westecke 133
2	Kulturhistorischer Hintergrund der Architekturreste in Uruk 129	5.2.1	Untersuchungen, Konservierungsmaterialien 135
3	Archäologischer Hintergrund 132	5.2.2 5.3	Umsetzung der Notsicherung 138 Anu-Zikkurat, Weißer Tempel 139
4	Entwicklung und Umsetzung einer Erhaltungs- und Ausbildungs- strategie 132	5.3.1 5.3.2 5.3.3	Untersuchungen, Konservierungs- materialien 142 Notkonservierungskonzept 144 Umsetzung der Notsicherung 147
5	Bereits durchgeführte Erhaltungs- maßnahmen 133	6	Ausblick 150
5.1	Infrastrukturelle Maßnahmen: Wege für Besuchende und die Lorenbahn 133	7	Danksagung 150 Literatur 151
c	Konstruktive Details (Bauphysik)		

# **Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1** 153 Christoph Butenweg, Thomas Kubalski, Christoph Gellert, Khaled El-Deib C 1

1	Einleitung 155	5.2.1	Grundlagen und Berechnungsablauf 172
2	Erdbebeneinwirkung:	5.2.2	Ermittlung der Kapazitätskurven
	DIN EN 1998-1/NA 155	5.3	für Mauerwerksgebäude 173 Berücksichtigung von
3	Seismisches Verhalten von	5.5	Torsionseffekten 175
	Mauerwerksbauten 158	5.4	Ansatz von Verhaltensbeiwerten
3.1	Versagensformen von tragenden		für Mauerwerk 175
	Mauerwerkswänden 158	5.4.1	Pauschaler Ansatz 175
3.2	Erdbebenschäden und neue	5.4.2	Ansatz erhöhter Verhaltensbeiwerte
	Nachweisansätze 159		mit Pushover-Analysen 175
3.3	Wand-Decken-Interaktion und	5.4.2.1	Verhaltensbeiwert für Verformungs-
	Normalkraftumlagerungen 160		fähigkeit und Energiedissipation 176
3.4	Berücksichtigung der Wand-Decken-	5.4.2.2	Verhaltensbeiwerte für Lastumverteilung
	Interaktion 163		und Überfestigkeiten 176
3.5	Ansatz zur Ermittlung der Momenten-	6	Berechnungsbeispiele 176
	verteilungsfaktoren 163	6.1	Reihenhaus: Nachweis mit
3.6	Bemessung der Stahlbetondecken 167	011	konstruktiven Regeln 176
3.7	Verhalten von nichttragenden	6.2	Mehrfamilienhaus: Linearer
• 0	Trennwänden 167		kraftbasierter Ansatz 180
3.8	Verhalten von Vormauerschalen 169	6.2.1	Bauwerksbeschreibung und
4	Auslegung mit konstruktiven Regeln 170		Erdbebeneinwirkung 180
5	D1	6.2.2	Statisches Ersatzsystem 181
5 5.1	Rechenverfahren 171	6.2.3	Statische Ersatzlasten 181
5.1.1	Lineare kraftbasierte Berechnungen 171	6.2.4	Verteilung der statischen Ersatzlasten
3.1.1	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren 171		auf die Schubwände 182
5.1.2		6.2.5	Standsicherheitsnachweise nach
3.1.2	Multimodales Antwortspektrenverfahren 172		DIN EN 1998-1/NA 182
5.1.2.1		6.2.5.1	Nachweis mit einem Verhaltensbeiwert
3.1.2.1	Berechnung der erforderlichen Schwingformen 172		von $q = 1,7$ 182
5.1.2.2	Kombination der Schwingformen	6.2.5.2	Nachweis mit erhöhten Verhaltens-
J.1.4.4	und Richtungsüberlagerung 172		beiwerten 182
5.2	Nichtlineare statische Berechnungen 172		
J. L	Mentinicale statistic Detectining of 172		

Х	Inhaltsverzeichnis		
6.3	Mehrfamilienhaus: Linearer und nichtlinearer Nachweis 182	6.3.5 6.3.6	Nichtlinearer statischer Nachweis 186 Nachweis der Trennwände
6.3.1	Bauwerksbeschreibung und Erdbebeneinwirkung 182	6.3.7	im 3. Obergeschoss 188 Nachweis der Vormauerschale 188
6.3.2 6.3.3	Modellierung des Gebäudes 183 Ansatz von Rahmentragwirkung durch	7	Zusammenfassung 188
6.3.4	Mitwirkung der Geschossdecken 184 Nachweis der Schubwände 186		Literatur 188
C 2	Technische Erweiterung und kulturelle Bede Conrad Pelka, Johanna Monka, Gregor Schacht,		
1	Erhalt von Gewölbebrücken – eine Verpflichtung 193	5.2.3 5.2.4	Halbfertigteilbauweise 214 Fertigteilbauweise 214
2	Eisenbahn(gewölbe)brücken 194	5.3	Anwendungsgrenzen für Fahrbahn- plattensysteme 215
2.1 2.2 2.2.1	Zustand und Entwicklung 194 Gewölbebrücken in Sachsen 195 Entwicklung der Eisenbahn	5.4	Gestaltung von Fahrbahn- plattensystemen 215
2.2.2	in Sachsen 195 Entwicklung der Gewölbebrücken 196	6	Eine nachhaltige Zukunft mit Gewölbebrücken 216
2.3	Eisenbahnentwicklung im	6.1	CO <sub>2</sub> -Bilanzierung 216
3	Stadtgebiet Leipzig 196  Konstruktion von Eisenbahn-	6.2	Finanzierungswürdigkeit von historischen Eisenbahngewölbebrücken 217
5	gewölbebrücken 199	7	Beispielbauwerke 218
3.1 3.2	Bogenformen 199 Material der Gewölbebrücken 202	7.1	Kornhain B6 (Strecke 6363, km 29,25) 218
3.3	Entwicklung der Belastungsmodelle	7.2	(Strecke 6363, km 29,25) 218 EÜ Pleißebrücke
3.4	für Eisenbahnbrücken 203 Statische Wirksamkeit 205	7.3	(Strecke 6362, km 4,563) 221 Viadukt Luppe
4	Typische Schäden bei	7.4	(Strecke 6380, km 1,525) 225 Karl-Heine-Kanal
4.1	Gewölbebrücken 206 Klassifizierung und Bewertung 206	71	(Strecke 6383, km 10,504) 227
4.1	Zustandserfassung bei Eisenbahn-	7.5	An der Parthe (Strecke 6360, km 3,844) 231
4.2.1	gewölbebrücken 207 Visuelle Begutachtung 209	7.6	Parthe, Flussbrücke (Strecke 6360, km 4,015) 234
4.2.2 4.2.3	Strukturelle Analyse 209 Beurteilung der Tragsicherheit 210	8	Analyse zur erhöhten Lebenserwartung
5	Generalsanierung 211	0	ausgewählter Gewölbebrücken in und um Leipzig 236
5.1	Sanierungsmöglichkeiten bei Gewölbebrücken 211	9	Zusammenfassung 236
5.2 5.2.1	Fahrbahnwannensysteme 213 Historische Entwicklung 213	10	Potenzial 237
5.2.2	Ortbetonbauweise 213		Literatur 239
C 3	<b>Brandschutzbemessung von Mauerwerkskon</b> Thorsten Mittmann	struktionen	nach Eurocode 6 243
1	Gesetzliche Grundlagen 245	2.2	Brandverhalten der Baustoffe 247
2	Brandschutztechnische Anforderungen	3	Erläuterungen der Begriffe 248
2.1	an die Bauteile 245 Feuerwiderstand von Bauteilen 245	3.1 3.2	Nichttragende Wände 248 Tragende Wände 248
2.1.1	Europäische Klassifizierung 245	3.3	Raumabschließende Wände 248
2.1.2 2.1.3	Nationale Klassifizierung 246 Anwendung der Klassen im bau- aufsichtlichen Verfahren 246	3.4	Nichtraumabschließende Wände 249

4	Nachweise im bauaufsichtlichen Verfahren 249	6.1	Bemessung nach DIN EN 1996-1-2/NA 253
5	Maßgebende Nachweise bei Mauerwerkskonstruktionen 249	6.1.1 6.1.2	Nichttragende Wände 253 Bemessungsbeispiel: Nichttragende
5.1	Änderungen durch die Musterbauordnung seit 2016 250	6.1.3 6.1.4	Wand 254 Tragende Wände 254 Bemessungsbeispiel: Tragende Wand
5.2	Änderungen bei den prüftechnischen Nachweisen 250	01111	aus Hochlochziegel HLz12, 1,2, Normalmauermörtel NM IIa 254
5.2.1 5.2.2	Ausnutzungsfaktor $\alpha_{\rm fi}$ 251 Ausnutzungsfaktor $\alpha_{\rm 6,fi}$ 252	6.1.5 6.1.6	Putze 255 Details 255
5.2.3 5.3	Zusammenfassung der Änderungen der Prüfnormen 252 Extrapolationsnormen 252	7	Zusammenfassung 255
6	Brandschutztechnische Bemessung von Mauerwerk 253		Literatur 256
D	Mauerwerk im Bestand		
D 1	Natur und Denkmal: Mauerwerksinstandsetzu zwischen zwei Erhaltungszielen 257 Christian Kayser	ng im Spar	nungsfeld
1 1.1	Allgemeines 259 Denkmalgerechte Instandsetzung von historichem Naturstein-	1.3.1 1.3.1.1 1.3.1.2	Ortsfester Besatz 265 Gehölze: Bäume und Sträucher 265 Rankpflanzen (Efeu) 265
1.2 1.2.1	mauerwerk 259 Natursteinmauern als Lebensraum 261 Tiere 261	1.3.1.3 1.4 1.4.1	Kleinpflanzen, Moose 266 Empfehlungen für die Praxis 266 Tiere 267
1.2.1.1 1.2.1.2	Fledermäuse 261 Vögel 262	1.4.1.1	Fledermäuse 267 Vögel 267
1.2.1.3 1.2.1.4 1.2.2	Sonstige Wirbeltiere 262 Wirbellose 262 Ortsfester Besatz 263	1.4.1.3 1.4.2 1.5	Sonstige Wirbeltiere und Wirbellose 267 Ortsfester Besatz 268 Monitoring und Pflege 268
1.2.2.1	Gehölze: Bäume und Sträucher auf und an den Mauern 263	2 2.1	Fallbeispiel: Zitadelle Mainz 269 Übersicht 269
1.2.2.2 1.2.2.3	Rankpflanzen (Efeu) 263 Kleinpflanzen auf Maueroberflächen und -kronen 263	2.2	Zielkonflikt Natur- und Denkmalschutz 270
1.2.2.4 1.2.2.5	Moose auf Maueroberflächen 263 Flechten 264	2.3	Konzepte und Maßnahmen 270 Literatur 273
1.3	Mögliche Zielkonflikte zwischen Denkmalschutz und Naturschutz 264		
E	Innovationen im Mauerwerksbau		
E 1	Digitale Transformation im Bauwesen – Grund und deren Anwendung im Wohnungsbau 275 Michael A. Kraus, Mathias Obergrießer		künstlichen Intelligenz
	Begriffsverzeichnis/Dictionary 277	3	Einführung in die künstliche Intelligenz
1	Einleitung und Motivation 281		sowie das maschinelle und tiefe Lernen 283
2	Digitale Transformation als Voraussetzung für den Einsatz von künstlicher	3.1	Grundlagen zu KI-Algorithmen, Modellen und Daten 283
	Intelligenz – Status quo und aktuelle Trends im Bauwesen 282	3.2	Machine Learning/ Maschinelles Lernen 288

XII	Inhaltsverzeichnis		
3.3	Deep Learning/Tiefes Lernen 290	5	Potenziale und Zukunftstrends von
4	Anwendungsbeispiele zum Einsatz von künstlicher Intelligenz im Wohnungsbau 293	5.1	künstlicher Intelligenz im Mauerwerks- und Wohnungsbau 301 Zukunftstrends für die Methoden
<ul><li>4.1</li><li>4.2</li></ul>	Hintergrundinformationen zu Lebens- zyklusphasen von Gebäuden 293 Lebenszyklusphase "Entwurf" 294	5.2	der künstlichen Intelligenz 301 Zukunftstrends für die Anwendung der künstlichen Intelligenz im Bauwesen 302
4.2.1	Konzeptioneller Entwurf (Raumprogramm		
4.2.2	und Grundrisse) mit generativer KI 294 KI-basierte Ersatzmodelle zur statischen	6 6.1	Fazit und Ausblick 302 Zusammenfassung 302
	Bemessung im Wohnungsbau 295	6.2	Epilog 304
4.3	Lebenszyklusphase "Bau und Konstruktion" 298		Literatur 305
4.4	Lebenszyklusphasen "Betrieb und Instandhaltung" 300		
F	Forschung		
F 1	Übersicht über laufende Forschungsvorhaber Jonathan Schmalz, Simon Gille, Jennifer Gebhard		werksbau 309
1	Laufende Forschungsvorhaben 315	1.2.5	Entwicklung eines innovativen Ansatzes
1.1	Übersicht Forschungsprojekte und Forschungsstellen 315		zur Entkopplung von Ausfachungen und nichttragenden Trennwänden aus Mauer-
1.2	Kurzberichte 315		werk von der Tragstruktur 329
1.2.1	Vereinfachtes Nachweisverfahren für wärmedämmendes Ziegelmauerwerk im Brandfall 315	1.2.6	Planziegelmauerwerk – Bestimmung der Eingangswerte für die Bemessung auf Basis von Versuchen: Datenerhebung
1.2.2	Aufbaukörnungen aus gipshaltigem Ziegelmauerwerk 317		und Analyse experimenteller Wand- druckversuche 331
1.2.3	Neue Ansätze für die realistische Bemessung von Mauerwerksbauten unter Horizontallasten 324		
1.2.4	Verhalten von Stahlbetonrahmen mit entkoppelten Mauerwerksausfachungen und Öffnungen unter seismischen Einwirkungen 326		

Stichwortverzeichnis 335

- B Gestaltung und Konstruktion (Neubau)
- B 1 Grundlagen zur Bemessung druckbeanspruchten Lehmmauerwerks

