Dokumentation
D 0231

sia

Erdbeben und Mauerwerk

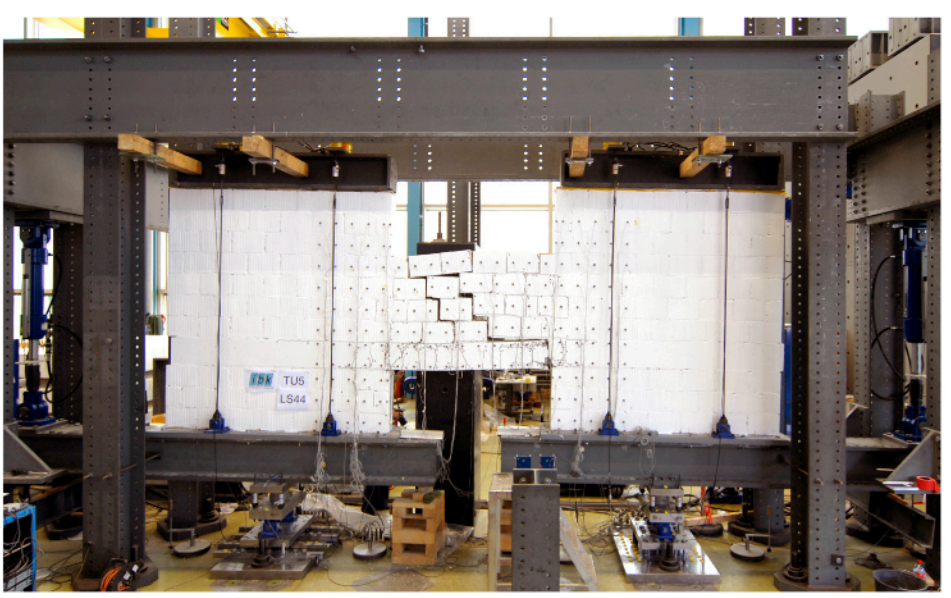
11. D-A-CH-Tagung 2009

schweizerischer
ingenieur- und
architektenverein

société suisse
des ingénieurs et
des architectes

società svizzera
degli ingegneri e
degli architetti

swiss society
of engineers and
architects



SGEB

Swiss Society for Earthquake Engineering and Structural Dynamics
Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
Société Suisse du Génie Parasismique et de la Dynamique des Structures
Società Svizzera di Ingegneria Sismica e Dinamica Strutturale

sia fbh gpc

Fachgruppe für Brückenbau und Hochbau
Groupe spécialisé des ponts et charpentes

KANTONALE GEBÄUDEVERSICHERUNGEN
PRÄVENTIONSSTIFTUNG

Erdbeben und Mauerwerk

11. D-A-CH-Tagung 2009

schweizerischer ingenieur- und architektenverein

société suisse des ingénieurs et des architectes

società svizzera degli ingegneri e degli architetti

swiss society of engineers and architects

selnaustrasse 16
ch-8027 zürich
www.sia.ch

SIA
Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
Selnaustrasse 16, Postfach, 8027 Zürich

Umschlagsphoto: Mauerwerksriegelversuch an der ETH Zürich (Beyer et al., 2009)

Druck: Sihldruck Stulz AG, Zürich
Auflage: 450 Exemplare

ISBN 978-3-03732-021-1
Dokumentation SIA D 0231
Erdbeben und Mauerwerk
11. D-A-CH-Tagung 2009

Copyright © 2009 by SIA Zurich

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen
Nachdruckes, der auszugsweisen oder
vollständigen Wiedergabe (Fotokopie,
Mikrokopie, CD-ROM usw.), der Speicherung
in Datenverarbeitungsanlagen und das der
Übersetzung, sind vorbehalten.

Herausgeber

Dazio Alessandro	Prof. Dr. sc. techn., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, www.ibk.ethz.ch, 8093 Zürich.
Wenk Thomas	Dr. sc. techn., Präsident der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB), www.sgeb.ch, 8055 Zürich.

Tagungsprogramm

Donnerstag, 10. September 2009

13.00	Öffnung Tagungssekretariat	
14.00	**Eröffnung der Tagung**	T. Wenk

Erdbebenverhalten

Leitung: K. Pfyl-Lang

14.10	Schäden an Mauerwerksbauten als Folge der Erdbebenserie von 1964 in der Region Sarnen	S. Fritsche
14.25	Auswertung der Schäden des Albstadt–Erdbebens vom 3. September 1978: Empirische Bewertung der Verletzbarkeit von Mauerwerksbauten	S. Beinersdorf
14.40	Zur Wirklichkeitsnähe analytischer Schadensprognosen: Auswertung der Schäden des Albstadt–Erdbebens vom 3. September 1978	J. Schwarz
14.55	Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von einem typischen Schweizer Mauerwerksgebäude	C. Michel
15.10	Schäden an Mauerwerksbauten beim Erdbeben vom 6. April 2009 in L'Aquila	A. Dazio
15.35	Fragen, Diskussion	
15.50	*Kaffeepause*	

Experimentelle Untersuchungen

Leitung: R. Flesch

16.20	Experimentelle und numerische Untersuchungen an Mauerwerksriegeln	K. Beyer
16.35	Statisch-zyklische Versuche zum Erdbebenverhalten von Mauerwerkswänden	R. Suter
16.50	Interpretation der Verhaltensbeiwerte von über 100 zyklischen Schubversuchen in ganz Europa	S. Lu
17.05	Erdbebentauglichkeit von modernen hochwärmedämmenden Hochloch-Planziegeln	K. Blechschmidt
17.20	Vorgespannte Mauerwerkswände auf Schalldämmlagern	R. Räss
17.35	Quasi-statisch zyklische Versuche an vorfabrizierten, bewehrten Mauerwerkswänden	M. Rupf
17.50	Fragen, Diskussion	
18.15	Schluss des ersten Tages	

19 - 22 Abendanlass im Dozentenfoyer der ETH Zürich

Gastreferat:
DACH – Geschichte und Geschichten — D. Mayer-Rosa

Freitag, 11. September 2009

Numerische Modellierung

Leitung: A. Dazio

8.30	*Invited Keynote Lecture:* Non linear seismic analysis of masonry buildings by the equivalent frame model	S. Lagomarsino
9.15	Numerische Modellierung von Mauerwerk der Gründerzeit	T. Furtmüller
9.30	Kalibrierung von Mauerwerkparametern mittels verfeinerter mechanischer Modellierung	A. Seltenhammer
9.45	Software für die Pushover-Analyse von Mauerwerksgebäuden	T. Berset
10.00	Fragen, Diskussion	
10.15	*Kaffeepause*	

Berechnung, Bemessung, Überprüfung

Leitung: C. Koenke

10.45	ESECMaSE – Ergebnisse des Europäischen Forschungsvorhabens zum Tragverhalten von Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkung	E. Fehling
11.00	Nichtlinearer Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten	C. Gellert
11.15	Pushover Analysen von Mauerwerksbauten	H. Norda
11.30	Zum Einfluss der Umlagerung von Vertikalkräften in Wohngebäuden auf den Erdbebenwiderstand	J. Stürz
11.45	Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk – eine SIA Dokumentation	K. Pfyl-Lang
12.00	Anwendung der SIA Dokumentation „Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk“– Berechnungsbeispiele	F. Braune
12.15	Fragen, Diskussion	
12.30	*Mittagessen*	

Erdbebenertüchtigung

Leitung: T. Wenk

13.30	Problembereich Erdbebensicherheit von Altbauten – Europäische und Österreichische Initiativen.	R. Flesch
13.45	Erdbebensicherung am Schweizerischen Landesmuseum in Zürich	A. Lutz
14.00	Erdbebenertüchtigung der historischen Brauerei Haldengut durch konstruktive Massnahmen	M. Schläfli
14.15	Überprüfung und Ertüchtigung von Mehrfamilienhäusern aus Mauerwerk	T. Szczesiak
14.30	Mauerwerk unter seismischer Einwirkung: Gegenüberstellung von kraft- und verformungsbasierten Verfahren anhand eines Fallbeispiels	R. Zemp
14.45	Überprüfung des Kirchenschiffes der Kathedrale St. Florin in Vaduz bezüglich Erdbeben	H.-J. Vogt
15.00	Erfahrungen bei der Erdbeben-Überprüfung und -Ertüchtigung von Mauerwerksbauten im Iran	J.A. Studer
15.15	Fragen, Diskussion	
15.45	**Schluss der Tagung**	

Referenten und Tagungsleiter

Beinersdorf Silke	Dipl.-Ing., Bauhaus-Universität Weimar, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden (EDAC), D-99423 Weimar.
Berset Thierry	Dipl. Bau-Ing. ETH, Sika Services AG, CH-8330 Pfäffikon ZH.
Beyer Katrin	Dr. sc., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
Blechschmidt Kay	Dipl. Bau-Ing., ZZ Wancor AG, CH-8105 Regensdorf.
Braune Friederike	Dipl.-Ing., Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge, Bundesamt für Umwelt (BAFU), CH-3003 Bern.
Dazio Alessandro	Prof. Dr. sc. techn., Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
Fehling Ekkehard	Prof. Dr.-Ing., Universität Kassel, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Massivbau, D-34109 Kassel.
Flesch Rainer	Univ. Prof. DI Dr., Vorsitzender der Österreichischen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (OGE), Verkehrsinfrastruktur, Österreichisches Forschungs- und Prüfzentrum Arsenal Ges.m.b.H., A-1210 Wien.
Fritsche Stefan	Dr. sc., lic. phil, Schweizerischer Erdbebendienst, Institut für Geophysik, ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
Furtmüller Thomas	Dipl.-Ing., Institut für Grundlagen der Bauingenieurwissenschaften, Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik, Universität Innsbruck, A-6020 Innsbruck.
Gellert Christoph	Dipl.-Ing., RWTH Aachen, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, D-52074 Aachen.
Koenke Carsten	Univ. Prof. Dr.-Ing., Vorsitzender der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. (DGEB), Bauhaus-Universität Weimar, Institut für Strukturmechanik, D-99423 Weimar.
Lagomarsino Sergio	Full Professor of Structural Engineering, Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Genoa, I-16145 Genova.
Lu Suikai	Dr., Wienerberger AG, A-1100 Wien.
Lutz Andreas	Dipl. Bau-Ing. ETH, APT Ingenieure GmbH, CH-8042 Zürich.
Mayer-Rosa Dieter	Dr., Schwandenholzstrasse, CH-8046 Zürich.
Michel Clotaire	Dr. sc., Laboratoire d‘informatique et de mécanique appliquées à la construction (IMAC), EPFL, CH-1015 Lausanne.