Maximilian Brinkmann, Philipp Wiehle, Marc Thiele und Carl-Alexander Graubner

# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung 81	4	Bemessung druckbeanspruchten
2	Expanimentalla Untarquahungan		Lehmmauerwerks auf Basis von DIN EN 1996/NA 102
2	Experimentelle Untersuchungen an Lehmmauerwerk 82	4.1	Allgemeines 102
2.1	Einfluss des Feuchtegehalts 82	4.1	Semiprobabilistisches Sicherheits-
2.1	Steine und Mörtel 82	4.2	konzept 103
2.2.1	Allgemeines 82	4.3	Ermittlung der charakteristischen
2.2.1	Probekörpervorbereitung und	4.3	Lehmmauerwerksdruckfestigkeit 104
2.2.2	Versuchsdurchführung 83	4.4	Berücksichtigung der bemessungs-
2.2.3	Ergebnisse und Auswertung 84	4.4	relevanten Materialfeuchte 105
2.2.3	Lehmmauerwerk 86	4.5	Vereinfachte Traglastfaktoren auf Basis
2.3.1	Allgemeines 86	4.3	von DIN EN 1996-3/NA 106
2.3.1	RILEM-Probekörper 86	4.6	Fazit 108
2.3.2.1	Probekörpervorbereitung und	4.0	Fazit 100
2.3.2.1	Versuchsdurchführung 86	5	Zusammenfassung und Ausblick 108
2.3.2.2	Ergebnisse und Auswertung der zentrischen	3	Zusammemassung und Ausbrick 100
2.3.2.2	Druckversuche 88	6	Danksagung 109
2.3.2.3	Ergebnisse und Auswertung der	U	Danksagung 105
2.3.2.3	exzentrischen Druckversuche 90		Literatur 109
2.3.2.4	Ergebnisse und Auswertung		Elteratur 109
2.3.2.7	der Kriechversuche 90		
2.3.3	Geschosshohe Wände 92		
2.3.3.1	Probekörpervorbereitung und		
2.3.3.1	Versuchsdurchführung 92		
2.3.3.2	Ergebnisse und Auswertung 93		
2.3.3.2	Zusammenfassung 94		
2.4	Zusammemassung 34		
3	Tragfähigkeit von Lehmmauerwerk 95		
3.1	Allgemeines 95		
3.2	Materialmodellierung 96		
3.3	Numerische Berechnung der Traglast 97		
3.3.1	Modellierungsstrategie 97		
3.3.2	Geometrie 98		
3.3.3	Lagerungsbedingungen und Belastung 98		
3.3.4	Diskretisierung 99		
3.4	Analytische Berechnung der Traglast 99		
3.5	Validierung der Traglastmodelle 100		
3.6	Fazit 101		

# 1 Einleitung

Lehmmauerwerk bietet eine Vielzahl ökologischer und bauphysikalischer Vorteile, die heutzutage entscheidend für die Verwendung eines Baustoffs sind. Lehm ist nahezu überall lokal und in großer Menge verfügbar, benötigt einen geringen Primärenergiebedarf bei der Verarbeitung zu Bauprodukten und ist am Ende seiner Nutzungsdauer vollständig und sortenrein wiederverwendbar. Neben diesen bereits seit einiger Zeit bekannten Aspekten wird die kostengünstige Nutzung von Lehm insbesondere vor dem Hintergrund der stark steigenden Baustoffpreise interessant. Zudem besteht ein großer Bedarf an Wohnungsneubauten sowie die politische und gesellschaftliche Forderung, diesen möglichst klimaneutral und ressourcenschonend zu decken. Laut unterschiedlichen Prognosen sind in Deutschland 220 000 bis 350 000 [1-4] Wohnungsneubauten pro Jahr erforderlich. Im Koalitionsvertrag der Bundesregierung ist die Errichtung von jährlich 400 000 Wohneinheiten für die Dauer der aktuellen Legislaturperiode festgeschrieben [5]. Im Jahr 2020 wurden laut Statistischem Bundesamt 73 % aller Wohngebäude in Mauerwerksbauweise ausgeführt [6]. Davon sind wiederum 70 % als geringgeschossige Bauwerke mit nicht mehr als zwei Wohneinheiten errichtet worden. In diesem Bereich stehen bauphysikalische Anforderungen wie Schall- und Wärmeschutz im Vordergrund, weshalb die Verwendung von Baustoffen mit hoher Festigkeit in der Regel nicht notwendig und im Hinblick auf die Schonung von Ressourcen auch nicht sinnvoll ist. Der Einsatz tragenden Lehmmauerwerks kann insbesondere in diesem Anwendungsbereich einen wesentlichen Beitrag zur klimafreundlichen und ressourcenschonenden Schaffung von Wohnraum leisten. Allerdings gilt es dafür zunächst die notwendigen Voraussetzungen in Form einer Bemessungsvorschrift zu schaffen, die dem Stand der Technik entspricht und den Planern als verlässliche Grundlage dient.

Derzeit erfolgt die Bemessung von tragendem Lehmmauerwerk in Deutschland nach den Lehmbau Regeln [7], welche allerdings noch auf einem globalen Sicherheitskonzept basieren und die Leistungsfähigkeit moderner Lehmbaustoffe in vielerlei Hinsicht nicht zutreffend abbilden. Beispielsweise beruhen die darin angegebenen Werte der zulässigen Spannungen nicht auf Versuchen an Lehmmauerwerk, sondern wurden in Anlehnung an die zurückgezogene Mauerwerksnorm DIN 1053 [8] festgelegt. Daneben beinhalten die Lehmbau Regeln eine Reihe weiterer Restriktionen, die zu einer starken Einschränkung der Anwendungsmöglichkeiten führen.

Im Zuge der erforderlichen Überarbeitung des bestehenden Nachweisverfahrens für tragendes Lehmmauerwerk ist eine Verknüpfung mit den bewährten Bemessungsregeln für konventionelles Mauerwerk sinnvoll. Eine Reihe verschiedener Forschungsarbeiten in den vergangenen Jahren hat deutlich gezeigt, dass die Bemessung von Lehmmauerwerk in Anlehnung an

DIN EN 1996/NA prinzipiell möglich ist [9, 10]. Allerdings müssen dabei die materialspezifischen Besonderheiten von Lehm besondere Beachtung finden. Zum einen weisen Lehmbaustoffe im Allgemeinen ein ausgeprägt feuchteabhängiges Materialverhalten auf. Mit zunehmendem Feuchtegehalt lagern sich Wassermoleküle an den Oberflächen der als Bindemittel fungierenden Tonminerale an. Dies führt zu einer Zunahme des Abstands der Tonmineralplättchen untereinander und somit zu einer Reduktion der Bindekräfte. Die Abnahme der Bindekräfte innerhalb der Baustoffmatrix hat schließlich eine Verringerung der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls bei steigender Materialfeuchte zur Folge. Dieser Prozess ist reversibel, sodass eine erneute Reduktion der Materialfeuchte im Umkehrschluss zu einer Steigerung der Bindekräfte und damit zu einer Erhöhung der Festigkeit führt. Da der Feuchtegehalt in der Regel vorrangig von der relativen Luftfeuchte bestimmt wird, kann man vereinfacht feststellen, dass sowohl Festigkeit als auch Steifigkeit von Lehmbaustoffen mit steigender relativer Luftfeuchte (RLF) abnehmen. Zum anderen weist Lehmmauerwerk einen vergleichsweise geringen Elastizitätsmodul auf, was insbesondere im Rahmen der Bemessung schlanker Wände berücksichtigt werden muss. Das Verhältnis von Elastizitätsmodul zu Druckfestigkeit von Lehmmauerwerk liegt nach bisherigem Kenntnisstand bei konstanten Klimabedingungen von 23 °C und 50 % RLF bei etwa  $E_{33}/f \approx 245$  bis 500 [9, 11, 12] und somit deutlich unter dem von konventionellem Mauerwerk [13]. Inwiefern dieses Verhältnis vom Feuchtegehalt beeinflusst wird, ist derzeit nicht bekannt.

Um die Bemessung von Lehmmauerwerk zukünftig in Anlehnung an die Nachweisführung von konventionellem Mauerwerk auf Basis eines semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts durchführen zu können, sind detaillierte Untersuchungen zum Material- und Tragverhalten mit besonderem Augenmerk auf den Einfluss der Feuchte notwendig. Da eine solche Datengrundlage derzeit für Lehmmauerwerk nicht existiert, wurden im Rahmen des hier vorgestellten und von der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU) finanzierten Verbundforschungsprojekts zwischen der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), der Technischen Universität Darmstadt (TUDa) sowie dem Ingenieurbüro ZRS Architekten Ingenieure umfangreiche Untersuchungen an Lehmsteinen, Lehmmauermörteln sowie Lehmmauerwerk durchgeführt. Hierbei wurden ausschließlich unstabilisierte Lehmbaustoffe untersucht, deren Festigkeit oder Wasserlöslichkeit nicht durch Zugabe chemisch wirksamer Stoffe verändert wurden. Zunächst wurden Druckversuche an Lehmsteinen und Lehmmauermörteln auf Basis der jeweiligen Baustoffnormen (DIN 18945 [14] und DIN 18946 [15]) nach Konditionierung bei unterschiedlicher relativer Luftfeuchte durchgeführt. Weiterhin erfolgten Druckversuche an Mauerwerksprobekörpern gemäß DIN EN 1052-1 [16] unter zentrischer sowie exzentrischer Lasteinleitung und variierenden Klimakonditionen. Um darüber hinaus den Einfluss der Schlankheit auf das Tragverhalten von Lehmmauerwerk zu analysieren, wurden außerdem Traglastversuche an geschosshohen Wandprüfkörpern realisiert. Auf Basis der gewonnenen Daten erfolgte im Anschluss die Kalibrierung eines geeigneten Materialmodells, welches die materialspezifische Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Lehmmauerwerk unter einaxialer Druckbeanspruchung zutreffend approximiert. Auf dieser Grundlage wurde die Traglast druckbeanspruchten Lehmmauerwerks sowohl anhand eines numerischen Finite-Elemente-Modells als auch mithilfe eines mauerwerkstypischen analytischen Berechnungsverfahrens ermittelt und analysiert. Abschließend erfolgte eine Beurteilung der Übertragbarkeit der vereinfachten Berechnungsmethoden gemäß DIN EN 1996-3/NA [17] unter besonderer Berücksichtigung der materialspezifischen Besonderheiten von Lehmmauerwerk.

## 2 Experimentelle Untersuchungen an Lehmmauerwerk

#### 2.1 Einfluss des Feuchtegehalts

Um den Einfluss des Feuchtegehalts auf das Materialund Tragverhalten von Lehmmauerwerk zu evaluieren, wurden Druckversuche an Lehmsteinen, Lehmmauermörteln sowie Mauerwerksprobekörpern nach Konditionierung in unterschiedlichen relativen Luftfeuchten durchgeführt. Es wurden drei Konditionierungsklimata mit relativen Luftfeuchten im baupraktisch relevanten Bereich gewählt:

- 23 °C/50 % RLF (Standardkonditionierungsklima für Lehmbaustoffe gemäß DIN 18945/18946 [14, 15]),
- 20 °C/65 % RLF,
- 23 °C/80 % RLF.

Als Materialien wurden zwei unterschiedliche, tragende Lehmsteine sowie zwei tragende Lehmmauermörtel unterschiedlicher Druckfestigkeitsklassen herangezogen. Bei den Steinen handelte es sich um einen stranggepressten Lehmstein im Format 3DF, der zum Zeitpunkt des Forschungsvorhabens noch nicht am Markt erhältlich war, sowie einen am Markt erhältlichen, formgeschlagenen Lehmstein im Normalformat. Die verwendeten Lehmmauermörtel sind beide gemäß DIN 18946 [15] für die Herstellung tragenden Mauerwerks geeignet und wurden als Werktrockenmörtel bezogen.

Alle Probekörper wurden nach der Herstellung bis zur Prüfung in den jeweiligen Klimata bis zum Erreichen der Massekonstanz gelagert, um eine vollständige und gleichmäßige Ausgleichsfeuchte über den gesamten Probekörperquerschnitt zu gewährleisten. Die Massekonstanz galt als erreicht, wenn bei zwei Wägungen im Abstand von 24 Stunden eine Differenz von 0,1 M.-% bezogen auf den kleineren Messwert nicht überschrit-

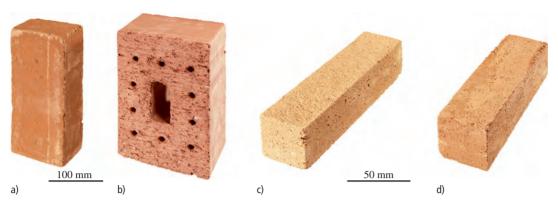
ten wurde. Dies stellt eine Verschärfung im Unterschied zu DIN 18945 [14] dar, in der eine Differenz von 0,2 M-% vorgeschrieben wird. Nach Untersuchungen von Müller et al. [9, 10] ist dieses Kriterium nicht ausreichend, da insbesondere bei größeren Querschnitten der Feuchtetransport in bzw. aus dem Kern sehr langsam vonstattengeht, sodass sich die Ausgleichsfeuchte bei Erreichen der normativen Grenzwerte unter Umständen noch nicht vollständig eingestellt hat. Ursache hierfür ist die geringe Verdunstungsgeschwindigkeit und der damit verbundene geringe Massestrom, der sich am Ende der Konditionierungsphase bei reiner Dampfdiffusion einstellt. Eine Variation der Temperatur wurde im Rahmen der nachfolgend dargestellten Untersuchungen nicht vorgenommen, da diese im baupraktischen Bereich keinen relevanten Einfluss auf die Materialeigenschaften hat. Alle Probekörper wurden unmittelbar nach Entnahme aus dem jeweiligen Konditionierungsklima geprüft. Insgesamt wurden ca. 156 Druckversuche an Stein- und Mörtelprobekörpern durchgeführt sowie Druckversuche an 72 Mauerwerksprobekörpern unter zentrischer und exzentrischer Belastung. Zudem wurden zehn geschosshohe Wände unterschiedlicher Schlankheit bei zentrischer sowie exzentrischer Lasteinleitung geprüft. Neben den Versuchen unter kurzzeitiger Belastung werden nachfolgend auch Untersuchungen zum Kriechverhalten bei 23 °C/50 % RLF vorgestellt. Weitere Langzeitversuche zum Dauerstand- und Kriechverhalten unter variierenden Umgebungsfeuchten sind zurzeit noch in Bearbeitung.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Darstellung des Feuchteeinflusses auf die Festigkeits- und Verformungseigenschaften in diesem Beitrag stets in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte erfolgt. Diese ist durch die materialspezifische Feuchtespeicherfunktion mit der massebezogenen Materialfeuchte verknüpft, wodurch sich beide Größen ineinander umrechnen lassen. Aufgrund der ausgeprägten Sorptionshysterese von Lehmbaustoffen empfehlen Wiehle et al. [18] hierfür die Verwendung einer aus dem Ad- und Desorptionsast gemittelten Isotherme.

#### 2.2 Steine und Mörtel

#### 2.2.1 Allgemeines

Lehmsteine und Lehmmauermörtel wurden direkt vom Hersteller bezogen und entstammen einer werksmäßigen Herstellung. Der normalformartige, formgeschlagene Vollstein entspricht nach Herstellerangaben der Anwendungsklasse Ib sowie der Druckfestigkeitsklasse 2 gemäß DIN 18945 [14]. Bei dem stranggepressten Stein im 3DF-Format handelt es sich ebenfalls um einen Vollstein (Lochanteil < 15 %), der vom Hersteller speziell für das Vorhaben hergestellt wurde und somit keine nominelle Deklaration gemäß DIN 18945 [14] besitzt. Der normalformatige Lehmstein weist eine Rohdichte von 1789 kg/m³ auf, die Rohdichte des stranggepressten Steins liegt mit 1874 kg/m³



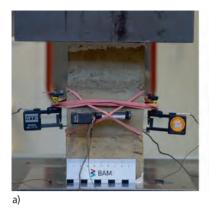
**Bild 1.** a) Formgeschlagener Lehmstein im Normalformat, b) stranggepresster Lehmstein im Format 3DF, c) Lehmmauermörtelprismen M2 und d) M3

geringfügig höher. Die Steine sind somit den Rohdichteklassen 1,8 bzw. 2,0 zuzuordnen. Bei den Lehmmauermörteln handelt es sich um Werktrockenmörtel, welche laut Herstellerangabe den Druckfestigkeitsklassen M2 sowie M3 gemäß DIN 18946 [15] entsprechen. Die ermittelten Trockenrohdichten betragen 1950 kg/m³ für den Mörtel der Druckfestigkeitsklasse M2 und 1960 kg/m³ für den Mörtel der Druckfestigkeitsklasse M3. Beide Mörtel sind der Rohdichteklasse 2,0 zuzuordnen. Ein Überblick der verschiedenen Materialien kann Bild 1 entnommen werden.

### 2.2.2 Probekörpervorbereitung und Versuchsdurchführung

Die Probekörpervorbereitung sowie Versuchsdurchführung zur Bestimmung der Druckfestigkeit der Mauersteine erfolgte zum einen gemäß der Lehmsteinnorm DIN 18945 [14] und zum anderen gemäß der für konventionelle Steine gültigen DIN EN 772-1 [19]. Grund hierfür ist die abweichende Prüfkörpervorbereitung in Bezug auf Steine mit einer Nennhöhe geringer als 71 mm. Gemäß Lehmsteinnorm sind normalformatige Steine zu halbieren und mit gegenüberliegenden Schnittflächen aufeinander zu mauern, wohingegen in DIN EN 772-1 [19] die Prüfung am ganzen Stein erfolgt und die Druckfestigkeit anschließend mit einem Formfaktor normiert wird. Da eine Anpassung des Prüfverfahrens von Lehmsteinen an das konventioneller Steine sinnvoll und konsequent erscheint, erfolgte die Ermittlung der Druckfestigkeit im Falle der normalformatigen Steine sowohl am halbierten Probekörper gemäß DIN 18945 [14] als auch am ganzen Stein unter Anwendung des Formfaktors gemäß DIN EN 772-1 [19]. In Bezug auf die Steine im 3DF-Format ergeben sich aufgrund ihrer Nennhöhe von 113 mm keine Unterschiede der genannten Prüfverfahren. Die Druckfestigkeiten wurden am ganzen Stein ermittelt und mit dem Formfaktor in normierte Festigkeiten umgerechnet.

Zur Ermittlung der Verformungskenngrößen von Mauersteinen existiert keine explizite Prüfvorschrift. Zwar ist in DIN 18945 [14] für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls ein entsprechendes Belastungsschema angegeben, jedoch erscheint die Messung von Verformungen an den Probekörpern zur Bestimmung der Druckfestigkeit wenig geeignet. Die Dehnungen sind aufgrund der gedrungenen Probekörpergeometrie stark von der Querdehnungsbehinderung der Lasteinleitungsplatten beeinflusst, weshalb Längs- und Querdehnungen zur Ermittlung verlässlicher Kennwerte bei ausreichender Schlankheit im mittleren, weitestgehend von Querdehnungsbehinderung freien Prüfkörperdrittel gemessen werden sollten. Aus diesem Grund wurden zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls der Mauersteine 3-Stein-Probekörper aus jeweils drei halben (NF) bzw. drei ganzen (3DF) Steinen verwendet, welche mit einer dünnen Gipsschicht aufeinander gemauert wurden. Dieser Versuchsaufbau entspricht dem von Schubert [20] vorgeschlagenen Aufbau zur Ermittlung der Verformungskenngrößen an Mauersteinen. Alle Probekörper wurden mit einer dünnen Gipsschicht auf Ober- und Unterseite abgeglichen, um möglichst planparallele Lasteinleitungsflächen zu gewährleisten. Ein Abschleifen ist bei Lehmsteinen nur bedingt möglich, da dies in der Regel als Nassschleifen durchgeführt werden muss, um die Staubbildung zu verringern. Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte an einer 1 MN Universalprüfmaschine gemäß Lehmsteinnorm [14], wobei die Belastungsgeschwindigkeit mit steigender Materialfeuchte reduziert werden musste, um die von der Norm geforderten 30 s bis 90 s Prüfzeit bis zum Bruch einzuhalten. Die Ermittlung der Verformungskenngrößen erfolgte gemäß dem in DIN 18945 [14] angegebenen Belastungsschema von drei Be- und Entlastungszyklen mit Haltezeiten von 30 Sekunden sowie einer abschließenden Bruchrampe. Die Messung der Längs- und Querdehnungen erfolgte kontinuierlich mit je zwei Clip-on-Extensometern.





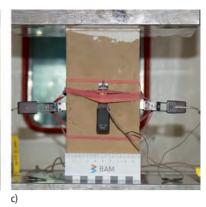


Bild 2. Probekörper während der Ermittlung der Verformungskenngrößen; a) NF-Steine, b) 3DF-Steine, c) Mörtelprismen

Probekörpervorbereitung der Mörtel fand Die nach den Vorgaben der Lehmmauermörtelnorm DIN 18946 [15] statt. Der Wasserbedarf der Mörtel wurde auf ein Ausbreitmaß von 175 mm ± 5 mm eingestellt und im Rahmen der Projektlaufzeit aufgrund der zunehmenden Austrocknung stetig angepasst. Zur Ermittlung der Mörteldruckfestigkeit wurden Prismen mit 40 mm × 40 mm × 160 mm hergestellt und anschließend im Standardklima (23°C/50% RLF) für mindestens 14 Tage getrocknet, davon mindestens 7 Tage nach dem Ausschalen. Anschließend erfolgte die Lagerung im jeweiligen Konditionierungsklima bis zur Massekonstanz, wobei der zu erreichende Grenzwert der Masseänderung in Abweichung zur Prüfvorschrift verschärft wurde (s. Abschnitt 2.1). Die Prüfung der Druckfestigkeit wurde am halben Prisma gemäß den Vorgaben in DIN 18946 [15] vorgenommen. In Abweichung zu den übrigen Konditionierungsklimata (50 %, 65 % und 80 % RLF) wurden die Druckfestigkeiten der Mörtel bei 50 %, 60 %, 70 % und 80 % RLF ermittelt. Zur Bestimmung der Verformungskenngrößen wurden Großprismen (100 mm×100 mm×200 mm) gemäß DIN 18555-4 [21] hergestellt. Im Gegensatz zu den kleineren Prismen der Druckfestigkeitsversuche sind hier die Stirnseiten als Lasteinleitungsflächen zu nutzen. Aufgrund des Trocknungsschwindens waren diese jedoch vergleichsweise stark verformt bzw. gekrümmt und mussten deswegen wie bei den Steinen mit Gips abgeglichen werden. Anschließend wurden die Prismen bis zur Versuchsdurchführung im jeweiligen Konditionierungsklima bis zum Erreichen der Massekonstanz gelagert. Die Durchführung der Prüfung erfolgte in Abweichung zu DIN 18555-4 [21] nicht unizyklisch mit einer Belastungsgeschwindigkeit, die einen Bruch nach 15 bis 20 Minuten zur Folge hat, sondern in Anlehnung an DIN 18945 [14] in drei Be- und Entlastungszyklen mit anschließender Bruchrampe. Somit können die Verformungseigenschaften frei von Kriecheinflüssen bestimmt werden und sind mit denen der Steine vergleichbar, die nach demselben Belastungsschema ermittelt wurden. Die Messung der Längs- und Querdeh-

nungen erfolgte mit je zwei Clip-on-Extensometern. Die Probekörper der Lehmsteine und -mörtel zur Ermittlung der Verformungskenngrößen sind in Bild 2 dargestellt.

#### 2.2.3 Ergebnisse und Auswertung

Die Ergebnisse der Druckversuche an den Lehmsteinen sind in Tabelle 1 und diejenigen der Lehmmörtel in Tabelle 2 in Abhängigkeit der Konditionierungsklimata zusammengefasst. Dabei sind jeweils die Mittelwerte (MW) sowie die zugehörigen Variationskoeffizienten (VK) angegeben. Die umgerechnete Steindruckfestigkeit f<sub>b,norm</sub> wurde dabei unter Verwendung des zugehörigen Formfaktors gemäß DIN EN 772-1 [19] aus den Prüfergebnissen der ganzen Steine bestimmt. Anhand dieser Werte sind beide Lehmsteine im Standardklima von 50 % RLF der Druckfestigkeitsklasse 3 zuzuordnen. Die Lehmmörtel sind gemäß DIN 18946 [15] in die Druckfestigkeitsklasse 4 einzuordnen.

Sowohl Druckfestigkeit als auch Elastizitätsmodul der untersuchten Lehmbaustoffe nehmen mit steigender relativer Luftfeuchte ab. Die ermittelten Querdehnzahlen beider Steine lassen erkennen, dass zumindest beim Vergleich der bei 50 % und 80 % RLF ermittelten Werte eine Abhängigkeit von der Materialfeuchte besteht. Die Querdehnzahlen der Lehmmauermörtel lassen hingegen keine ausgeprägte Abhängigkeit von der Materialfeuchte erkennen. Auffällig sind die vergleichsweise hohen Querdehnzahlen der 3DF-Steine. Eine mögliche Ursache hierfür ist die herstellungsbedingte Vorzugsorientierung der Tonmineralplättchen. Beim Strangpressen ordnen sich diese weitestgehend parallel zur Extrusionsrichtung und somit auch zur Lastrichtung. Dadurch kann es bei Belastung zu einem einfacheren Abscheren der Verbindung zwischen den Mineralplättchen kommen, woraufhin diese leichter aneinander vorbeigleiten können und ein Auffächern der Struktur bewirken. Dieser Mechanismus führt vermutlich zu ausgeprägten Querdehnungen der stranggepressten Steine. Bei 80 % RLF kommt dieser Effekt

Tabelle 1.	Ergebnisse der	statischen Druc	kversuche an I	_ehmsteinen

Bezeichnung	Klima			Umgerechnete Druckfestigkeit f <sub>b,norm</sub>	Elastizitätsmodul E <sub>33</sub>		Querdehnzahl v <sub>33</sub>
	T/RLF (°C/%)	MW (N/mm <sup>2</sup> )	VK (%)	MW (N/mm <sup>2</sup> )	MW (N/mm <sup>2</sup> )	VK (%)	MW (-)
	23/50	4,38   5,26	5,9   1,6	4,57	2725	8,0	0,17
$NF_{halb} \mid NF_{ganz}$	20/65	4,03   4,88	3,6   3,7	4,23	2167	4,4	0,13
	23/80	3,30   4,19	3,5   2,4	3,63	1629	4,2	0,10
	23/50	5,38	3,3	4,98	3222	20,5	0,44
3DF	20/65	4,30	1,5	3,98	3017	2,7	0,52
	23/80	3,55	3,0	3,28	1598	3,8	0,19

Tabelle 2. Ergebnisse der statischen Druckversuche an Lehmmauermörteln

Bezeichnung	Klima	Druckfestigkeit f <sub>m</sub> E		Elastizitätsmodu	Elastizitätsmodul E <sub>33</sub>		
	T/RLF (°C/%)	MW (N/mm <sup>2</sup> )	VK (%)	MW (N/mm <sup>2</sup> )	VK (%)	MW (–)	
	23/50	4,13	8,7	5699	4,8	0,10	
M2	23/60	3,71	7,3	4421 *)	6,0	0,11 *)	
IVIZ	23/70	3,42	7,3	4421	0,0	0,11	
	23/80	2,94	7,8	3028	32,4	0,10	
	23/50	3,99	5,3	5419	4,8	0,13	
M3	23/60	3,35	9,3	5139*)	3,3	0,12*)	
IVIO	23/70	3,04	7,9	2139 /	3,3	0,12	
	23/80	2,86	6,6	4112	12,7	0,14	

<sup>\*)</sup> Werte bestimmt bei 20 °C/65 % RLF

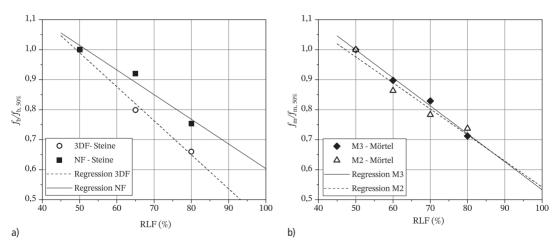


Bild 3. Auf Standardklimakonditionen bezogene Druckfestigkeiten a) der Steine und b) Mörtel

durch die feuchtebedingt steigenden Längsdehnungen weniger zum Tragen.