Norda Hannah	Dipl.-Ing., RWTH Aachen, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, D-52074 Aachen.
Pfyl-Lang Kerstin	Dr. sc. techn., Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA, CH-8600 Dübendorf.
Räss Ruedi	Dipl. Bau-Ing. ETH, p+f Sursee, CH-6210 Sursee.
Rupf Michael	Masterstudent, Studiengang Bauingenieurwissenschaften, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, CH-8093 Zürich.
Schläfli Max	Dr. sc. techn., Dr. J. Grob & Partner AG, CH-8400 Winterthur.
Schwarz Jochen	Dr.-Ing., Bauhaus-Universität Weimar, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden (EDAC), D-99423 Weimar.
Seltenhammer Arno	Dipl.-Ing., Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik, Institut für Hochbau und Technologie, Technische Universität Wien, A-1040 Wien.
Studer Jost A.	Dr. sc. techn., Studer Engineering, CH-8038 Zürich.
Stürz Jochen	Dipl.-Ing., Universität Kassel, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Massivbau, D-34109 Kassel.
Suter René	Prof. Dr. sc. techn., Hochschule für Technik und Architektur, CH-1700 Freiburg.
Szczesiak Tadeusz	Dr. sc. techn., ACS Partner AG, CH-8050 Zürich.
Vogt Hansjörg	Dipl. Bau-Ing. ETH, M. Eng., tragweite AG Vogt Ingenieure, FL-9490 Vaduz.
Wenk Thomas	Dr. sc. techn., Präsident der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB), Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, CH - 8055 Zürich.
Zemp René	Dipl. Bau-Ing., Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG, CH-8032 Zürich.

Inhalt

Stefan Fritsche
Schäden an Mauerwerksbauten als Folge der Erdbebenserie von 1964 in der Region Sarnen 1

Silke Beinersdorf, Jochen Schwarz und Tobias Langhammer
Auswertung der Schäden des Albstadt–Erdbebens vom 3. September 1978: Empirische Bewertung der Verletzbarkeit von Mauerwerksbauten 9

Jochen Schwarz, Mathias Leipold, Christian Kaufmann und Bakhrom Tulaganov
Zur Wirklichkeitsnähe analytischer Schadensprognosen: Auswertung der Schäden des Albstadt–Erdbebens vom 3. September 1978 17

Clotaire Michel, Eric Lattion, Marcelo Oropeza und Pierino Lestuzzi
Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von einem typischen Schweizer Mauerwerksgebäude 27

Alessandro Dazio und Katrin Beyer
Schäden an Mauerwerksbauten beim Erdbeben vom 6. April 2009 in L'Aquila 33

Katrin Beyer, Ahmad Abo El Ezz und Alessandro Dazio
Experimentelle und numerische Untersuchungen an Mauerwerksriegeln 43

René Suter und Alain Broye
Statisch-zyklische Versuche zum Erdbebenverhalten von Mauerwerkswänden 51

Suikai Lu, Martin Kasa und Clemens Unger
Interpretation der Verhaltensbeiwerte von über 100 zyklischen Schubversuchen in ganz Europa 59

Suikai Lu, Miha Tomaževič und Kay Blechschmidt
Erdbebentauglichkeit von modernen hochwärmedämmenden Hochloch-Planziegeln 65

Ruedi Räss und Aldo Vital
Vorgespannte Mauerwerkswände auf Schalldämmlagern 71

Michael Rupf, Bernard Braun, Katrin Beyer und Alessandro Dazio
Quasi-statisch zyklische Versuche an vorfabrizierten, bewehrten Mauerwerkswänden 77

Sergio Lagomarsino und Serena Cattari
Non linear seismic analysis of masonry buildings by the equivalent frame model 85

Thomas Furtmüller
Numerische Modellierung von Mauerwerk der Gründerzeit 101

Arno Seltenhammer und Rudolf Heuer
Kalibrierung von Mauerwerkparametern mittels verfeinerter mechanischer Modellierung 107

Thierry Berset, Aldo Vital und Ruedi Räss
Software für die Pushover-Analyse von Mauerwerksgebäuden 113

Ekkehard Fehling und Jochen Stürz
ESECMaSE – Ergebnisse des Europäischen Forschungsvorhabens zum Tragverhalten von Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkung 119

Christoph Gellert und Christoph Butenweg
Nichtlinearer Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten 125

Hannah Norda, Thomas Jelen und Konstantin Meskouris
Pushover Analysen von Mauerwerksbauten 133

Jochen Stürz und Ekkehard Fehling
Zum Einfluss der Umlagerung von Vertikalkräften in Wohngebäuden auf den Erdbebenwiderstand 139

Kerstin Pfyl-Lang, Friederike Braune und Pierino Lestuzzi
Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk – eine SIA Dokumentation 145

Friederike Braune
Anwendung der SIA Dokumentation „Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk"– Berechnungsbeispiele 153

Rainer Flesch, Anton Pech und Franz Zach
Problembereich Erdbebensicherheit von Altbauten – Europäische und Österreichische Initiativen. 159

Andreas Lutz
Erdbebensicherung am Schweizerischen Landesmuseum in Zürich 167

Max Schläfli und David Saladin
Erdbebenertüchtigung der historischen Brauerei Haldengut durch konstruktive Massnahmen 173

Tadeusz Szczesiak und Rudolf Vogt
Überprüfung und Ertüchtigung von Mehrfamilienhäusern aus Mauerwerk.....177

René Zemp, Pierre Wörndle und Yves Mondet
Mauerwerk unter seismischer Einwirkung: Gegenüberstellung von kraft- und verformungsbasierten Verfahren anhand eines Fallbeispiels 181

Hansjörg Vogt und Arnold Keller
Überprüfung des Kirchenschiffes der Kathedrale St. Florin in Vaduz bezüglich Erdbeben 189

Jost A. Studer, Thomas Wenk und Thomas M. Weber
Erfahrungen bei der Erdbeben-Überprüfung und -Ertüchtigung von Mauerwerksbauten im Iran 197

Schäden an Mauerwerksbauten als Folge der Erdbebenserie von 1964 in der Region Sarnen

Stefan Fritsche
Schweizerischer Erdbebendienst, Institut für Geophysik, ETH Zürich

1 DIE ERDBEBENSERIE VON 1964

1.1 Überblick und Charakteristik der Erdbebenserie

Am 17. Februar 1964 erschütterte ein Erdbeben mit einer Momenten-Magnitude (Mw) 5 die Zentralschweiz. Das Epizentrum lag in der Region Sarnen/ Kerns im Kanton Obwalden, zirka 20 Kilometer südlich von Luzern. Das Beben wurde in weiten Teilen der Schweiz verspürt und markierte den Beginn einer lange andauernden Phase seismischer Aktivität (Abb. 1). In den Wochen nach dem ersten Hauptstoss ereigneten sich Dutzende Erdbeben mit Mw $\leq$ 4.3. Am 14. März erreichte die Serie schliesslich ihren Höhepunkt mit einer Erschütterung der Stärke 5.7 (Mw). In den folgenden 36 Monaten blieb die seismische Aktivität ausserordentlich hoch. Der Erdbebenkatalog des Schweizerischen Erdbebendienstes (2002) enthält insgesamt 70 verifizierte Ereignisse für die Jahre 1964-1966. Die Zahl der effektiv erfolgten Erdstösse dürfte aber gemäss zeitgenössischen Berichten in die Hunderte gehen. In den folgenden Jahren nahm die seismische Aktivität schliesslich kontinuierlich ab und verharrt seither auf tiefem Niveau.

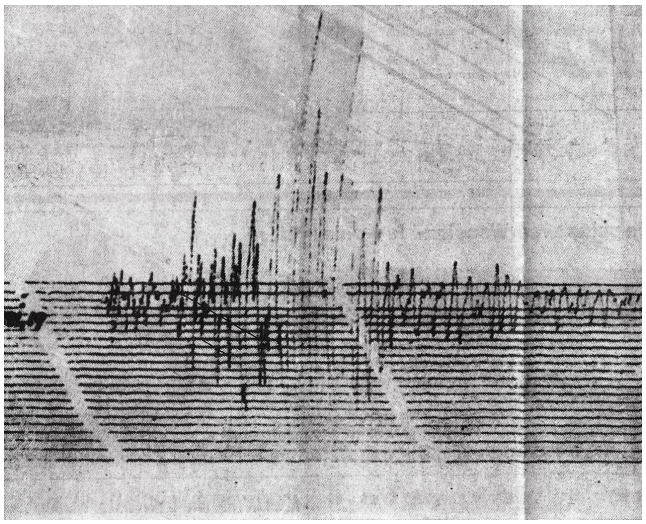


Abb. 1: Seismogramm des Erdstosses vom 17. Februar 1964, aufgezeichnet in Neuenburg. (Gazette de Lausanne, 26.03.1964)

Eine Besonderheit der erwähnten Erdbebenserie ist die willkürliche Abfolge von starken und schwachen Erschütterungen. Ein Muster, aus Vor-, Haupt- und Nachbeben, wie es oft beobachtet werden kann, lässt sich nicht erkennen. Derartige Serien werden als Erdbebenschwärme bezeichnet.

Ein weiteres Charakteristikum dieses Erdbebenschwarms ist die geringe Tiefe der Epizentren. Aufgrund der leistungsschwachen Instrumentierung in den 1960er Jahren lässt sich dies zwar nicht direkt belegen, eine Reihe von Indizien machen diese Vermutung aber plausibel. So legen verschiedene auf modernen Erdbebenaufzeichnungen beruhende Untersuchungen den Schluss nahe, dass sich die Erdbeben in der Region in einer Tiefe von lediglich 1-2 Kilometer ereignet haben (Deichmann et al. 2000; Husen et al. 2006; Hainzl 2006).

1.2 Historische Seismizität

Ein Blick in die Vergangenheit zeigt, dass Zeiträume mit stark erhöhter Seismizität typisch sind für die Region (Abb. 2). Die Ereignisse von 1774 (Altdorf, zehn verifizierte Erdstösse), sowie 1777 (Sarnen, elf verifizierte Erdstösse[1]) und 1917 (Sarnen, 19 belegte Ereignisse) zeigen ein Muster, das vergleichbar ist mit demjenigen von 1964. Das stärkste bekannte Erdbeben der Region ereignete sich 1601 im Kanton Unterwalden (Mw 6.2). Mit Ausnahme der Erdbebenserie von 1917 (maximale Intensität V) verursachten die Beben geringen (1777) bis moderaten (1601, 1774 und 1964) Schaden (Schweizerischer Erdbebendienst 2002).

[1] Historische Quellen sprechen von bis zu 60 gespürten Erdstössen.