Um den Einfluss des Feuchtegehalts auf die mechanischen Eigenschaften materialunabhängig darzustellen, sind die Druckfestigkeiten der Steine und Mörtel in Bild 3 bezogen auf die bei Standardklimabedingungen (23 °C/50 % RLF) ermittelten Werte eingezeichnet.

Eine Erhöhung der relativen Luftfeuchte von 50 % auf 80 % bewirkt eine Reduktion der Druckfestigkeiten der NF-Steine um 25 % und der 3DF-Steine um 35 %. Die Druckfestigkeiten der beiden Mörtel reduzieren sich im gleichen RLF-Spektrum um 26 % (M2) bzw. 29 % (M3). Der Zusammenhang zwischen relativer Luftfeuchte und Druckfestigkeit kann bei allen Materialien in guter Näherung als linear beschrieben werden.

#### 2.3 Lehmmauerwerk

#### 2.3.1 Allgemeines

Ein zentraler Aspekt des Forschungsvorhabens ist die Erarbeitung einer breiten sowie verlässlichen Datengrundlage zum feuchteabhängigen Festigkeits- und Verformungsverhalten von unstabilisiertem Lehmmauerwerk. Um das Spektrum marktüblicher Materialien abzubilden, wurden im Rahmen der zentrischen Mauerwerksdruckversuche RILEM-Prüfkörper aus vier verschiedenen Stein-Mörtel-Kombinationen untersucht. Da sich nach Auswertung der Ergebnisse herausstellte, dass der Unterschied der mechanischen Kenngrößen in Bezug auf die beiden Mörtel vernachlässigbar gering ist, wurde in der Folge bei den Versuchen mit exzentrischer Lasteinleitung nur noch mit einem der beiden Mörtel gearbeitet. Im Rahmen der Traglastversuche an RILEM-Prüfkörpern wurden planmäßige Exzentrizitäten von e = t/10 und e = t/4 gewählt, um die Tragfähigkeit von Lehmmauerwerk sowohl im Fall eines vollständig überdrückten als auch eines gerissenen Querschnitts analysieren zu können. Ein Überblick des Versuchsprogramms der Kurzzeit-Druckversuche an RILEM-Probekörpern kann Tabelle 3 entnommen werden. Darüber hinaus wurden Langzeitversuche zur Ermittlung des Kriech- und Dauerstandverhaltens an je zwei Probekörpern pro Mauersteinart bei 50% und 65% RLF durchgeführt. Zum Zeitpunkt der Einreichung des Beitrags waren die Langzeitversuche nicht vollständig abgeschlossen, sodass nachfolgend lediglich das Kriechverhalten bei 50% RLF betrachtet wird.

Zusätzlich zu den Versuchen an kleinformatigen RI-LEM-Probekörpern wurden zehn geschosshohe Wände unterschiedlicher Schlankheit geprüft, um die Systemtragfähigkeit von Lehmmauerwerk evaluieren zu können. Dabei wurden sechs Wände zentrisch und vier Wände mit einer planmäßigen Lastexzentrizität von e = t/4 belastet. Die Schlankheit wurde bei konstanter Wandhöhe (h  $\approx 2$  m) mittels Variation der Wandstärke entsprechend dem Steinformat eingestellt, wodurch sich jeweils ein Verhältnis aus Wandhöhe zu Wanddicke von h/t = 8,3 (t = 24 cm), 11,4 (t = 17,5 cm) und 17,3

**Tabelle 3.** Übersicht des Versuchsprogramms der RILEM-Mauerwerksprüfkörper

Exzentrizität	Anzahl je Serie	Stein-Mörtel- Kombinationen	Klimata	Gesamt
e = 0		4		36
e = t/10	3	2	3	18
e = t/4		2		18
Summe	72			

**Tabelle 4.** Übersicht des Versuchsprogramms der geschosshohen Mauerwerksprüfkörper

Steinart	h/t	Anzahl		Gesamt
		e = 0	e = t/4	
NF	8,3	2	0	2
3DF	11,4	2	2	4
3DF	17,3	2	2	4
Summe				10

(t = 11,5 cm) ergab (s. Tabelle 4). Aufgrund der Prüfkörpergröße war eine Konditionierung in unterschiedlichen Klimata nicht möglich. Die Klimabedingungen wurden ab Herstellung bis zur Prüfung konstant aufgezeichnet.

#### 2.3.2 RILEM-Probekörper

#### 2.3.2.1 Probekörpervorbereitung und Versuchsdurchführung

Die Ermittlung der Festigkeits- und Verformungskenngrößen erfolgte an Mauerwerksprobekörpern gemäß DIN EN 1052-1 [16]. Die Probekörper wurden mit einer Lagerfugendicke von ~12 mm und vollständig vermörtelten Stoßfugen hergestellt, wobei die Steine an allen Fugenkontaktflächen vorgenässt wurden. Die unterste Reihe wurde mit einer dünnen Schicht Gips auf den Lasteinleitungsbalken aufgesetzt. Nach dem Aufmauern wurde auf der Oberseite ebenfalls ein Lasteinleitungsbalken mit einer dünnen Gipsschicht aufgesetzt und nivelliert, um eine planparallele Lasteinleitung zu gewährleisten. Die Durchführung der Versuche erfolgte weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,2 bis 0,3 mm/min an einer 1 MN Universalprüfmaschine, sodass der Bruch nach 15 bis 30 Minuten eintrat. Die Verformungen wurden kontinuierlich mit je zwei induktiven Wegaufnehmern pro Seite in Lastrichtung und je einem induktiven Wegaufnehmer pro Seite in Querrichtung gemessen (s. Bild 4).

Die Lasteinleitung bei den exzentrischen Druckversuchen erfolgte an Ober- und Unterseite über Halbwellen aus Stahl, die in einer gefrästen Hohlkehle frei drehbar gelagert sind (s. Bild 5). Insbesondere bei den normalformatigen Steinen gestaltete sich die exakte Einstellung der Lastausmitte im Falle der kleinen Exzentri-

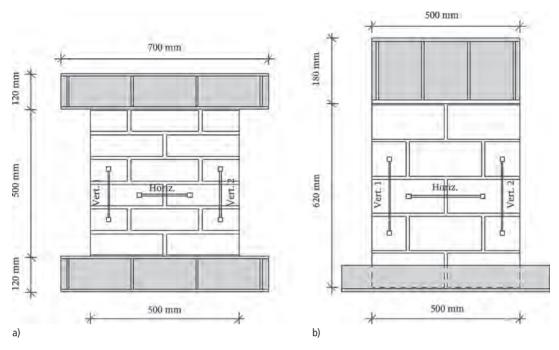


Bild 4. Mauerwerksprobekörper und Anordnung der Messstrecken für a) NF-Steine und b) 3DF-Steine



**Bild 5.** Versuchsaufbau der exzentrischen Mauerwerksdruckversuche am Beispiel eines Probekörpers aus 3DF-Steinen; a) gesamter Probekörper in der Prüfmaschine, b) obere sowie c) untere Lasteinleitung mittels Halbwelle

zität von e = t/10 jedoch schwierig, da die Steine nur wenig maßhaltig sind.

#### 2.3.2.2 Ergebnisse und Auswertung der zentrischen Druckversuche

Die Ergebnisse der zentrischen Druckversuche an den RILEM-Mauerwerksprobekörpern sind in Tabelle 5 zusammengefasst. Dabei wird deutlich, dass die beiden unterschiedlichen Lehmmauermörtel aufgrund ihrer sehr ähnlichen mechanischen Materialeigenschaften nur einen geringen Einfluss auf die Materialparameter des Mauerwerks haben. Infolgedessen werden die Ergebnisse für die folgenden Betrachtungen lediglich nach Steinart unterschieden.

Ähnlich wie bei Steinen und Mörteln zeigt sich auch hier eine ausgeprägte Abhängigkeit der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls von der Materialfeuchte. Eine ausgeprägte Abhängigkeit der Querdehnzahl von der Materialfeuchte ist nicht erkennbar.

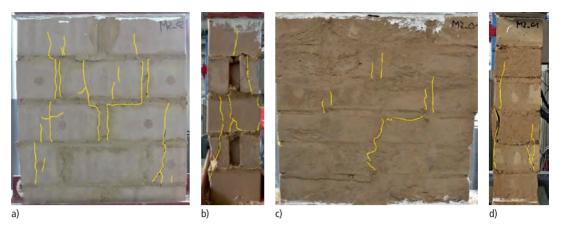
Wie bereits von Müller et al. [9] festgestellt, entsprechen Versagensverhalten und -mechanismen denen von konventionellem Mauerwerk. Lehmmauerwerk versagt duktil mit ausgeprägtem Entfestigungsverhalten im Nachbruchbereich. Die Rissbilder im Versagenszustand weisen die für Mauerwerk typischen Charakteristika auf. Die Überschreitung der Steinzugfestigkeit führt zu Rissen im Bereich ober- und unterhalb der Stoßfugen. Zudem kommt es zu Mörtelabplatzungen in den Lagerfugen. Die fortschreitende Rissbildung führt zur Bildung kleiner Scheiben und Schalen im Gefüge des Mauersteins, die schließlich bei weiterer Laststeigerung nach außen knicken und wegbrechen. Dieses Versagensverhalten ist im Falle des Lehmmauerwerks aus den stranggepressten 3DF-Steinen ausge-

prägter und kann insbesondere an den Stirnseiten der Probekörper beobachtet werden (s. Bild 6).

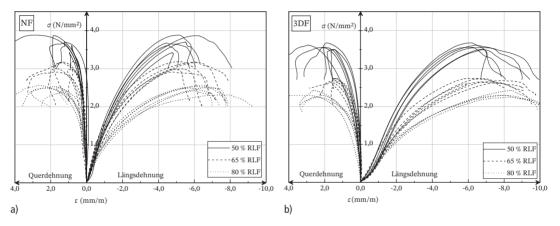
Die Feuchteabhängigkeit der mechanischen Eigenschaften zeigt sich deutlich anhand der in Bild 7 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen. Die Kurven flachen bei steigender RLF zunehmend ab. Generell weisen beide Mauerwerksarten einen vergleichbaren Verlauf der Arbeitslinien auf. Bis zu einem Drittel der Maximalspannung verlaufen die Kurven weitestgehend linear und gehen anschließend bis zum Bruch in eine ausgeprägt nichtlineare Phase über. Das Bruchverhalten ist duktil und geht mit einem ausgeprägten Entfestigungsverhalten im Nachbruchbereich einher. Die Dehnungen bei Erreichen der Druckfestigkeit beider Probekörperarten steigen mit zunehmender relativer Luftfeuchte an. Auffällig ist die anfänglich gegenläufige Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linien der Probekörper aus 3DF-Steinen, die auf eine Verdichtung des Materials bis zu einem Lastniveau von ca. 0,5 N/mm<sup>2</sup> zurückzuführen ist. Weiterhin ist zu erkennen, dass die Reduktion der Festigkeit sowie des Elastizitätsmoduls zwischen 50% und 65 % RLF im Falle des Mauerwerks aus normalformatigen Lehmsteinen geringer ausfällt als bei den Prüfkörpern aus 3DF-Steinen. Bei der Steigerung der RLF von 65 % auf 80 % verhält es sich umgekehrt, hier weist das Mauerwerk aus NF-Steinen die größere Reduktion auf. Ursache für diesen Unterschied ist die Materialzusammensetzung der Steine. Der höhere Tonmineralgehalt der 3DF-Steine führt zu einer erhöhten Wasseraufnahme, was wiederrum zunächst eine stärkere Reduktion der Druckfestigkeit im niedrigeren Feuchtebereich zur Folge hat. Im Bereich höherer Feuchten kommt schließlich der deutlich höhere Anteil an

**Tabelle 5.** Ergebnisse der zentrischen Druckversuche an Mauerwerksprobekörpern in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte und der Stein-Mörtel Kombination

Probekörper	RLF (%)	Anzahl (–)	Druckfestigkeit f		Elastizitätsmoo	Querdehnzahl v <sub>33</sub>	
Stein/Mörtel			MW (N/mm <sup>2</sup> )	VK (%)	MW (N/mm <sup>2</sup> )	VK (%)	MW (-)
	50	3	3,72	3,8	1656	6,9	0,18
NF/M2	65	3	3,12	3,2	1454	28,2	0,14
	80	3	2,51	3,2	1093	10,9	0,09
-	50	3	3,66	6,3	1399	3,9	0,09
NF/M3	65	3	3,02	4,3	1528	3,3	0,14
	80	3	2,43	4,5	1225	12,0	0,11
-	50	3	3,58	0,3	878	8,9	0,11
3DF/M2	65	3	2,71	0,4	712	23,7	0,12
	80	2	2,36	3,4	597	1,3	0,10
-	50	3	3,56	3,4	807	18,8	0,05
3DF/M3	65	3	2,65	0,8	642	10,4	0,03
	80	2	2,27	1,3	592	13,0	0,10



**Bild 6.** Rissbilder der Mauerwerksprobekörper an Längs- und Stirnseiten für Mauerwerksprobekörper a) und b) aus 3DF-Steinen sowie c) und d) aus NF-Steinen



**Bild 7.** Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der Mauerwerksprobekörper aus a) NF-Steinen und b) 3DF-Steinen, in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte

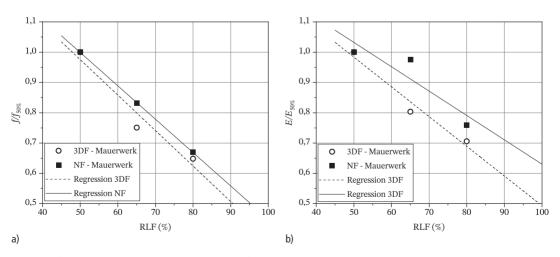


Bild 8. Auf Standardklimakonditionen bezogene a) Druckfestigkeiten und b) Elastizitätsmoduln der Mauerwerksprobekörper

feinen organischen Fasern des 3DF-Steins zum Tragen, welcher dann einen festigkeitssteigernden Bewehrungseffekt hat. Detaillierte Informationen zur Materialzusammensetzung der Lehmsteine können *Wiehle* et al. [18] entnommen werden.

Analog zu den Druckfestigkeiten der Steine und Mörtel besteht auch hier ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen Feuchtegehalt und Druckfestigkeit bzw. dem Elastizitätsmodul (s. Bild 8). Eine Steigerung der relativen Luftfeuchte von 50 % auf 80 % hat eine Reduktion der Mauerwerksdruckfestigkeiten um 33 % (NF) bzw. 35 % (3DF) zur Folge. Die Elastizitätsmoduln reduzieren sich um 24 % (NF) und um 30 % (3DF).

#### 2.3.2.3 Ergebnisse und Auswertung der exzentrischen Druckversuche

Bei den exzentrischen Druckversuchen wurde auf eine Variation des Mauermörtels verzichtet, da beide Lehmmörtel vergleichbare mechanischen Kenngrößen aufweisen und der Einfluss auf die Mauerwerkstragfähigkeit somit äußerst gering ist. Alle Probekörper wurden mit dem Lehmmauermörtel hergestellt, welcher gemäß Herstellerangaben der Druckfestigkeitsklasse M3 zuzuordnen ist. Eine Übersicht der ermittelten Traglasten des untersuchten Lehmmauerwerks in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte sowie der gewählten Lastexzentrizitäten von e = t/10 und e = t/4 ist in Tabelle 6 dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß eine deutliche Abhängigkeit der ermittelten Traglasten von der relativen Luftfeuchte sowie der Lastexzentrizität. Die Mauerwerksprobekörper aus 3DF-Steinen versagen dabei sowohl bei der kleineren als auch bei der größeren Exzentrizität sehr duktil. Im Bereich der Maximallast treten auf der Biegedruckseite sichtbare Risse im Bereich der Steine ober- und unterhalb der Stoßfugen auf und es kommt zu großformatigen schalenförmigen Abplatzungen der Steine im mittleren Probekörperbereich. Bei einer Lastexzentrizität von e=t/4 tritt auf der Biegezugseite meist ein durchgehender horizontaler Riss in

der Lagerfuge ober- bzw. unterhalb der mittleren Steinreihe auf. Im Fall einer Exzentrizität von e = t/10 entstehen dagegen aufgrund des vollständig überdrückten Querschnitts keine sichtbaren horizontalen Risse. Das Versagen bei Erreichen der Maximallast erfolgte bei der geringeren Lastexzentrizität analog zu den zentrischen Druckversuchen. Bei den Probekörpern mit e = t/4 konnte im Nachbruchbereich ein Ausknicken durch zunehmende Verformungen beobachtet werden. Ein 3DF-Mauerwerksprobekörper nach der Prüfung bei e = t/4 ist in Bild 9 exemplarisch dargestellt.

Die Abhängigkeit der Normalkrafttragfähigkeit von der relativen Luftfeuchte sowie der Lastexzentrizität ist ebenfalls gut in den Last-Verformungs-Diagrammen erkennbar. In Bild 10 sind exemplarisch die Last-Verformungs-Linien je eines Probekörpers pro relativer Prüfluftfeuchte und Lastexzentrizität dargestellt. Dabei sind auf der Abszisse die Längsdehnungen auf Biegedruck- (negativ) sowie Biegezugseite (positiv) der Probekörper abgebildet. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit Ausnahme der NF-Mauerwerksprobekörper bei e = t/4 das Versagen duktil erfolgt. Weiterhin wird deutlich, dass die gewählten Exzentrizitäten wie erwünscht einen vollständig überdrückten (e = t/10) bzw. gerissenen (e = t/4) Querschnitt zur Folge hatten.

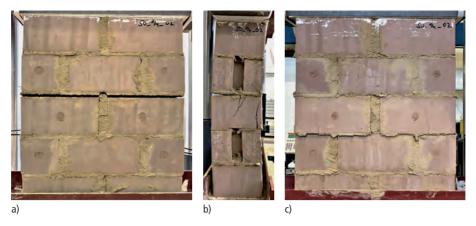
Die Traglast der exzentrisch belasteten Mauerwerksprobekörper nimmt unabhängig von der vorliegenden Lastexzentrizität bei einer Steigerung der relativen Luftfeuchte von 50 % auf 80 % um ca. 24 bis 28 % ab (s. Bild 11). Die feuchteabhängige Traglastreduktion liegt dabei in derselben Größenordnung wie die feuchtebedingte Reduktion der Mauerwerksdruckfestigkeit (s. Abschnitt 2.3.2.2).

# 2.3.2.4 Ergebnisse und Auswertung der Kriechversuche

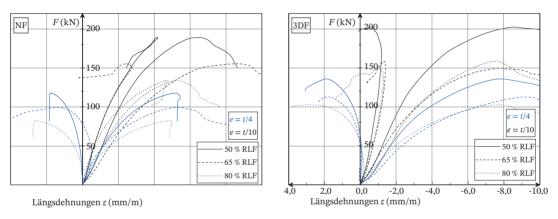
Zur Ermittlung des Kriechverhaltens wurden analog zu den zentrischen und exzentrischen Druckversuchen RILEM-Probekörper herangezogen. Anordnung und Länge der Messstrecken ist ebenfalls identisch, wobei im Unterschied zu den Kurzzeitdruckversuchen

Tabelle 6.	Ergebnisse der exzentrischen Druckversuche an Mauerwerksprobekörpern in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte
und der Las	texzentrizität

Steinart	RLF (%)	Anzahl	Anzahl		Traglast F <sub>max</sub>				
			6		e = t/10		e = t/4		
		e = t/10	e = t/4	MW (kN)	VK (%)	MW (kN)	VK (%)		
	50	3	3	187,51	9,3	101,98	13,7		
NF	65	3	3	153,81	6,7	92,49	6,8		
	80	2	4	134,03	0,2	76,85	8,2		
	50	3	3	199,93	2,4	136,23	1,3		
3DF	65	3	3	160,03	2,7	135,72	15,2		
	80	3	3	151,37	2,0	103,32	3,4		



**Bild 9.** Typisches Bruchbild eines Mauerwerksprobekörpers aus 3DF-Steinen nach Prüfung bei e=t/4; a) Biegezugseite mit horizontalem Riss in der Lagerfuge, b) Stirnseite mit sichtbar klaffender Fuge und c) Biegedruckseite mit großflächigen Abplatzungen der Steine im mittleren Probekörperbereich



**Bild 10.** Last-Verformungs-Diagramme der exzentrisch belasteten Mauerwerksprobekörper in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte und der Lastexzentrizität

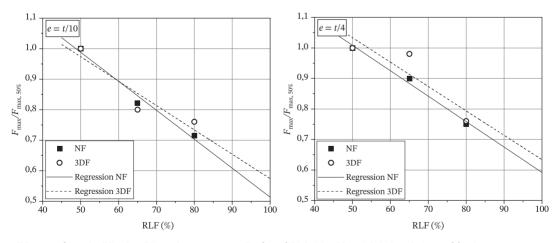


Bild 11. Auf Standardklimakonditionen bezogene Normalkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte

92

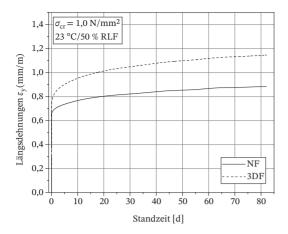


Bild 12. Verlauf der Kriechdehnungen von Lehmsteinmauerwerk aus NF-Steinen und 3DF-Steinen bei 23 °C und 50 % RLF

induktive Wegaufnehmer mit geringerer Messstrecke und höherer Genauigkeit zum Einsatz kamen. Als Kriechspannung wurde  $\sigma_{cr}=1,0\ N/mm^2$  gewählt, was in Bezug auf 65 % RLF in etwa einem Drittel der Maximallast entspricht. Die Lastaufbringung erfolgte konstant mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 5 kN/s bis zum Erreichen der Kriechlast.

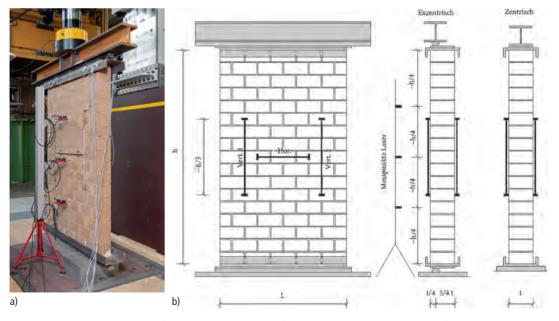
Die in Bild 12 dargestellten Kriechkurven des Lehmmauerwerks weisen einen für mineralische Baustoffe typischen Verlauf auf. Die Zunahme der Kriechverformung nimmt mit steigender Belastungsdauer ab und nähert sich schließlich asymptotisch einem Endwert

an. Im Falle des Lehmmauerwerks wurden nach 21 Tagen 80 % bis 90 % der Endkriechverformung erreicht. Die Endkriechzahlen  $\phi_{\infty}$  des Lehmmauerwerks wurden aus dem Quotienten der Endkriechdehnungen  $\epsilon_{k\infty}$  und den elastischen Dehnungen  $\epsilon_{el}$  ermittelt. Die elastischen Dehnungen wurden aus dem Verhältnis der Kriechspannung  $\sigma_{cr}$  zum im Kurzzeitversuch bei 50 % RLF ermittelten Elastizitätsmodul  $E_{33}$  bestimmt. Im Falle des Lehmmauerwerks aus 3DF-Steinen ergibt sich somit eine Endkriechzahl von  $\phi_{\infty}=0.94$ , für das Mauerwerk aus NF-Steinen beträgt sie  $\phi_{\infty}=1,30$ . Der obere Grenzwert zur Anwendbarkeit der vereinfachten Berechnungsmethoden gemäß DIN EN 1996-3/NA [17] von  $\phi_{\infty}=2.0$  wird somit eingehalten.

#### 2.3.3 Geschosshohe Wände

#### 2.3.3.1 Probekörpervorbereitung und Versuchsdurchführung

Die geschosshohen Lehmmauerwerkswände wurden im Prüfhallenklima hergestellt und konditioniert, da eine Lagerung im definierten Klima aufgrund ihrer Größe nicht möglich war. Temperatur sowie relative Luftfeuchte wurden vom Beginn der Herstellung bis zur Prüfung kontinuierlich gemessen und anhand von Rücktrockenproben nach der Versuchsdurchführung validiert. Zu jedem geschosshohen Probekörper wurde parallel je ein RILEM-Probekörper hergestellt und bei gleichen Klimakonditionen gelagert. Am Tag der Versuchsdurchführung wurde die Mauerwerksdruckfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul des jeweiligen



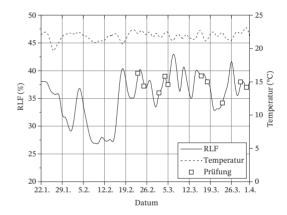
**Bild 13.** a) Geschosshoher Wandprüfkörper nach Einbau in die Prüfmaschine und b) Skizze des Versuchsaufbaus der zentrischen und exzentrischen Versuche mit Messtreckenanordnung

RILEM-Probekörpers im zentrischen Druckversuch ermittelt, um die Anbindung der Großversuche zu gewährleisten. Die Probekörpermaße der Lehmmauerwerkswände betrugen  $1,25 \,\mathrm{m} \times 2,0 \,\mathrm{m}$  (Länge  $\times$  Höhe). Die Herstellung der geschosshohen Wände erfolgte analog zur Herstellung der RILEM-Probekörper, wobei die erste Steinreihe mit einer Gipsschicht auf ein U-Profil gemauert wurde. Auf die Oberseite der Probekörper wurde ebenfalls ein U-Profil mittels einer dünnen Gipsschicht aufgebracht und nivelliert. Zum Einbau in die Prüfmaschine wurden die beiden Profile an den Stirnseiten der Probekörper mit je zwei Gewindestangen verspannt und auf dem unteren Lasteinleitungsbalken ausgerichtet. Anschließend erfolgte eine exakte Nivellierung der oberen Lasteinleitung durch das Aufsetzen einer 2cm starken Stahlplatte in ein Gipsbett auf dem oberen U-Profil, sodass der an der Prüfmaschine befestige Lasteinleitungsbalken formschlüssig und eben auflag. Die Lasteinleitung der exzentrischen Druckversuche erfolgte analog zu den exzentrisch belasteten RILEM-Probekörpern mittels einer Halbwelle am unteren bzw. oberen Lasteinleitungsbalken. Bei den zentrischen Druckversuchen wurde auf die Anordnung einer Halbwelle verzichtet. Stattdessen wurden in diesem Fall sowohl die untere Lasteinleitungsplatte als auch der obere Lasteinleitungsbalken vollflächig aufgesetzt. Die Dehnungsmessung der Längs- und Querdehnungen erfolgte wie bei den RILEM-Probekörpern kontinuierlich mit induktiven Wegaufnehmern, wobei die Messstrecken der geschosshohen Wände entsprechend größer gewählt wurden. Zusätzlich wurden die Verformungen in Querrichtung der Lehmmauerwerkswand in den Viertelspunkten mit drei Lasermessgeräten aufgezeichnet. Die Probekörper und der Versuchsaufbau sind beispielhaft in Bild 13 dargestellt.

#### 2.3.3.2 Ergebnisse und Auswertung

Temperatur sowie relative Luftfeuchte wurden ab dem Zeitpunkt der Herstellung bis zur letzten Prüfung kontinuierlich aufgezeichnet und sind in Bild 14 inklusive der einzelnen Prüftermine dargestellt. Mit Ausnahme der ersten vier Wochen liegen Temperatur sowie relative Luftfeuchte konstant im Bereich von 20 °C bis 22 °C und 35 % bis 40 % RLF.