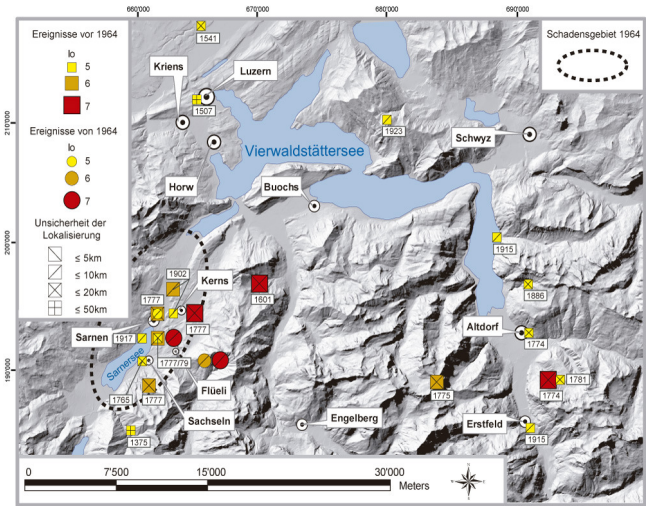


Abb. 2: Historische Seismizität der Innerschweiz. Stärke, Lage und Lokalisierungsgenauigkeit der bekannten Erdbeben mit Epizentralintensität (Io) ≥ 5 (EMS 98).

1.3 Das Ausmass der Schäden von 1964

Das Schadensgebiet ist verhältnismässig klein (Abb. 2 und 3). Es erstreckt sich über eine Fläche von einigen Duzend Quadratkilometer vom südlichen Ende des Vierwaldstättersees bis nach Giswil, südlich des Sarnersees (Fritsche et al. 2009). Betroffen war damit vor allem das Obwaldner Haupttal. Einige wenige Schäden in Luzern und Engelberg sind bekannt. Innerhalb des Schadensgebietes waren die Auswirkungen auf Gebäude aber beträchtlich. Sowohl der Erdstoss vom 17. Februar, als auch derjenige vom 14. März erreichte gemäss der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS, Grünthal 1998) die Intensität VII. Während das Ereignis vom 17. Februar am unteren Rand dieses Stärkegrads anzusiedeln ist, erreichte das Beben vom 14. März eine deutliche Intensität VII (Fritsche et al. 2009).

Insgesamt wurden zirka 840 Gebäude beschädigt. Die meisten davon erlitten einen Schadensgrad 2 (zirka 500 Gebäude) oder 3 (zirka 230 Gebäude). Vier Fälle von Totaleinstürzen sind bekannt aber nur sehr schlecht dokumentiert. Weitere 110 Gebäude erlitten geringe Schäden vom Grad 1. Es ist anzunehmen, dass die Zahl für letzteren Schadensgrad in der Realität deutlich höher war. Aufgrund der vernachlässigbaren Konsequenzen für die Gebäudebesitzer wurden aber zahlreiche dieser Bagatellschäden bei der Schadensaufnahme übergangen.

Die Kosten für die Reparaturen der Schäden beliefen sich (1964) auf total knapp 4.5 Millionen Franken. Einer Schätzung auf Basis der Entwicklung der Konsumentenpreise zufolge, entspräche dies heute einem Betrag von zirka 16 Millionen Franken. Rechnet man die für die Jahre 1940-1991 (Ritzmann-Blickenstorfer 1996) und 1998-2005 (Bundesamt für Statistik 2008) existierenden Preisentwicklungsreihen für den Bausektor hoch, ergibt sich ein Betrag von zirka 14 Millionen Franken. Allerdings sind derartige Berechnungen mit Vorsicht zu geniessen. Sie bieten nur ansatzweise Hand zum Einordnen eines ähnlichen Ereignisses in der Gegenwart extrapoliert auf den heutigen Gebäudebestand. Denn einerseits hat sich die Komplexität der Gebäudeinfrastruktur stark erhöht in den vergangenen 40 Jahren, andererseits haben sich die Antworten auf die Frage, was ein relevanter Schaden ist, verändert. Es ist deshalb anzunehmen, dass ein vergleichbares Ereignis in der Gegenwart zu einem viel grösseren finanziellen Schaden führen würde.

Die oben genannten Zahlen basieren auf einer quantitativen Analyse der Schatzungsdokumente, die in der Folge der Erdbebenereignisse von 1964 erstellt wurden (Fritsche et al. 2009). Diese Schatzungsdokumente bestehen primär aus sogenannten „Feldprotokollen“. In diesen wurde jeder Schadensfall kurz beschrieben (Gebäudetyp, Art und Umfang des Schadens) und mit einem Schadensbetrag versehen. Diese „Feldprotokolle“ wurden schliesslich in Listen zusammengefasst, in denen lediglich die Lokalität, der Gebäudetyp und der Schadensbetrag vermerkt wur-

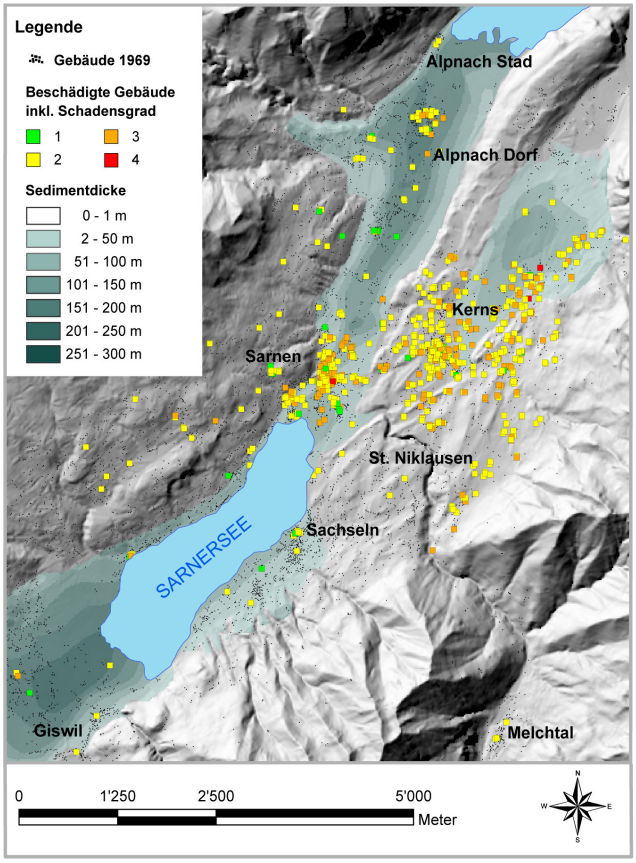


Abb. 3: Position und Ausmass der Schäden in Schadensgraden (EMS 98). Geschätzte 95 Prozent der Schadensfälle sind bekannt und lokalisiert.

de. Während diese Listen vollständig erhalten geblieben sind, ist knapp die Hälfte der „Feldprotokolle“ nicht mehr auffindbar. Mit statistischen Methoden lässt sich das Schadensgebiet trotzdem mit hoher Genauigkeit rekonstruieren (Abb. 3). Hingegen ist es auf Basis der historischen Dokumentation nicht möglich, den Einfluss der beiden stärksten Erdstösse auf die Schäden separat zu quantifizieren. Dazu enthalten die überlieferten Dokumente nicht hinreichend Informationen. Eine Transkription der überlieferten Quellen findet sich bei Fritsche (2008).

1.4 Gebäudebestand und Verletzbarkeit

Das Schadensgebiet deckte sich im wesentlichen mit den Gemeinden Sarnen, Kern, Alpnach, Sachseln und Giswil (Abb. 3). Diese Gemeinden sind geprägt durch Zentren mit ausgesprochenem Dorfcharakter umgeben von Streusiedlung. Die ganze Region war in den 1960er Jahren ländlich geprägt. Landwirtschafts- und Gewerbebetriebe dominierten die wirtschaftliche Basis der Region. Kleinindustrielle Betriebe gab es zu jener Zeit lediglich in der Peripherie von Sarnen und an wenigen anderen Standorten. Diese Wirtschafts- und Siedlungsweise spiegelt sich auch im Gebäudebestand von 1964. Die wichtigsten Gebäudetypen und ihre Verletzbarkeit nach EMS 98 sind die folgenden:

- **Traditionelle Wohnhäuser:** Sehr häufig auftretender Gebäudetyp. 2-4 Stockwerke. Fundamente und Erdgeschosse sind als Mauerwerk (meist Natur-/Feldsteine) ausgeführt. Obergeschosse als Holzbau, meist in Strickbauweise. Viele dieser Häuser sind alt, sehr unterschiedlicher Zustand der Bausubstanz. **B-C-D**

- **Moderne Wohnbauten:** 2-4 Stockwerke. Fundament in Beton. Geschosse sind meist gänzlich in Mauerwerk ausgeführt (Ziegel-/Backsteine). Regelmässiger Grundriss. Meist guter Zustand der Bausubstanz. **B-C-D**

- **Historische Gebäude:** Vor allem Kirchen und Kapellen. Sie sind meist in Mauerwerke ausgeführt (fast ausschliesslich Natur-/Feldsteine). Viele dieser Gebäude sind mehrere hundert Jahre alt. Unterschiedlicher Zustand der Bausubstanz. Meist unregelmässige Grundrisse. **A-B**

- **Öffentliche Gebäude:** Bis 4 Stockwerke. Meist Mauerwerksbauten (Naturstein/Backstein). Bausubstanz in gutem Zustand. Teilweise unregelmässiger Grundriss. Wenige Gebäude dieses Typs vorhanden. (Schulen, Verwaltungsgebäude etc.) **B-C-D**

- **Ställe und Scheunen:** In der Regel einstöckig. Oft in gemischter Holz-/Mauerwerksausführung (meist Natur-/Feldsteine). Unterschiedlicher Zustand der Bausubstanz, aber klar schlechter als Wohngebäude. Sehr zahlreich vorhanden. **A-B-C**

- **Kleingebäude:** Schuppen, Back- und Waschhäuschen. Einstöckig, meist eine Kombination aus Holzbau und Mauerwerk (Natur-/Feldsteine). Bausubstanz oft in schlechtem Zustand. **A-B**

- **Gewerbe- und Industriebauten:** Sehr unterschiedliche Gebäudetypen. Mauerwerksbauten (Ziegel-/Backstein), teilweise in Beton und mit Stahlbauelementen. Schwierig zu beurteilender Gebäudetyp. **B-C-D**

Genaue Zahlen zur Verteilung der einzelnen Haustypen und Verletzbarkeitsklassen sind nicht vorhanden für die diskutierte Region und Zeit. Eine Schätzung unsererseits sieht folgendermassen aus: Zirka 20% der gesamten Bausubstanz muss der Verletzbarkeitsklasse A zugeordnet werden (v. a. Sakralbauten, Ställe, Scheunen und Schuppen), weitere 30% der Klasse B (traditionelle Wohnbauten, Sakralbauten, Ställe und Scheunen). Etwa 40% der Gebäude erfüllten die Kriterien der Verletzbarkeitsklasse C (traditionelle und moderne Wohnbauten, öffentliche Gebäude). Höchstens 10% des gesamten Gebäudebestandes dürfte die Bedingung einer höheren Klasse erfüllt haben (überdurchschnittlich gut gebaute Wohnbauten, einige wenige öffentliche Gebäude).