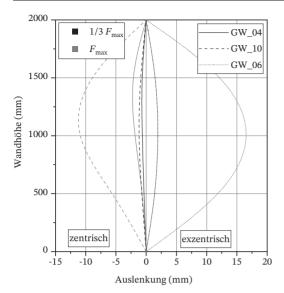
Die Normalkrafttragfähigkeit der geschosshohen Wandprüfkörper ist in Tabelle 7 zusammengefasst. Aufgrund der nahezu konstanten Klimaverhältnisse während des gesamten Konditionierungszeitraums ist davon auszugehen, dass sich bei allen Probekörpern ein vergleichbarer Feuchtegehalt eingestellt hat. Die Rücktrockenproben sowie die zugehörigen RILEM-Probekörper ergaben einen mittleren Feuchtegehalt, der weitestgehend mit der vorherrschenden RLF übereinstimmt.



**Bild 14.** Klimaverhältnisse ab Herstellung der geschosshohen Lehmmauerwerkswände bis zur letzten Prüfung mit Eintrag der Prüfzeitpunkte gemäß Tabelle 7

**Tabelle 7.** Ergebnisse der Druckversuche an geschosshohen Lehmmauerwerkswänden für verschiedene Lastexzentrizitäten und variierende Schlankheiten

Probekörper	Prüfdatum	Exzentrizität e	Steinart	Wandstärke t (cm)	h/t	Traglast F <sub>max</sub> (kN)
GW_01	23.02.	0	3DF	17,5	11,4	519,1
GW_02	25.02.	0	3DF	17,5	11,4	542,2
GW_03	02.03.	0	NF	11,5	17,3	468,7
GW_04	04.03.	0	3DF	24	8,3	698,3
GW_05	05.03.	0	3DF	24	8,3	672,1
GW_06	16.03.	t/4	3DF	24	8,3	358,4
GW_07	18.03.	t/4	3DF	24	8,3	349,6
GW_08	23.03.	t/4	3DF	17,5	11,4	171,5
GW_09	29.03.	t/4	3DF	17,5	11,4	213,2
GW_10	31.03.	0	NF	11,5	17,3	395,0



**Bild 15.** Exemplarische Darstellung der Verformungen quer zur Wandebene für zwei zentrisch belastete und eine exzentrisch belastete Lehmmauerwerkswand

In Bild 15 sind exemplarisch die mittels Lasermessung aufgezeichneten Verformungen quer zur Wandebene bei einem Drittel der Maximallast sowie bei Erreichen der Maximallast für zwei zentrische sowie einen exzentrischen Versuch abgebildet. Die Darstellung der Verformungen entspricht dabei nicht der tatsächlichen Richtung, sondern wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit für die zentrischen und exzentrischen Versuche auf der gegenüberliegenden Ordinatenseite veranschaulicht. Im Falle der exzentrischen Versuche stellt sich eine an Wandkopf und -fuß symmetrische Auslenkung ein, wohingegen bei den zentrischen Versuchen

aufgrund der vollflächigen Auflagerung ohne Halbwelle eine Einspannung am Wandfuß zu erkennen ist. Das Versagensbild der zentrisch belasteten Lehmmauerwerkswände ergab sich analog zu den RILEM-Probekörpern. Der Bruch erfolgte duktil und kündigte sich durch vertikale Risse in den Steinen und durch ein Abplatzen des Lagerfugenmörtels an. Im Nachbruchbereich kam es vermehrt zu schalenförmigen Ausbrüchen der Steine in den seitlichen Randbereichen der Probekörper (s. Bild 16a). Bei den exzentrisch belasteten Probekörpern traten verhältnismäßig große Verformungen quer zur Wandebene auf (Bild 16b), wobei es erst deutlich nach dem Erreichen der Maximallast zum Stabilitätsverlust der Probekörper kam. Dabei stellte

sich bei den Wandprüfkörpern mit 24 cm Wandstärke ein klaffender Riss im Bereich der mittleren Lagerfugen ein (Bild 16c), wohingegen die schlankeren Probe-

körper der Wandstärke 17,5 cm komplett ausknickten.

#### 2.4 Zusammenfassung

Aus den Ergebnissen der durchgeführten experimentellen Untersuchungen kann geschlussfolgert werden, dass der Einfluss der relativen Luftfeuchte auf die Druckfestigkeit sowie den Elastizitätsmodul von unstabilisiertem Lehmmauerwerk in guter Näherung als linear beschrieben werden kann. Bei Konditionierung bis zur Massekonstanz, also dem Erreichen einer gleichmäßigen Feuchteverteilung über den gesamten Querschnitt, reduzieren sich die beiden genannten Materialeigenschaften in linearer Abhängigkeit zur steigenden relativen Luftfeuchte. Die Druckfestigkeit des untersuchten Lehmmauerwerks liegt bei hoher relativer Luftfeuchte von 80 % mit Werten zwischen 2,27 N/mm<sup>2</sup> und 2,51 N/mm<sup>2</sup> im üblichen Festigkeitsbereich von Porenbetonmauerwerk. Der Elastizitätsmodul fällt insbesondere im Falle des Lehmmauerwerks aus den stranggepressten 3DF-Steinen mit Werten zwischen 592 N/mm<sup>2</sup> und 878 N/mm<sup>2</sup> jedoch ver-







**Bild 16.** Wandprüfkörper (t = 24 cm) nach Versuchsende; a) vertikale Risse und Abplatzungen nach zentrischer Prüfung b) sowie Verformungsfigur und c) klaffender Riss in der mittleren Lagerfuge, nach exzentrischer Prüfung

Mauerwerk	RLF (%)	$E_{33}/f_k$ (–)	ν <sub>33</sub> (–)	$\epsilon_{f}$ (mm/m)	α <sub>0</sub> (–)	φ <sub>∞</sub> (–)
	50	497	0,13	4,4	0,65	1,30
Lehm (NF)	65	583	0,14	5,2	0,70	-
	80	563	0,10	6,4	0,71	-
	50	283	0,07	6,3	0,64	0,94
Lehm (3DF)	65	303	0,02	7,0	0,66	-
	80	308	0,10	8,1	0,68	-
Porenbeton *)	_	500-650	0,17-0,32	1,4–3,7	0,53-0,60	1,0-2,5
Kalksandstein *)	_	800-1250	0,07-0,12	1,3–3,9	0,57-0,75	1,0-2,0

Tabelle 8. Vergleich der mechanischen Kenngrößen des untersuchten Lehmmauerwerks mit dem üblichen Wertebereich von Porenbeton- und Kalksandsteinmauerwerk

gleichsweise gering aus. Die Dehnungen bei Erreichen der Druckfestigkeit (ε<sub>f</sub>) liegen bereits bei 50 % RLF oberhalb der Werte von Kalksandstein- und Porenbetonmauerwerk. Zudem nehmen sie mit steigender relativer Luftfeuchte weiter zu. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linien von Lehmmauerwerk ist ähnlich wie bei Kalksandsteinmauerwerk - nichtlinear und weist einen ausgeprägten Entfestigungsbereich auf. Das Verhältnis von Elastizitätsmodul zu charakteristischer Druckfestigkeit (E<sub>33</sub>/f<sub>k</sub>) ist aufgrund des geringen Elastizitätsmoduls jedoch deutlich kleiner als bei konventionellem Mauerwerk, bleibt jedoch bei Änderungen des Feuchtegehalts in etwa konstant, was eine wesentliche Vereinfachung für die Bemessung darstellt. Die Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Linien  $(\alpha_0)$  sowie die Querdehnzahl  $(v_{33})$  liegen im Bereich der Werte von Kalksandsteinmauerwerk. Wie die bisher durchgeführten Kriechversuche an Mauerwerksprobekörpern bei 23 °C und 50 % relativer Luftfeuchte gezeigt haben, ergibt sich eine Endkriechzahl von  $\varphi_{\infty} = 0.94$  für das Mauerwerk aus 3DF-Steinen und  $\varphi_{\infty} = 1,30$  für das Mauerwerk aus NF-Steinen. Die Begrenzung auf eine maximale Endkriechzahl von  $\varphi_{\infty} \le 2.0$  gemäß DIN EN 1996-3 [22] wird somit eingehalten. Kriech- sowie Dauerstandversuche bei weiteren relativen Luftfeuchten sind zum Zeitpunkt der Beitragserstellung noch in der Durchführung.

Die genannten Werte sind in Tabelle 8 für das untersuchte Lehmmauerwerk im Vergleich mit den mechanischen Kenngrößen von Porenbeton- und Kalksandsteinmauerwerk gegenübergestellt. Die charakteristische Druckfestigkeit des Lehmmauerwerks wurde dabei gemäß DIN EN 1052-1 [16] durch Division der Mittelwerte der Versuchsergebnisse mit dem Faktor 1,2 ermittelt.

# 3 Tragfähigkeit von Lehmmauerwerk

#### 3.1 Allgemeines

Aufbauend auf den zuvor dargestellten experimentellen Untersuchungsergebnissen wird nachfolgend eine detaillierte Analyse der Tragfähigkeit druckbeanspruchten Lehmmauerwerks unter Berücksichtigung der Materialfeuchte, Wandschlankheit und Lastexzentrizität mittels numerischer und analytischer Berechnungsmethoden durchgeführt. Auf dieser Grundlage kann in Abschnitt 4 ein Bemessungsvorschlag in Anlehnung an die bestehenden Regelungen des Eurocode 6 erarbeitet werden.

Die Grundlage einer wirklichkeitsnahen Traglastberechnung bildet die zutreffende Modellierung der materialspezifischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung. Daher wird eingangs ein geeigneter Modellierungsansatz zur Approximation der nichtlinearen Arbeitslinie von Lehmmauerwerk unter einaxialer Druckbeanspruchung vorgestellt. Die Kalibrierung des Materialmodells erfolgt anhand der in Abschnitt 2.3.2 beschriebenen experimentellen Untersuchungsergebnisse. Im Anschluss werden grundlegende Annahmen der numerischen Modellbildung, wie die Auflager- und Belastungsbedingungen sowie die gewählte Diskretisierung, erläutert. Neben der numerischen Analyse des Tragverhaltens wird zudem die Anwendbarkeit eines mauerwerksspezifischen analytischen Traglastmodells überprüft, welches es erlaubt die Tragfähigkeit druckbeanspruchten Mauerwerks geschlossen und ohne aufwendiges Iterationsverfahren zu ermitteln. Abschließend erfolgt sowohl eine Validierung des numerischen als auch des analytischen Traglastmodells anhand der in Abschnitt 2.3 dargelegten Versuchsergebnisse an Lehmmauerwerk unter exzentrischer Druckbeanspruchung sowie variierender Wandschlankheit. Weiterführende Informationen zur Traglastberechnung von Lehmmauerwerk können Brinkmann [23] sowie Brinkmann und Graubner [24] entnommen werden.

<sup>\*)</sup> Werte aus [13]

#### 3.2 Materialmodellierung

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung können sowohl im Verfestigungs- als auch im Entfestigungsbereich deutliche materialspezifische Differenzen aufweisen [25]. In Abhängigkeit des betrachteten Mauerwerksbaustoffs ergeben sich daher Unterschiede des Festigkeitsund Verformungsverhaltens, welche sich signifikant auf die resultierende Tragfähigkeit auswirken können. Demzufolge ist es im Zuge einer wirklichkeitsnahen Traglastermittlung von Lehmmauerwerk erforderlich, das Materialverhalten mithilfe eines geeigneten Modellierungsansatzes zutreffend abzubilden. Hierzu wird das einaxiale Materialmodell nach Gl. (1) aus DIN EN 1992-1-1 [26] verwendet, welches sich flexibel an den Verlauf von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mineralischer Baustoffe anpassen lässt und somit eine geeignete Möglichkeit bietet, die ausgeprägte Nichtlinearität der Arbeitslinie sowie das duktile Materialverhalten von Lehmmauerwerk abzubilden [24]. In Bild 17 ist der qualitative Verlauf einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach dem genannten Materialmodell abgebildet.

$$\frac{\sigma}{f} = \begin{cases} \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} & \text{für} \quad \eta \leq \eta_{ult} \\ 0 & \text{für} \quad \eta > \eta_{ult} \end{cases}$$
 (1)

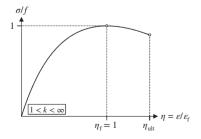
mit

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}$$
(2)

$$\eta_{ult} = \frac{\epsilon_{ult}}{\epsilon_f} \tag{3}$$

$$k = \frac{E_0}{E_{\rm f}} = \frac{E_0}{f} \cdot \epsilon_f \tag{4} \label{eq:k_f}$$

Die allgemeine Formulierung des Materialgesetzes erfolgt dabei anhand der auf die Druckfestigkeit bezogenen Spannung  $\sigma/f$  sowie der gemäß Gl. (2) normierten Dehnung  $\eta$ . Der nach Gl. (4) definierte Parameter k gibt den Grad der Nichtlinearität der Arbeitslinie an und bezeichnet gleichzeitig den bezogenen Ursprungselastizitätsmodul der Spannungs-



**Bild 17.** Qualitativer Verlauf einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach dem Materialmodell gemäß Gl. (1) aus DIN EN 1992-1-1 [26]

Dehnungs-Beziehung. Dieser materialspezifische Eingangsparameter berechnet sich aus dem Verhältnis zwischen dem Tangentenmodul im Ursprung der Arbeitslinie E<sub>0</sub> und dem Sekantenmodul bei Erreichen der Druckfestigkeit E<sub>f</sub>. Durch Variation des bezogenen Ursprungselastizitätsmoduls k lassen sich mithilfe des gewählten Materialgesetzes beliebige Nichtlinearitäten der zu modellierenden Spannungs-Dehnungs-Beziehung einstellen. Bei Ansatz des unteren Grenzwerts in Höhe von k = 1 ergibt sich aus Gl. (1) ein linearer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie, wohingegen durch den theoretischen oberen Grenzfall von  $k \to \infty$ starr-plastisches Materialverhalten modelliert werden kann. Beträgt k = 2 ist der Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Linie identisch zu einer quadratischen Parabel. Üblicherweise liegt der bezogene Ursprungselastizitätsmodul für mineralische Baustoffe in einem Bereich von  $k \approx 1$  bis 3 [27].

Darüber hinaus lässt sich mithilfe des Materialmodells nach Gl. (1) im bezogenen Dehnungsbereich von  $1 < \eta < \eta_{\text{ult}}$  das ausgeprägte Entfestigungsverhalten von Lehmmauerwerk abbilden. Analog zum Verfestigungsbereich wird die Nichtlinearität des Entfestigungsbereichs durch den bezogenen Ursprungselastizitätsmodul k determiniert. Der Grenzfall k = 1 entspricht dabei einem sofortigen Spannungsabfall nach Erreichen der Druckfestigkeit und stellt somit sprödes Versagen dar, wohingegen durch k > 1 eine duktile Entfestigung modelliert werden kann. Im Grenzfall  $k \to \infty$  ergibt sich durch das damit induzierte starr-plastische Materialverhalten eine konstante Spannung bis zum Erreichen der bezogenen maximalen Dehnung nutr. Ein Überschreiten von  $\eta_{ult}$  stellt in jedem Fall absolutes Materialversagen dar, woraufhin im zugehörigen Querschnittsbereich keinerlei Spannung mehr aufgenommen werden kann.

Da sich der Tangentenelastizitätsmodul im Ursprung der Arbeitslinie nicht unmittelbar aus den experimentellen Untersuchungsergebnissen bestimmen lässt, wird der Modellierungsparameter k im Rahmen der hier dargestellten Analyse durch eine iterative Anpassung des Materialmodells an die experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungs-Linien des untersuchten Lehmmauerwerks mithilfe einer Minimierung der Fehlerquadrate bestimmt. Der über alle Konditionierungsklimata gemittelte bezogene Ursprungselastizitätsmodul konnte dadurch zu k = 2,68 für das untersuchte Lehmmauerwerk aus NF-Steinen bzw. zu k = 1,90für das untersuchte Lehmmauerwerk aus 3DF-Steinen ermittelt werden. Hierbei sei angemerkt, dass dieser Materialparameter mit Variationskoeffizienten von 23 % (NF) bzw. 13 % (3DF) erhöhten Streuungen unterliegt. Daher wird zur allgemeinen Modellierung des Materialverhaltens unstabilisierten Lehmmauerwerks ein gerundeter Mittelwert in Höhe von k = 2,2 empfohlen. Wie Brinkmann [23] anhand einer ergänzenden Auswertung weiterer Literaturdaten [10, 12, 28] zeigt, nähert dieser Empfehlungswert den mittleren bezogenen Ursprungselastizitätsmoduln beliebiger Stein-

- C Konstruktive Details (Bauphysik)
- C1 Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1

Christoph Butenweg, Thomas Kubalski, Christoph Gellert und Khaled El-Deib

# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung 155	6	Berechnungsbeispiele 176
		6.1	Reihenhaus: Nachweis mit
2	Erdbebeneinwirkung:		konstruktiven Regeln 176
	DIN EN 1998-1/NA 155	6.2	Mehrfamilienhaus: Linearer
			kraftbasierter Ansatz 180
3	Seismisches Verhalten von	6.2.1	Bauwerksbeschreibung und
_	Mauerwerksbauten 158		Erdbebeneinwirkung 180
3.1	Versagensformen von tragenden	6.2.2	Statisches Ersatzsystem 181
J.1	Mauerwerkswänden 158	6.2.3	Statische Ersatzlasten 181
3.2	Erdbebenschäden und neue	6.2.4	Verteilung der statischen Ersatzlasten
3.2	Nachweisansätze 159	0.2.4	auf die Schubwände 182
3.3	Wand-Decken-Interaktion und	6.2.5	Standsicherheitsnachweise nach
3.3		0.2.3	DIN EN 1998-1/NA 182
2.4	Normalkraftumlagerungen 160	(251	
3.4	Berücksichtigung der Wand-Decken-	6.2.5.1	Nachweis mit einem Verhaltensbeiwert
2.5	Interaktion 163		von q = 1,7 182
3.5	Ansatz zur Ermittlung der Momenten-	6.2.5.2	Nachweis mit erhöhten Verhaltens-
	verteilungsfaktoren 163		beiwerten 182
3.6	Bemessung der Stahlbetondecken 167	6.3	Mehrfamilienhaus: Linearer und
3.7	Verhalten von nichttragenden		nichtlinearer Nachweis 182
	Trennwänden 167	6.3.1	Bauwerksbeschreibung und Erdbeben-
3.8	Verhalten von Vormauerschalen 169		einwirkung 182
		6.3.2	Modellierung des Gebäudes 183
4	Auslegung mit konstruktiven Regeln 170	6.3.3	Ansatz von Rahmentragwirkung durch
			Mitwirkung der Geschossdecken 184
5	Rechenverfahren 171	6.3.4	Nachweis der Schubwände 186
5.1	Lineare kraftbasierte Berechnungen 171	6.3.5	Nichtlinearer statischer Nachweis 186
5.1.1	Vereinfachtes Antwortspektren-	6.3.6	Nachweis der Trennwände
	verfahren 171		im 3. Obergeschoss 188
5.1.2	Multimodales Antwortspektren-	6.3.7	Nachweis der Vormauerschale 188
	verfahren 172		
5.1.2.1	Berechnung der erforderlichen	7	Zusammenfassung 188
	Schwingformen 172		
5.1.2.2	Kombination der Schwingformen		Literatur 188
3.1.2.2	und Richtungsüberlagerung 172		Interaction 100
5.2	Nichtlineare statische Berechnungen 172		
5.2.1	Grundlagen und Berechnungsablauf 172		
5.2.2	Ermittlung der Kapazitätskurven		
3.2.2			
5.2	für Mauerwerksgebäude 173		
5.3	Berücksichtigung von		
<i>5</i> 4	Torsionseffekten 175		
5.4	Ansatz von Verhaltensbeiwerten		
	für Mauerwerk 175		
5.4.1	Pauschaler Ansatz 175		
5.4.2	Ansatz erhöhter Verhaltensbeiwerte		
	mit Pushover-Analysen 175		
5.4.2.1	Verhaltensbeiwert für Verformungs-		
	fähigkeit und Energiedissipation 176		
5.4.2.2	Verhaltensbeiwerte für Lastumverteilung		
	und Überfestigkeiten 176		

# 1 Einleitung

Die im Jahre 2005 eingeführte DIN 4149 "Bauten in deutschen Erdbebengebieten" [1] wird zeitnah durch die DIN EN 1998-1 [2], die in Kombination mit dem Nationalen Anhang DIN EN 1998-1/NA [3] anzuwenden ist, abgelöst. Der Nationale Anhang wurde im Juli 2021 als Weißdruck veröffentlicht. Gleichzeitig mit dem Teil 1 soll der Nationale Anhang DIN EN 1998-5/NA [4] eingeführt werden, in dem die erforderlichen geotechnischen Nachweise unter seismischen Einwirkungen geregelt sind.

Die wesentlichen Änderungen gegenüber DIN 4149 [1] liegen in einer vollständigen Überarbeitung der Erdbebenkarten, der Einführung nichtlinearer statischer Berechnungsverfahren und der grundlegenden Überarbeitung des Mauerwerkkapitels. Die Überarbeitung der Regeln für Mauerwerk war notwendig, da die Anwendung des traditionellen linearen Nachweiskonzepts für Mauerwerksbauten dazu führte, dass die Standsicherheitsnachweise für Gebäude mit üblichen Grundrissen in Gebieten mit moderaten Erdbebeneinwirkungen bereits nach DIN 4149 [1] häufig nicht mehr geführt werden konnten. Diese Problematik hat sich mit der Einführung neuer kontinuierlicher probabilistischer Erdbebenkarten im neuen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [3] weiter verschärft. Aufgrund der Erhöhung der seismischen Einwirkungen wurden neue Nachweiskonzepte basierend auf konstruktiven Regeln und rechnerischen Ansätzen entwickelt und in das Anwendungsdokument eingearbeitet. Mit den neuen Ansätzen können bislang nicht berücksichtigte Tragfähigkeitsreserven von Mauerwerksbauten in der Baupraxis in Ansatz gebracht werden.

Der vorliegende Beitrag stellt den seismischen Nachweis von Mauerwerksbauten in Deutschland auf Grundlage von DIN EN 1998-1 [2] in Kombination mit dem Nationalen Anhang DIN EN 1998-1/NA [3] vor. Vorgestellt werden die Definition der Erdbebeneinwirkung, das seismische Verhalten von Mauerwerksbauten und die Erläuterung der Rechenverfahren. Darauf aufbauend wird die Anwendung an drei Praxisbeispielen demonstriert.

### 2 Erdbebeneinwirkung: DIN EN 1998-1/NA

Die Erdbebeneinwirkung in Deutschland wird im Nationalen Anhang DIN EN 1998-1/NA [3] durch eine neue kontinuierliche probabilistische Erdbebenkarte beschrieben. Damit wird das intensitätsbasierte Konzept mit Erdbebenzonen ersetzt [5]. Die Referenz-Wiederkehrperiode für diese Karte beträgt T<sub>NCR</sub> = 475 Jahre, was einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entspricht. Die Kartendarstellung in Bild 1 zeigt die spektrale Antwortbeschleunigung S<sub>aP.R</sub> im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Untergrundverhältnis A-R mit einer Scherwellengeschwindigkeit von  $v_{S30} = 800 \,\text{m/s}$  [6–8]. Für die Referenz-Wiederkehrperiode von  $T_{NCR} = 475$  Jahren kann die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung age aus der spektralen Antwortbeschleunigung im Plateaubereich S<sub>aP,R</sub> mit dem spektralen Überhöhungsfaktor  $\beta_0 = 2.5$  näherungsweise wie folgt berechnet werden:

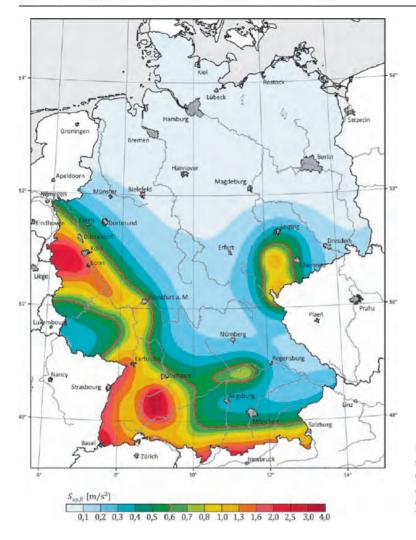
$$a_{gR} = \frac{S_{aP,R}}{2.5} \tag{1}$$

Bild 1 enthält zudem die Grenzline von  $S_{aP,R} = 0.6 \text{ m/s}^2$ . Bis zu diesem Wert kann für übliche Hochbauten aller Bedeutungskategorien und aller geologischen Untergrundklassen von sehr geringer Seismizität ausgegangen werden, sodass im Allgemeinen kein bautechnischer Nachweis erforderlich ist. Zusätzlich wird, wie bereits in der DIN 4149 [1], der Einfluss der örtlichen Untergrundverhältnisse auf die Stärke des möglichen Bebens berücksichtigt, und zwar sowohl hinsichtlich der Beschaffenheit der ersten 20 m des anliegenden Baugrunds als auch hinsichtlich der geologischen Untergrundverhältnisse. Der Baugrund wird in die Baugrundklassen A, B und C mit den in Tabelle 1 beschriebenen Eigenschaften klassifiziert. Die Klassifizierung erfolgt in der Regel im Rahmen eines geotechnischen Bodengutachtens. Liegen keine Informationen über den Baugrund vor, so ist auf der sicheren Seite die ungünstigste Baugrundklasse zu wählen.

Die geologischen Untergrundverhältnisse werden durch die Klassen R, S und T beschrieben (Tabelle 1), deren räumliche Verteilung in Bild 2 im Bereich der Grenzlinie von  $S_{aP,R}=0.6\,\text{m/s}^2$  dargestellt ist. Die

Tabelle 1 Raugrund- und Untergrundklasse	Tahalla 1	Raugrund-	und Unterar	undklaccan
--	-----------	-----------	-------------	------------

Ва	ugrundklassen (≤ 20 m Tiefe)	Ge	ologische Untergrundklassen (> 20 m Tiefe)
A	unverwitterte Festgesteine Scherwellengeschwindigkeiten: > 800 m/s.	R	Festgesteinsgebiete
В	mäßig verwitterte Festgesteine oder grob- bis gemischtkörnige Lockergesteine in fester Konsistenz Scherwellengeschwindigkeiten: 350 m/s bis 800 m/s.	S	Gebiete flacher Sedimentbecken und Übergangszonen
С	gemischt- bis feinkörnige Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz Scherwellengeschwindigkeiten: 150 m/s bis 350 m/s.	T	Gebiete tiefer Sedimentbecken



**Bild 1.** Räumliche Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung für das Untergrundverhältnis A-R im Plateaubereich  $S_{aP,R}$  für eine Wiederkehrperiode von  $T_{NCR} = 475$  Jahre [3]

Karte der geologischen Untergrundklassen wird aktuell von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe in Hannover in Kooperation mit den geologischen Landesämtern überarbeitet und wird mit der bauaufsichtlichen Einführung der Norm zur Verfügung stehen.

#### Horizontales Bemessungsspektrum

Die horizontale Erdbebeneinwirkung für die seismische Auslegung von Bauwerken wird durch ein Bemessungsspektrum beschrieben (Bild 3). Dieses Spektrum ist definiert durch Funktionen zwischen den Einhängepunkten von A bis D an den sogenannten Kontrollperioden  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$ .