2 SCHÄDEN AN MAUERWERKSBAUTEN

Die moderate Intensität der 1964er Beben macht deutlich, dass nur wenige Gebäude spektakulären Schaden erlitten haben. Bedrohliche Beschädigungen struktureller Gebäudeteile waren selten und beschränkten sich vornehmlich auf die Bausubstanz minderer Qualität und/oder hoher Verletzbarkeit.

Reine Mauerwerksbauten gab es – mit Ausnahme der Sakralbauten - nur wenige Mitte der 1960er Jahre. Beim überwiegenden Teil der bekannten Schäden, welche eindeutig einem bestimmten Gebäudetyp zugewiesen werden können, handelt es sich um Bauten in gemischter Konstruktionsweise (Mauerwerk/Holzbau). Generell lassen sich anhand der in den Quellen verwendeten Terminologie drei Kategorien von Schäden unterscheiden:

Abb. 4: Links: Modernes Wohngebäude mit leichten Schäden an Kaminen. Der linke Kaminhut wurde verschoben, der rechte abgeworfen. Rechts: Eingestürzter Kaminhut mit Folgeschaden an der Dachhaut eines traditionellen Wohnbaus. (Archiv des Schweizerischen Erdbebendienstes)

– **Schäden an Kaminanlagen** und damit einhergehende Beschädigungen von Dächern. Wenig überraschend trat diese Schadenskategorie sehr häufig auf (Abb. 4). Fast alle Einträge in den Feldprotokollen enthalten Hinweise auf beschädigte oder zerstörte Kaminanlagen. Die Beschreibungen reichen von leichten Rissen im Kamin über abgeworfene Kaminhüte bis zu gänzlich eingestürzten Rauchabzugsanlagen. Häufig wurden auch defekte Feuerungsanlagen (Kachelöfen) vermerkt und Beschädigungen der Dachhaut durch herabgestürzte Kaminteile.

– **Beschädigungen an tragendem Mauerwerk.** Wohnbauten weisen im Durchschnitt deutlich geringere Beschädigungen an tragendem Mauerwerk auf als landwirtschaftlich oder gewerblich genutzte Gebäude (-teile). Meist ist die Rede von abgeplatztem Putz und von leichten bis mittelstarken Rissen. Nur in wenigen Fällen ist die Beschädigung so stark, dass Sofortmassnahmen ergriffen werden müssen (Abb. 5). Letzteres traf unseren Untersuchungen zufolge ausschliesslich für Altbauten zu. Durchschnittlich deutlich stärker sind die Beschädigungen an Scheunen und Wasch- und Backhäuschen. Herausgefallene Mauerecken und –teile oder durchgehende grosse Risse wurden häufig vermerkt. Fälle von gänzlich eingestürzten Mauern sind bekannt, wobei die Quellen nicht immer präzisieren, ob es sich dabei um tragendes Mauerwerk handelt. Ebenfalls schwer quantifizierbar sind die Beschädigungen an tragendem Mauerwerk von Sakralbauten. Für diese Gebäude sind in den untersuchten Schatzungen lediglich die Reparaturkosten vermerkt. Es ist aber bekannt, dass mehrere Kirchen und Kapellen vorübergehend gesperrt wurden, darunter die Dorfkirche und die Antonius-Kapelle in Sarnen (Abb. 9 und 11). Sofortmassnahmen mussten auch an Gebäuden des Sarner Frauenklosters (Abb. 10) und an der Kirche von Kerns getroffen werden. Das Frauenkloster Bethanien (Gemeinde Kerns) wurde ebenso evakuiert wie das Gymnasium in Sarnen.

– **Beschädigungen an nicht tragendem Mauerwerk.** Schwere Formen von Beschädigungen sind in dieser Kategorie deutlich häufiger als bei den tragenden Konstruktionen. Grosse, breite Risse und herausgefallene Mauerstücke finden sich ebenso in den Schadensbeschreibungen wie gänzlich eingestürzte Zwischenmauern. Oft berichten die Quellen aber auch nur von abgeplatztem Putz, oder Gips und von zerrissenen Fliesen. Im Zusammenhang mit beschädigten Ställen ist sehr oft die Rede von zerrissenen Mauern an Jauchegruben.

Abb. 5: Mit Rundhölzern abgestützte Grundmauern eines traditionellen Wohngebäudes. Die Eckverbindung der Mauer ist schwer beschädigt. (Der Sonntag, 22.03.1964)

Im Folgenden werden einige der typischerweise aufgetretenen Schäden mit Bildmaterial illustriert. Der Schadenserhebung selber liegen keine Photographien bei. Die Bilder stammen deshalb grösstenteils aus Zeitungen. Einige wenige Originalphotographien befinden sich im Archiv des Schweizerischen Erdbebendienstes.

2.1 Moderne Wohnbauten

Aus den Schatzungsdokumenten finden sich kaum konkrete Fälle von Schäden, die eindeutig modernen Wohnbauten zugewiesen werden können. Dass es aber durchaus auch an neueren Gebäuden zu Beschädigungen kam, lässt sich aus Zeitungsartikeln und Photographien ableiten. Abbildung 4 zeigt ein viergeschossiges Wohnhaus, das rein äusserlich kaum Schäden aufweist. Deutlich zu erkennen ist der verschobene Kaminhut. Auch wenn nicht explizit darauf hingewiesen wurde, dürften sich einige der Berichte über leichte Beschädigungen in den Feldprotokollen auf moderne Wohnbauten beziehen. Abbildung 6 zeigt ein kombiniertes Wohn- und Geschäftshaus in Sarnen das gemäss Bildlegende nach den Erdstössen zahlreiche Risse und offensichtliche Beschädigungen aufwies.

2.2 Gebäude in historischer Bauweise

Meist eindeutig als Schäden an Gebäuden in historischer Bauweise identifizierbar sind Schatzungseinträge[2] der folgenden Art:

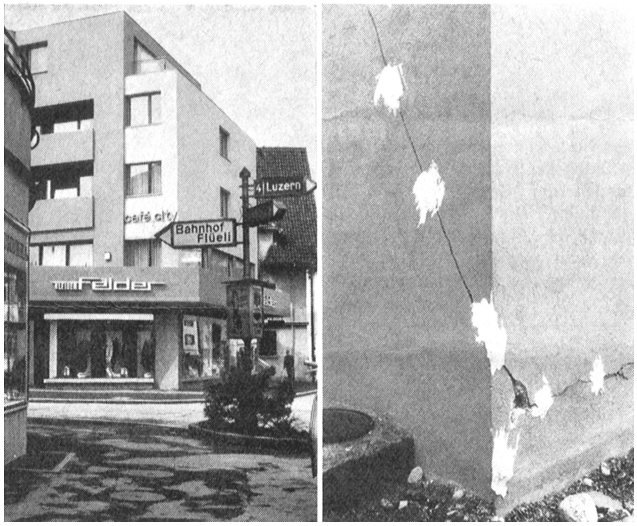


Abb. 6: Modernes Wohn- und Geschäftshaus in Sarnen (Zivilschutz, 01. 05. 1964).

Original Bildunterschrift: „Das ist das neue und moderne Geschäftshaus Felder in Sarnen, das ringsum, wie unser Bild zeigt, grosse Risse aufweist und Schäden erlitt, die kaum ganz repariert werden können. Gut gehalten haben sich die Schutzräume dieses Hauses, die dem Beben widerstanden."

Abb. 7: Schwer beschädigter Anbau eines landwirtschaftlich oder gewerblich genutzten Gebäudes. (Archiv des Schweizerischen Erdbebendienstes)

- **Wohnhaus:** starke Risse im ganzen Haus, besonders im Keller und Stiegenhaus, 2 Kamine eingestürzt und Dach beschädigt. Fr. 4120.-
- **Restaurant:** 1 Kamin heruntergestürzt, 1 Kamin zerrissen, Ofen weggerissen, Mauern stark zerrissen und Verputz teilweise weggefallen. 4600.-
- **Wohnhaus:** 3 Kamine beschädigt, ebenfalls Kachelofen im 3. Stock, Mauern aussen und innen im ganzen Haus stark zerrissen, Ziegel beschädigt. Fr. 6000.-
- **Wohnhaus:** Kachelofen verschoben und beschädigt, 3 Kamine eingestürzt, alle Seitenmauern innen und aussen beschädigt und zerrissen. Fr. 9940.-
- **Scheune/Stall:** Scheune: Rossstall grosser Mauerriss, Güllenkasten ebenfalls. Fr. 2234.-
- **Scheune:** Grundmauern stark beschädigt, teilweise eingestürzt. 5570.-

[2] Eine Transkription der erhalten gebliebenen Schatzungsdokumente findet sich bei Fritsche (2008).

Die aufgeführten Beispiele beschreiben überdurchschnittlich starke Beschädigungen. Es handelt sich aber nicht um spektakuläre Ausreisser im Schadensbild. Vielmehr handelt es sich dabei um charakteristische Beschädigungen an der historische Bausubstanz. Die Abbildungen 5 und 7 illustrieren die Zitate aus der Schatzung lediglich qualitativ und ohne im konkreten Fall übereinzustimmen.

Abb. 8: Eingestürzter Hochkamin einer Parkettfabrik in Sachseln. (Der Sonntag, 22.03.1964)

2.3 Gewerbe- und Industriebauten

Sehr unübersichtlich ist die Situation in bezug auf Gewerbe- und Industriebauten. Die Quellen machen zwar deutlich, dass an einer beträchtlichen Anzahl dieser Gebäude (5 Fabrik-, 36 Gewerbegebäude) teilweise kostenintensive Beschädigungen auftraten. Zwei Schadensfälle übersteigen die Marke von Fr. 300'000.-. Es ist aber bei den meisten Fällen nicht nachvollziehbar, um was für Gebäude es sich handelte, und ob die angegebenen Beträge lediglich das Gebäude betreffen, oder ob auch Produktionsmittel/ Lagerbestände mitenthalten sind in den Zahlen. Leider nehmen auch kaum Zeitungsartikel konkreten Bezug auf Beschädigungen an Gebäuden dieser Kategorie. Die Fotographie eines zerstörten Hochkamins einer Parkettfabrik in Sachseln (Abb. 8) hat deshalb Seltenheitswert.

2.4 Sakralbauten

Die insgesamt notwendigen Reparaturkosten an Kirchen, Kapellen und geistlichen Häusern sind gemessen an ihrer verhältnismässig geringen Zahl sehr hoch. So mussten für die Reparatur von zirka 20 Gebäuden (weniger als 3% der beschädigten Bauten) mehr als 2 Millionen Franken (1964) aufgewendet werden. Dies entspricht in etwa 45% der gesamten Schadenskosten (Fritsche et al. 2009). Als besonders kostspielig erwiesen sich die Reparaturen an den drei Pfarrkirchen von Sarnen (Fr. 537'000.-), Kerns (Fr. 192'000.-) und Alpnach (Fr. 368'000.-) sowie am Frauenkloster in Sarnen (Fr. 350'000.-). Die Kosten für Reparaturarbeiten an den restlichen Sakralbauten beliefen sich zwischen Fr. 10’000.- und Fr. 100'000.- pro Schadensfall. Erklärbar sind diese hohen Beträge einerseits mit tatsächlich überdurchschnittlich starken Beschädigungen. Andererseits mit der wertvollen Ausstattung dieser Gebäude. Schäden an letzterer führten schnell zu ausserordentlich kostspieligen Reparaturen.

Wie oben erwähnt sind keine Feldprotokolle zu Sakralbauten erhalten geblieben. Kurze Schadensbeschreibungen und ein paar Fotographien finden sich hingegen in zeitgenössischen Zeitungsartikeln. Diesen Quellen zufolge verursachte das Erdeben an den Mauern der Kirchen und Kappellen teilweise zentimeterbreite Risse und beschädigte mehrere Gewölbe (Abb. 9, 10 und 11). Eingestürzt scheint aber keines zu sein. Hingegen sind bei mehreren Kirchen und Kapellen Mauerstücke aus der Fassade herausgebrochen und Fensterbänke auf die Strasse gestürzt (Abb. 9).

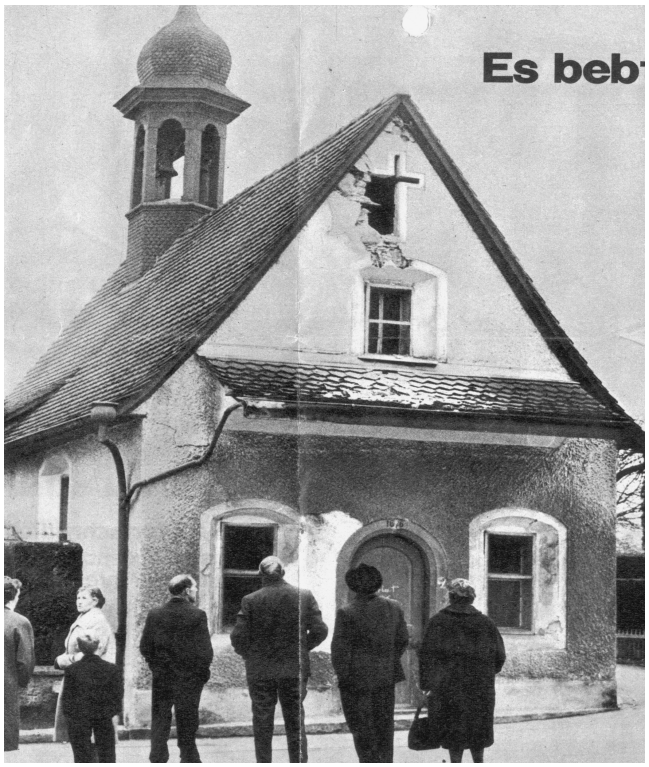


Abb. 9: Antonius-Kapelle in Sarnen. (Schweizerische allgemeine Volkszeitung, 21.03.1964)

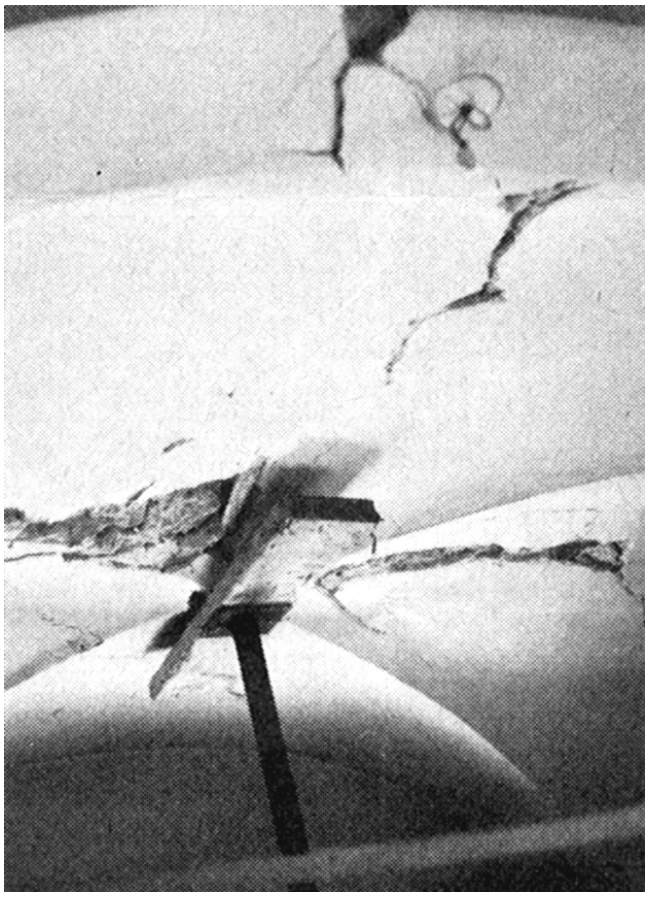


Abb. 10: Beschädigtes Gewölbe in der Kirche des Frauenklosters von Sarnen. Die Kirche war erst kurz vor den Erdbeben renoviert worden. (Zivilschutz, 01. 05. 1964)

Mindestens ebenso kostenintensiv wie die Schäden am tragenden Mauerwerk dürften die Schäden im Innern der Gebäude gewesen sein. Viele Zeitungsartikel berichten von heruntergestürzten Stukkaturen und Statuen, von zerrissenen Bildern und Fresken sowie von zerschlagenen Ornamentfenstern (Abb. 11).

Abb. 11: Antonius-Kapelle in Sarnen, Innenansicht. (Schweizerische allgemeine Volkszeitung, 21.03.1964)

Original Bildunterschrift: „Mehr als 150 Erdstösse hat Obwalden innert 26 Tagen zu verzeichnen gehabt. Der letzte und heftigste weckte die Bevölkerung am Samstagmorgen aus dem Schlaf und wurde in der ganzen Schweiz, sogar in Mündchen und Mailand verspürt. Die Schäden an den Häusern sind beträchtlich, und unter den Bewohnern von Kerns und Sarnen breitet sich allmählich Furcht aus. Am schlimmsten wurden die Kirchen und Kapellen mitgenommen. Die im Jahre 1646 erbaute St.-Antonius-Kapelle in Sarnen, in der ein wertvolles Relief zerstört wurde, muss wahrscheinlich abgebrochen werden.“

3 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Phasen erhöhter seismischer Aktivität mit moderaten Schäden als Folge sind mehrfach belegt für die diskutierte Region. Der Erdbebenschwarm von 1964 beschädigte zirka 840 Gebäude. Gestützt auf zeitgenössische Schatzungs-Dokumente lässt sich das Schadensgebiet als Ganzes genau begrenzen und beschreiben. Dessen geringe Ausdehnung verbunden mit verhältnismässig hohen Intensitäten von VII steht in Einklang mit Untersuchungen, die zeigen, dass die Epizentren der Erdbeben der Region in geringer Tiefe liegen. Das Schadensbild ist geprägt durch die Schadensgrade 2 und 3 (EMS 98). Der Charakter des Gebäudebestandes und dessen Verletzbarkeit zeichnet sich deutlich ab. Es sind fast ausschliesslich Schäden an Mauerwerken bekannt. Vor allem an Gebäuden mit überdurchschnittlicher Verletzbarkeit betrifft dies auch strukturelle Gebäudeelemente.

Hinsichtlich konkreter Schadensfälle bleibt das Schadensbild allerdings diffus. Nur eine verhältnismässig geringe Anzahl von Beschädigungen lässt sich detailliert rekonstruieren. Basierend auf diesen Rekonstruktionen ist es aber möglich die typischen Beschädigungen herauszuarbeiten. Neben den omnipräsenten Beschädigungen von Kaminanlagen, sind vor allem Mauern minderer Qualität (Feld- und Bruchsteinmauern) betroffen. Insbesondere bei traditionellen Wohn- und landwirtschaftlich genutzten Bauten waren strukturrelevante Schäden häufig anzutreffen. Ein vollständiges Versagen derartiger Gebäudeteile ist aber nur für wenige Einzelfälle bekannt (fast ausschliesslich an Bauten minderer Qualität). Weit häufiger traten schwere Beschädigungen an nichttragendem Mauerwerk auf. Für zerrüttete Zwischenwände oder zerrissene Mauern von Jauchegruben finden sich zahlreiche Hinweise.

Als herausragend mit Blick auf die finanziellen Folgen erwiesen sich die Schäden an Sakralbauten. Nicht überraschend erwies sich das alte Mauerwerk als wenig resistent gegen Erderschütterungen, auch wenn ein vollständiges Versagen von tragendem Mauerwerk nicht beobachtet wurde. Die hohen Reparaturkosten sind allerdings nur erklärbar, wenn berücksichtig wird, dass ein grosser Teil davon für die Instandsetzung der wertvollen Ausstattung aufgewendet werden musste.

4 LITERATUR

Deichmann, N., Ballrin Dolfin, D. & U. Kastrup (2000), Seismizität der Nord- und Zenralschweiz. NAGRA. Technischer Bericht 00-05. Wettingen.

Der Sonntag, 22.03.1964. Olten.

Fritsche, S. (2008), Large historical earthquakes in Switzerland: multidisciplinary studies on damage fields and site-effects. Diss ETH 17710.

Fritsche, S., Fäh, D., Steiner, B. & Domenico Giardini (2009), Damage fields and site effects: multidisciplinary studies of the 1964 earthquake series in Central Switzerland Nat Hazards 48: 203-227.

Gazette de Lausanne, 26.03.1964. Lausanne.

GRÜNTHAL, G (Ed.) (1998), European Macroseismic Scale 1998. Cahiers du Centre Européen de Geodynamics et de Séismologie. Vol. 15. Conseil de L'Europe. Luxembourg.

Hainzl, S., Kraft T., Wassermann, J., Igel, H. & E. Schmedes (2006), Evidence for rainfall-triggered earthquake activity, Geophys. Res. Lett., 33.

Husen, S., Bachmann, C., & D. Giardini (2007), Locally triggered seismicity in the central Swiss Alps following the large rainfall event of August 2005. Geophys. J. Int. 171 (3).