Die funktionalen Verläufe in den vier Bereichen sind wie folgt definiert:

$$T_A \le T \le T_B$$
:

$$S_{d}(T) = a_{gR} \cdot \gamma_{I} \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_{R}} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$
 (2)

$$T_B \le T \le T_C$$
:  $S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$  (3)

$$T_C \le T \le T_D$$
:  $S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$  (4)

$$T_D \leq T \colon \qquad \qquad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (5)$$

mit

S<sub>d</sub>(T) Ordinate des Bemessungsspektrums

T Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

a<sub>gR</sub> Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung

γ<sub>τ</sub> Bedeutungsbeiwert

q Verhaltensbeiwert

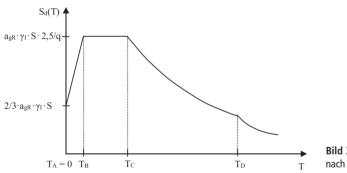
S Bodenparameter

T<sub>A-D</sub> Kontrollperioden des Antwortspektrums

Die spektrale Antwortbeschleunigung S<sub>aP,R</sub> im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Unter-



**Bild 2.** Schematische Darstellung der geologischen Untergrund-klassen im Bereich der Grenzlinie von  $S_{aP,R}=0.6\ m/s^2\ [3]$ 



**Bild 3.** Horizontales Bemessungsspektrum nach DIN EN 1998/NA [3]

grundverhältnis A-R kann mit der kontinuierlichen Erdbebenkarte nach DIN EN 1998-1/NA [3] ermittelt werden. Da ein Ablesen aus der abgedruckten Karte nicht genau genug möglich ist, werden die Spektralbeschleunigungen zusammen mit der Norm in digitaler Form auf einer Daten-CD bereit gestellt. Die im Anhang NA.I beschriebene Daten-CD stellt in einem Raster von 0,1° geografischer Länge und Breite folgende Spektralbeschleunigungen zur Verfügung:

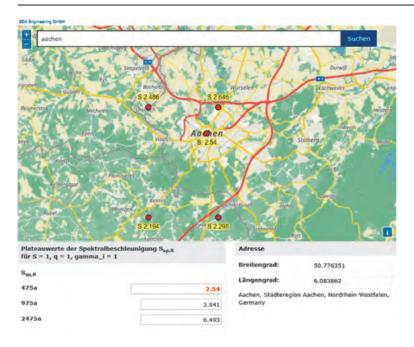
475 Jahre Quantilwerte für die mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren für die Perioden  $T=0,1\,s$ ,  $T=0,1\,s$  und  $T=0,2\,s$ , jeweils ermittelt als das  $16\,\%$ ,

 $50\,\%$  (Median) und  $84\,\%$  Quantil aus den Ergebnissen des logischen Baums.

475 Jahre Spektralwerte für die mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren für die Perioden  $T=0,1\,s$ ,  $T=0,1\,s$  und  $T=0,2\,s$ , jeweils ermittelt als Mittelwert aus den Ergebnissen des logischen Baums.

975 Jahre und 2475 Jahre Spektralwerte der Abbildungen in Anhang NA.E für die Perioden  $T=0,1\,s$ ,  $T=0,1\,s$  und  $T=0,2\,s$ , jeweils ermittelt als Mittelwert aus den Ergebnissen des logischen Baums.

Die Spektralbeschleunigungen zwischen den auf der Daten-CD angegebenen Stützstellen dürfen linear in-



**Bild 4.** Abfrage der spektralen Antwortbeschleunigung für die Stadt Aachen [10]

Tabelle 2. Horizontales Spektrum: Perioden T<sub>B</sub>, T<sub>C</sub>, T<sub>D</sub> [3]

Untergrundverhältnis	T <sub>B</sub> [s]	T <sub>C</sub> [s]	T <sub>D</sub> [s]
A-R	0,10	0,20	2,00
B-R	0,10	0,25	2,00
C-R	0,10	0,30	2,00
B-T	0,10	0,25	2,00
C-T	0,10	0,40	2,00
B-S	0,10	0,40	2,00
C-S	0,10	0,50	2,00

**Tabelle 3.** Bodenparameter S zur Beschreibung des horizontalen Antwortspektrums [3]

S <sub>aP,R</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	Untergrundverhältnisse						
Bereich	A-R	B-R	C-R	B-T	C-T	B-S	C-S
$0.6 \le S_{aP,R} \le 1.0$	1,00	1,25	1,50	1,05	1,45	1,30	1,30
$1.0 < S_{aP,R} \le 2.0$	1,00	1,20	1,30	1,00	1,25	1,15	1,15
$S_{aP,R} > 2.0$	1,00	1,20	1,15	1,00	1,10	0,95	0,95

terpoliert werden. Alternativ kann die Ermittlung der Spektralbeschleunigungen zurzeit über die Internetabfragen des GFZ [9] oder das Internetportal der SDAengineering GmbH erfolgen [10]. Die Interpolation über die Abfrage eines Internetportals [10] zeigt Bild 4 am Beispiel des Standorts Aachen. Alternativ kann

konservativ auch der größte der vier Eckwerte angesetzt werden.

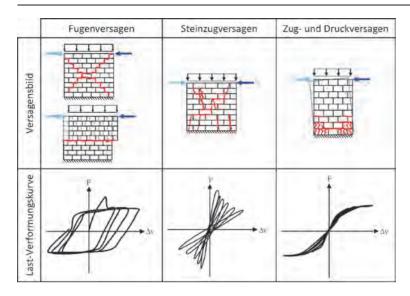
Die Kontrollperioden  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  sind in Tabelle 2 für die unterschiedlichen Untergrundverhältnisse angegeben. Hierbei ist zu beachten, dass als neue Untergrundkombination B-S hinzugekommen ist. Der Bodenparameter S ist in Abhängigkeit von der geologischen Untergrundklasse und der Baugrundklasse sowie dem Einwirkungsniveau  $S_{aP,R}$  nach Tabelle 3 zu bestimmen. Die Abhängigkeit vom Einwirkungsniveau ist ein weiterer wesentlicher Unterschied zur DIN 4149 [1].

### 3 Seismisches Verhalten von Mauerwerksbauten

Das Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung wird festgelegt durch die spezifischen Versagensmechanismen auf Wandebene, das Zusammenwirken der Wandscheiben sowie den Interaktionen zwischen Wänden und Geschossdecken. Im Folgenden werden diese für das Tragverhalten wesentlichen Aspekte erläutert.

#### 3.1 Versagensformen von tragenden Mauerwerkswänden

Bei seismischer Beanspruchung werden Mauerwerksscheiben zusätzlich zu den planmäßig wirkenden Vertikallasten durch horizontal wirkende Erdbebenkräfte belastet. In Abhängigkeit von den Verhältnissen zwi-



**Bild 5.** Versagensformen und Last-Verformungskurven von tragenden Mauerwerkswänden [11, 12]

schen Horizontal- und Vertikallasten sowie der Höhe und Länge der Mauerwerksscheiben können sich verschiedene Versagensformen einstellen, die grundsätzlich in Schub-, Druck- und Zugversagen eingeteilt werden können. Die Versagensformen und die zugehörigen Last-Verformungskurven sind in Bild 5 dargestellt [11, 12].

Bei geringen Auflastniveaus tritt Fugenversagen ein und die Steine bleiben im Regelfall intakt. Entweder beschränkt sich der Rissverlauf auf eine einzelne Lagerfuge oder die Risse verlaufen treppenförmig entlang der Stoß- und Lagerfugen diagonal durch die Wand. Die Last-Verformungskurven sind bei einem Fugenversagen füllig, da Energie durch Reibung dissipiert wird.

Bei großen Auflasten und höheren Druckspannungen stellt sich ein Steinzugversagen ein. Diese Versagensart resultiert aus den unter Schub sich einstellenden Steinrotationen, die große Beanspruchungen bei dem Abschervorgang hervorrufen. Daraus resultieren Hauptzugspannungen im Stein, die zum Versagen führen. Das Steinzugversagen ist spröde, sodass die Hystereseschleifen eingeschnürt sind.

Schlanke Mauerwerksscheiben werden vorwiegend auf Biegung beansprucht. Maßgebend für das Versagen ist in diesem Fall die Druckfestigkeit des Mauerwerks in den Eckbereichen. Die Verformungen sind im Verhältnis zur aufnehmbaren Horizontallast groß. Die Hysteresekurven sind sehr stark eingeschnürt, da durch die Kippbewegung wenig Energie dissipiert wird.

#### 3.2 Erdbebenschäden und neue Nachweisansätze

Mit finanzieller Unterstützung der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e. V. (DGfM) und des Deutschen Instituts für Bautechnik in Berlin (DIBt) wurden zwei aufeinander aufbauende Forschungsvorhaben zur Verbesserung der seis-

**Tabelle 4.** Lineare und nichtlineare Nachweisergebnisse für die Gebäude in der Emilia Romagna [17]

Gebäude	max. PGA/vorh. PGA [%]				
	linear	nichtlinear: gedämpfte Spektren	nichtlinear: inelastische Spektren		
Po3	10	40	59		
Po1	2	36	57		
Ir1	3	36	51		

mischen Nachweise von Mauerwerksbauten in deutschen Erdbebengebieten durchgeführt [13–17]. Zunächst wurde das seismische Verhalten von drei modernen unbewehrten Mauerwerksgebäuden in der Region Emilia Romagna in Italien während der Erdbebenserie im Jahr 2012 in Kooperation mit der Universität Pavia eingehend untersucht. Aufbauend auf den Erkenntnissen dieser Untersuchungen wurde ein verbessertes seismisches Bemessungskonzept für unbewehrte Mauerwerksbauten erarbeitet.

Die ausgewählten Gebäude in der Emilia Romagna (Bild 6) wurden mit linearen und nichtlinearen Berechnungsmodellen unterschiedlicher Komplexität für die seismischen Einwirkungen am Gebäudestandort nachgewiesen. Die Einwirkungen wurden mit den in Standortnähe während der Erdbebenserie gemessenen Bodenbeschleunigungen und ergänzenden bodendynamischen Analysen für die lokalen Bodenverhältnisse ermittelt. Die Nachweisergebnisse wurden mit den aufgetretenen Gebäudeschäden verglichen, um eine Aussage über die Konservativitäten der Berechnungs- und Bemessungsansätze abzuleiten.

Tabelle 4 fasst die Nachweisergebnisse der drei untersuchten Gebäude für lineare und nichtlineare Nachweise auf Grundlage der DIN EN 1996-1-1 [18] in





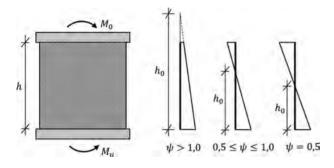


Pr3 - schadensfrei

Po1 - schadensfrei

Ir1 - schwere Schäden

Bild 6. Untersuchte unbewehrte Mauerwerksgebäude in der Emilia Romagna



**Bild 7.** Momentenverteilungsfaktor ψ zur Beschreibung der Deckeneinspannung

Kombination mit DIN EN 1996-1-1/NA [19] zusammen, wobei bei den nichtlinearen Nachweisen zwischen dem Ansatz gedämpfter Spektren [11, 12] und inelastischer Spektren nach *Guerrini* et al. [20] differenziert wird. Angegeben ist das Verhältnis der rechnerisch maximal aufnehmbaren maximalen Bodenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration: PGA) zu der in Standortnähe aufgetretenen maximalen Bodenbeschleunigung während der Bebenereignisse. Die Ergebnisse zeigen, dass mit linearen Nachweisen nur 2 bis 10 % der aufgetretenen Beschleunigungen nachgewiesen werden können und somit die Tragfähigkeit drastisch unterschätzt wird.

Auf Grundlage der Untersuchungen in der Emilia Romagna erfolgte zur Verbesserung der seismischen Nachweise von Mauerwerk in einer umfangreichen Parameterstudie die Untersuchung von zwölf repräsentativen Gebäudekonfigurationen mit Schubwänden aus verschiedenen Mauerwerksmaterialien und variierender Stockwerksanzahl (Tabelle 5). Daraus ergaben sich insgesamt 28 Gebäudekonfigurationen. Auf Grundlage der Parameterstudie und weiterer theoretischer Überlegungen wurden in DIN EN 1998-1/NA [3] erhöhte Verhaltensbeiwerte eingeführt, die mit den in Abschnitt 5.4 beschriebenen Ansätzen auf Grundlage nichtlinearer statischer Berechnungen ermittelt werden können. Weitere Details zur Herleitung finden sich in den Berichten des DIBt-Forschungsvorhabens P 52-5-3.117-1486/16 [16].

#### 3.3 Wand-Decken-Interaktion und Normalkraftumlagerungen

Das globale Tragverhalten von Mauerwerksbauten ergibt sich aus der Konfiguration der Einzelwände im Grundriss in Interaktion mit den Geschossdecken. Bei einer horizontalen Belastung wirken die über mehrere Geschosse verlaufenden Mauerwerkswandscheiben nicht wie im Stahlbetonbau als durchgehende Scheiben mit Zugübertragung, sondern führen geschossweise Wandrotationen aus. Die Wände stellen sich auf und es bilden sich Druckdiagonalen zwischen den Wandecken aus. Durch die Rotation der Wände kommt es zu einer Einspannwirkung durch die Deckenscheiben. Diese Einspannwirkung ist bei kurzen Wänden durch die größeren Wandrotationen stärker ausgeprägt als bei langen Wänden, die im Wesentlichen über Schub abtragen. Die Einspannwirkung wird in DIN EN 1996-1-1/NA [19], Anhang K über den Momentenverteilungsfaktor w beschrieben, der in Bild 7 für verschiedene Momentenlinien dargestellt ist.

Die Berechnung des Momentenverteilungsfaktors  $\psi$  erfolgt mit den Momenten am Wandkopf  $M_{\rm o}$  und Wandfuß  $M_{\rm u}$ :

$$|M_{\rm u}| \ge |M_{\rm o}|$$
:  $\psi = \frac{h_0}{h} = \frac{M_{\rm u}}{M_{\rm u} - M_{\rm o}}$  (6)

$$|M_{o}| > |M_{u}|: \ \psi = \frac{M_{o}}{M_{o} - M_{u}}$$
 (7)

Reihenhäuser
1–2 Stockwerke

Ziegel

Kalksandstein

**Tabelle 5.** Grundrisse der Parameterstudie zur Ermittlung der Verhaltensbeiwerte [14, 15]

Einen wichtigen Einfluss auf die Wandrotation hat das Normalkraftniveau in der Wand. Ist das Normalkraftniveau gering, so stellen sich die Wandrotationen rasch ein und es kommt zu einer Mitwirkung der Decken. Hierbei ist zu beachten, dass es während der zyklischen Erdbebeneinwirkung fortlaufend zu Normalkraftum-

-5.76

Porenbeton

Leichtbeton

lagerungen zwischen den Schubwänden kommt. In Abhängigkeit der Belastungsrichtung kann es entweder zu einer Erhöhung oder Reduktion der Normalkräfte in den Schubwänden kommen, wodurch sich gleichzeitig auch der Einspanngrad ändert [21].