Im Erdbebengebiet des Kantons Obwalden. Zivilschutz in Bereitschaft. Zivilschutz, 01.05.1964. Solothurn: Schweizerischer Zivilschutzverband.

Ritzmann-Blickenstorfer, H. (Ed.) (1996), Historische Statistik der Schweiz / unter der Leitung von Hansjörg Siegenthaler. Zürich, Chronos.

Schweizerische allgemeine Volkszeitung, 21.03.1964. Zofingen.

Schweizerischer Erdbebendienst (2002), ECOS – Earthquake Cataloque of Switzerland. http://www.seismo.ethz.ch.

Swiss Federal Statistical Office (2008). Consumer price index. 9. Jan. 2008: http://www.bfs.admin.ch.

Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbebens vom 3. September 1978: Empirische Bewertung der Verletzbarkeit von Mauerwerksbauten

Silke Beinersdorf, Jochen Schwarz, Tobias Langhammer
Earthquake Damage Analysis Center (EDAC), Bauhaus-Universität, Weimar.

1 VORBEMERKUNG

Numerische Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung führen oft zu pessimistischen Schadensprognosen, welche im Gegensatz zu den Beobachtungen stehen. Um diesen Widerspruch aufzulösen, werden erfahrungsbasierte Verletzbarkeitsfunktionen für typische Mauerwerksgebäude auf der Grundlage der durch das Erdbeben vom 3. September 1978 bei Albstadt (mit einer Lokalmagnitude M_L von 5.7 und Epizentralintensität I_0 = VII - VIII) verursachten Schäden entwickelt. Anhand des Bauwerksbestandes von 1978 erfolgt die Einordnung der beobachteten Schäden in Schadensgrade auf Basis der *European Macroseismic Scale EMS-98* (Grünthal et al. (1998)). Die für den Bauwerksbestand repräsentativen Bauweisen werden herausgearbeitet; für die vorherrschenden Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk ist eine weitere Unterscheidung möglich. Untergruppen können anhand von Geschosszahl, Baujahr und phänomenologischen Gesichtspunkten bzw. ihrer Lage (Hang, Tal) und räumlichen Verteilung klassifiziert werden. Nach Auswertung der Archivdaten bzw. Schadensprotokolle können die konstruktiven Parameter detailliert reproduziert werden.

2 DAS ERDBEBEN VOM 3. SEPTEMBER 1978

Die Seltenheit schwerer Erdbeben in den seismisch gering bis moderat aktiven Regionen Mitteleuropas begründet den Umstand, dass Daten über das Verhalten und die Verletzbarkeit der allgemeinen Wohnbebauung kaum vorliegen. Ihre Erdbebenwiderstandsfähigkeit darf als nicht bekannt gelten; eine Klärung steht nicht im Focus langfristiger Untersuchungen.

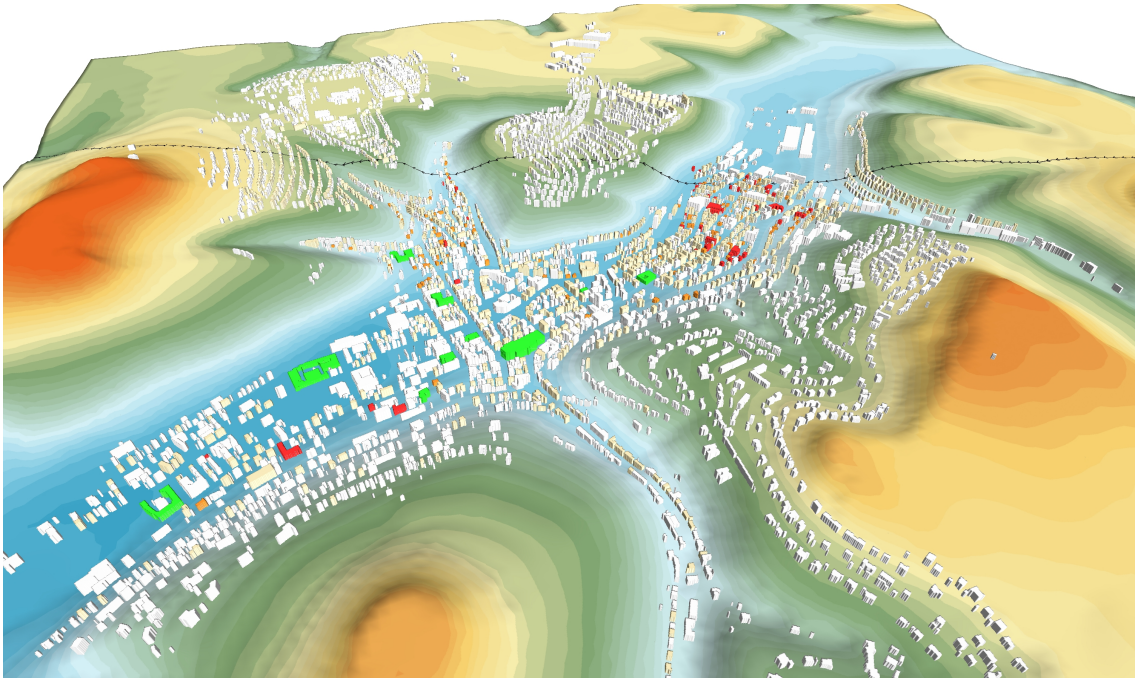


Abb. 1: Beobachtete Schäden (Definition der Farben s. Tabelle 1) und Sonderschäden in Albstadt-Tailfingen und Projektion der Herdlinie des Albstadt-Erdbebens vom 3. September 1978 auf die Erdoberfläche nach Schwarz et al. (2008b, c)

Insofern fehlt auch der Maßstab, um Ergebnisse von Risikostudien an makroseismischen Beobachtungen kalibrieren und ihre Zuverlässigkeit überprüfen zu können. In diesem Zusammenhang nimmt das Erdbeben vom 3. September 1978 in Albstadt - als dem stärksten, in den letzten 50 Jahren in Mitteleuropa aufgetretenen Erdbeben - eine absolute Sonderstellung ein.

Die Stadt Albstadt in Baden-Württemberg, gelegen in der Schwäbischen Alb, ist eine typische Kleinstadt im Süddeutschen Raum mit einem gemischten Bauwerksbestand verschiedener Epochen, vor allem aber des 20. Jahrhunderts. Wie in vielen deutschen Städten und Dörfern dominieren Mauerwerksgebäude in Kombination mit Fachwerk. Trotz einer großen Bandbreite überwiegen Mauerwerksgebäude aus den Jahren 1920 bis 1930. Diese wurden zumeist in Ziegel bzw. Bimsstein (vulkanischen Ursprungs, aus lokalen Steinbrüchen) in Kombination mit Mörtel eher geringer Qualität ausgeführt. In diesem Häusern fanden im Allgemeinen Holzbalkendecken Anwendung (vgl. Schwarz et al. (2008a)).

Der gesamte Bauwerksbestand von 1978 wurde aufgenommen, katalogisiert und typisiert. Die Annäherung an die Verletzbarkeit der Gebäude erfolgt auf Basis unterschiedlicher Methoden. Folgende Ansätze werden verfolgt:

(1) **Empirisch**, durch Begehung des Gebietes und Bauwerksaufnahme (Bauweise und wesentliche Konstruktionsparameter);

(2) **Empirisch-statistisch**, auf Basis beobachteter Schäden und nach Zuordnung der charakteristischen bzw. (noch) wahrscheinlichen Verletzbarkeitsklassen den Grundsätzen der EMS-98 folgend (Schwarz *et al*. (2005), (2008a), (2008b), (2008c));

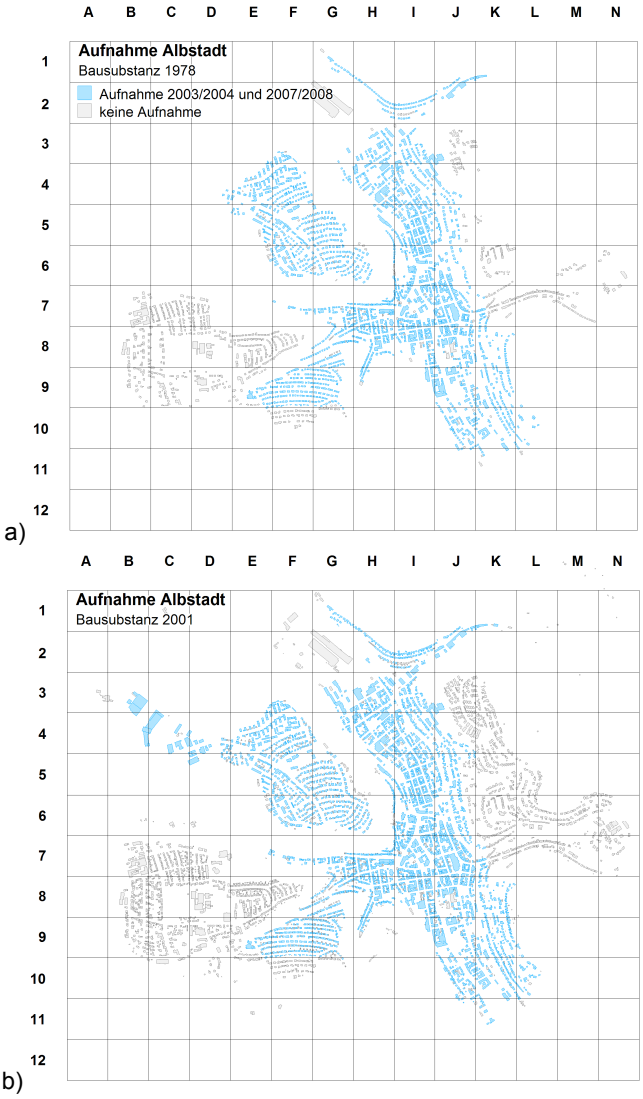


Abb. 2: Gebäudebestand der Gemeinde Albstadt-Tailfingen a) 1978 und b) 2001 (ALK BW © LVA BW (Stand 2001)) mit dem ■ Untersuchungsgebiet (Gebäudeaufnahmen 2003/2004 und 2007/2008)

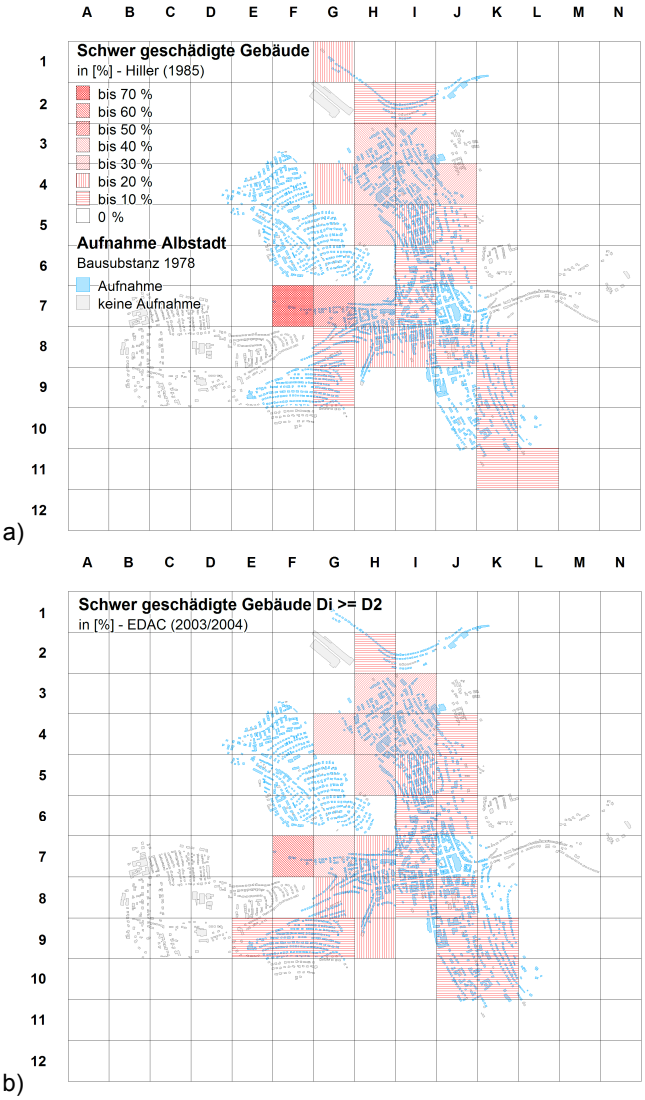


Abb. 3: Anteil der geschädigten Gebäude (Di ≥ D2) in Albstadt-Tailfingen: a) direkt nach dem Erdbeben 1978 nach Hiller (1985); b) im Ergebnis der Reinterpretation der Schäden von Schwarz et al. (2005)

Di	Schaden (allgemein) – Merkmale		Schema	Beispiel
	Strukturell	Nicht strukturell		
D0	**Ungeschädigt**			
	Vernachlässigbar bis gering			
D1	Kein struktureller Schaden	Geringer nichtstruktureller Schaden: Haarrisse in wenigen Wänden, kleine Putzablösungen; vereinzelt Herabfallen von losen Ziegeln von oberen Gebäudebereichen		
	Moderat			
D2	Geringer struktureller Schaden: Risse in vielen Wänden	Moderater nichtstruktureller Schaden: größere Putzablösungen, Teileinstürze von Schornsteinen		
	Stark bis schwer			
D3	Moderater struktureller Schaden: Große, ausgedehnt Risse in den meisten Wänden	Schwerer nichtstruktureller Schaden: Verrutschen von Dachziegeln, Schornsteinversagen in der Dachebene; Kollaps nichttragender Bauteile		
	Sehr schwer			
D4	Schwerer struktureller Schaden: Versagen tragender Wände Teilweise Versagen von Dacheindeckung und Decken	Sehr schwerer nichtstruktureller Schaden		
	Zerstörung			
D5	Sehr schwerer struktureller Schaden: Kompletter bzw. nahezu kompletter Einsturz.		Nicht beobachtet	

Tabelle 1: Definition der Schadensgrade nach EMS-98 und Beispiele der durch das Albstadt-Erdbeben 1978 geschädigten Mauerwerksgebäude nach Schwarz et al. (2005); s.a. Abb. 1

(3) **Erfahrungsgestützt**, unter Verwendung eines hybriden Ansatzes der Kombination von Konstruktionsparametern und Torsions-Empfindlichkeit mit ermittelten Kapazitätskurven (Schwarz (2008); Schwarz et al. (2009a));

(4) **Analytisch**, mit Hilfe von FEM-Programmen und speziellen Elemententwicklungen (Schwarz et al. (2009b)).

Die Ergebnisse aus (1) und (2) werden nachfolgend vorgestellt. Der erreichte Bearbeitungsstand von (3) ist Schwarz et al. (2009a) zu entnehmen.

2.1 Aufnahme des Gebäudebestandes

Der Gebäudebestand der am stärksten geschädigten Gemeinde Albstadt-Tailfingen wurde im Rahmen von Bauwerksaufnahmen im Zeitraum 2003/2004 und 2007/2008 dokumentiert. Hauptaugenmerk lag hierbei auf der bestmöglichen Reproduktion der Situation zum Zeitpunkt des Erdbebens im September 1978. Das Ergebnis dieser Aufnahmen sei durch Abb. 2 veranschaulicht. Abb. 2 a) zeigt den Gebäudebestand im Jahr 1978, wobei die ■ gekennzeichneten Gebäude aufgenommen wurden. In Abb. 2 b) ist der entsprechend gewachsene Gebäudebestand im Jahr 2001 abgebildet.

2.2 Schadensberichte und Reinterpretation vorhandener Dokumentationen

Das Albstadt-Erdbeben stellt hinsichtlich der deutschen Baunormung das maßgebliche Ereignis dar. Es gilt für die Erdbebenzone 3 der DIN 4149: 2005 als repräsentatives Modellereignis.

Insgesamt konnten anhand der Archivdaten und Schadensdokumentation in Form von Karten, Schadensprotokollen und Fotodokumentation für dieses Erdbeben in der Gemeinde Albstadt 1300 Schadensfälle (s. Abb. 1) rekonstruiert werden (Schwarz et al. (2005)). Die Arbeiten wurden vom Bauamt in Albstadt sowie der Landesstelle für Bautechnik in Stuttgart unterstützt. Die verbalen Beschreibungen der Schäden wurden in Schadensgrade anhand der *European Macroseismic Scale* EMS-98 überführt.

Tabelle 1 zeigt die Schadensgrade D1 bis D4, welche nach dem Erdbeben beobachtet werden konnten, wobei Schadensgrad D4 nur in einigen wenigen Fällen aufgetreten ist. Generell zeigten sich als Schadensbild diagonale Risse zwischen den Öffnungen sowie Versagen senkrecht zur Ebene von nicht rückverankerten Giebelwänden. Zur Sicherung geschädigter Außenwände wurden zumeist Holzabsprießungen verwendet (D3 – D4). Aufgrund der geringen Herdtiefe von 6.5 *km* konzentrierten sich die schweren Schäden mit Schadensgrad D3 – D4 auf eine sehr schmale Zone von wenigen Kilometern Länge (Hiller (1985)), welche hauptsächlich der Projektion der Herdlinie auf die Oberfläche entspricht (s. Abb. 1).

Anhand der berechneten Anteile der geschädigten Gebäude am Bestand innerhalb eines Rasters von 250 *m* x 250 *m* konnten die Schadenssituation verifiziert und mit früheren Untersuchungen abgeglichen werden (s. Abb. 3 a) nach Hiller (1985)).

2.3 Klassifikation des Schadens nach EMS-98

Auch in Regionen moderater Seismizität fehlen oft empirische Daten zur Ermittlung der Verletzbarkeitsfunktionen und somit auch die Informationen über eine mögliche Schadensverteilung innerhalb des untersuchten Gebietes. Auf Basis der dokumentierten Schadensbeobachtungen des Albstadt-Erdbebens konnten in Kombination mit der aufgenommenen Bausubstanz von Albstadt-Tailfingen die empirisch-statistische Auswertung der Daten und die Ermittlungen von Verletzbarkeitsfunktionen erfolgen (Schwarz et al. (2008a), (2008b), (2008c)).

Der Vorteil der *European Macroseismic Scale* EMS-98 ist ihre Robustheit, die auf der Reduktion der empirischen Daten und der zugehörigen Bauweise auf einige wesentliche Parameter beruht. Hierzu gehören die Haupttragstruktur, welche sich in generalisierten Typen zeigt, und die Bereiche der für die Bauweise maßgeblichen Verletzbarkeitsklassen. Sie werden in Tabelle 2 (von den Symbolen der der EMS-98 abweichend) wie folgt gekennzeichnet: höchstwahrscheinlich (*most likely*) **„B“,** wahrscheinlich (*probable*), hier z.B. (BC) oder (AB), oder „in Ausnahmefällen (*exceptional*), hier *(BC)* oder *(CD)*.

Für jede Verletzbarkeitsklasse ist eine intensitätsabhängige Quantifizierung der maximalen Schadensgrade möglich. Sie kann theoretisch zu einer modellhaften Schadensfunktion erweitert werden. Es gelingt somit auf „Umwegen“, für eine gegebene Verletzbarkeitsklasse auch eine Verletzbarkeitsfunktion zu definieren.

2.4 Typisierung der Bauwerke und Einordnung in Verletzbarkeitsklassen nach EMS-98

Die in Albstadt-Tailfingen aufgenommen Mauerwerksbauten teilen sich in verschiedene Typen, wobei die Typen 1-2 und 2-1 noch hinsichtlich Etagenanzahl *n* und Baujahr in Subtypen untergliedert werden:

- **Typ 1-1**: Unbewehrtes Ziegelmauerwerk,
- **Typen 1-2 A/B/***: Unbewehrtes Mauerwerk mit Holzbalkendecken (Typ 1-2* in andere enthalten, s.a. Abb. 3),
- **Typ 1-3**: Mischbauweise aus unbewehrtem Mauerwerk mit Fachwerk,
- **Typen 2-1 A/B/***: Unbewehrtes Mauerwerk mit Stahlbetondecken (Typ 2-1* in andere enthalten, s.a. Abb. 3),
- **Typ 2-2**: Unbewehrtes Mauerwerk mit Stahlbetonrahmenelementen.

Anhand der statistischen Auswertungen der Bestandsdaten (Schwarz et al. (2008b, 2008c)) zeigt sich, dass zum Zeitpunkt des Erdbebens 1978 und auch heute der Gebäudebestand überwiegend aus traditionell unbewehrten Mauerwerksbauten (Typ 1-1, Typ 1-2 A/B/*), Mischbauweisen (Type 1-3) und unbewehrtem Mauerwerk mit Stahlbetondecken (Typ 2-1 A/B/*, Typ 2-2) zusammengesetzt ist.

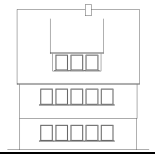
Typ		Beispiel	VC
Unbewehrtes Ziegelmauerwerk			allgemein *(A)* **B** *(C)*
1-2 A			*(AB)* **B** *(BC)*
1-2 B			*(AB)* **B** *(BC)*
Unbewehrtes Mauerwerk mit Stahlbetondecken			allgemein (B) **C** *(D)*
2-1 A			(BC) **C** *(CD)*
2-1 B			(BC) **C** *(CD)*

Tabelle 2: Repräsentative Verletzbarkeitsklassen VC für die Mauerwerksgebäude in Albstadt und Typen nach EMS-98

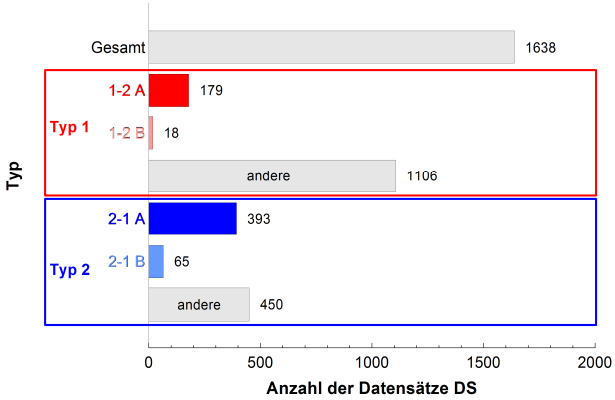


Abb. 4: Anzahl der Datensätze der Typen 1-2 A, 1-2 B und Typen 2-1 A, 2-1 B innerhalb der Gemeinde Albstadt-Tailfingen nach Schwarz et al. (2008c)

Die Mauerwerkstypen können somit in verschiedenen Untergruppen, z.B. in Abhängigkeit von der Geschosszahl *n* ausgewertet werden (s. Tabelle 2). Im Zuge der Gebäudeaufnahme wurde jedem Gebäude eine Verletzbarkeitsklasse zugeordnet:

– Die Verletzbarkeitsklasse B ist charakteristisch für die Typen 1-2 A ($n = 2$, Baujahr BJ 1920 - 1939, 179 Datensätze DS) und 1-2 B ($n = 3$, BJ 1920 - 1930, 18 DS).
– Die Verletzbarkeitsklasse C ist charakteristisch für die Typen 2-1 A ($n = 2$, BJ 1949 - 1965, 389 DS) und 2-1 B ($n = 3$, BJ 1955 - 1965, 65 DS).

Anschließend wird die Einteilung der Mauerwerkstypen auf Basis der beobachteten Schäden überprüft. Die ermittelten Untergruppen werden unter Verwendung ihrer prozentualen und regionalen Verteilung validiert. Die jeweilige Zusammensetzung der

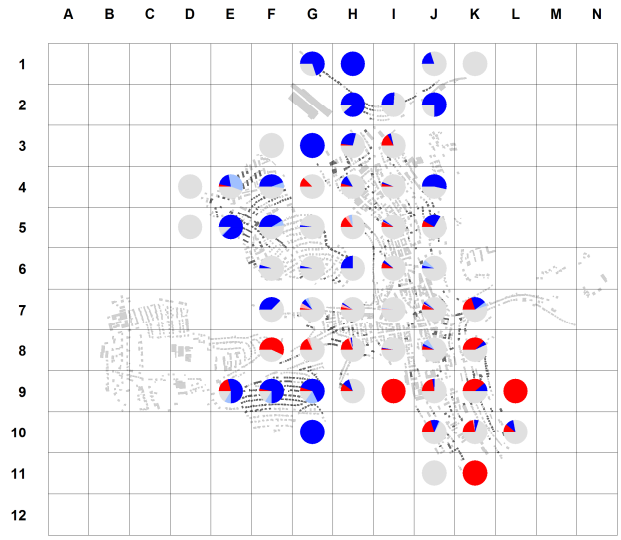


Abb. 5: Regionale Verteilung der Typen 1-2 A, 1-2 B und Typen 2-1 A, 2-1 B innerhalb der Gemeinde Albstadt-Tailfingen nach Schwarz et al. (2008d); Definition der Farben s. Abb. 4

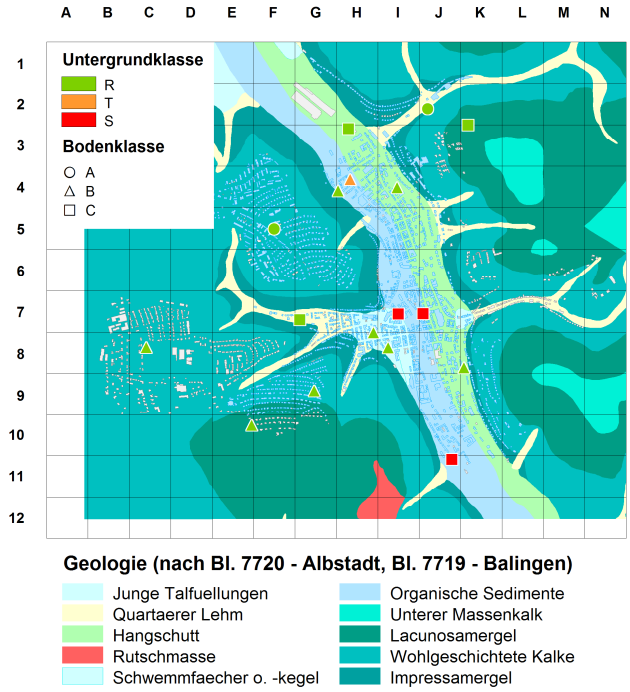


Abb. 6: Untergrundklassen nach DIN 4149: 2005 auf Basis von Standortmessungen im Bereich der Gemeinde Albstadt-Tailfingen nach Amstein et al. (2005)

Mauerwerkstypen innerhalb eines Rasters von 250*m* x 250*m* wird in Abb. 5 dargestellt.

Die Anzahl der Mauerwerkstypen und den Vergleich zwischen den Typen 1 und 2 sowie den übrigen typisierten Gebäuden zeigt Abb. 4. Gebäude in Mischbauweise bzw. Kombination von unbewehrtem Mauerwerk mit Fachwerk (Typ 1-3) werden unter „andere“ des Typs 1 zusammen mit dem Typ 1-1 „unbewehrtes Ziegelmauerwerk“ gezählt.

3 UNTERGRUNDBEDINGUNGEN

Die lokale Verteilung der Schäden sowie der Anteil an geschädigten Gebäuden und die maximal beobachtete Schadensgrade der Gebäudetypen weisen nicht nur auf die jeweilige Verletzbarkeitsklasse sondern auch auf standortspezifische Verstärkungseffekte hin. Auf Basis von Messungen der natürlichen seismischen Bodenunruhe und Anwendung der spektralen H/V-Methode kann der Untergrund nach DIN 4149: 2005 klassifiziert werden (s. Abb. 6).

In Albstadt-Tailfingen vorherrschend ist die Untergrundklasse R; zur Mitte des Tales hin und somit zum Flussverlauf der Schmiecha nimmt die Mächtigkeit der Sedimente zu. Es erfolgt der Übergang zu den geologischen Klassen T und S, die in Kombination mit Bodenklassen B und C im Bereich des Hangfußes und hangaufwärts anzutreffen sind. Hier befinden sich Vorkommen von Hangschutt, quartären Lehmen und fluviale Sedimenten (Schwemmfächer und –kegel, junge Talfüllungen) (s. Abb. 6).

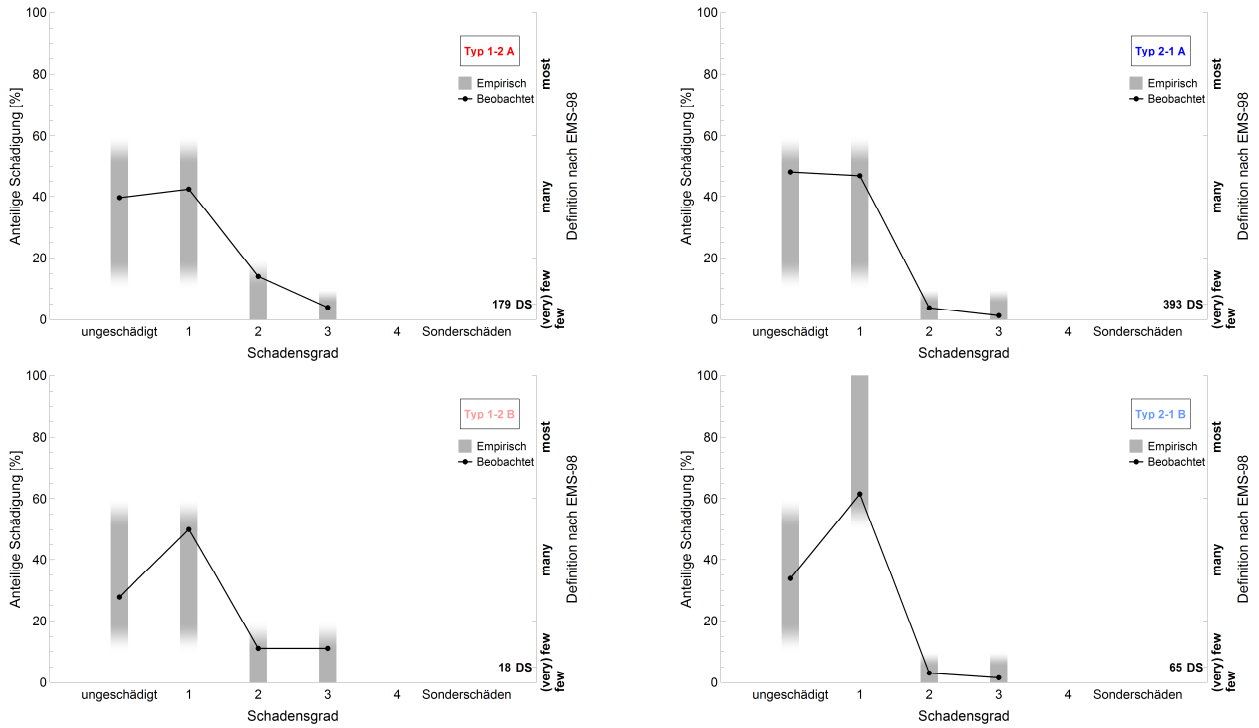


Abb. 7: Verteilung der Schadensgrade der Bauwerkstypen 1-2 A, 1-2 B, 2-1A und 2-1B und Vergleich mit der deskriptiven Quantitätsdefinition der EMS-98 (Grünthal et al. (1998)); hier vervollständigt im Bereich geringer Schadensgrade

4 AUSWERTUNG DER SCHADENSDATEN

4.1 Einfluss der Verletzbarkeitsklasse VC

Die Verletzbarkeit der vorgestellten Mauerwerkstypen wird durch die empirische Bewertung der Bauwerke vor Ort festgelegt. Aufgrund der charakteristischer Gebäudeparameter werden die Bauwerke in Typen überführt. Es erfolgt die empirisch-statistische Auswertung der beobachteten Schäden des entsprechenden Typs im Vergleich zur jeweiligen Verletzbarkeitsklasse. Die verschiedenen beobachteten Schadensgrade können nun zu einer empirischen Verletzbarkeitsfunktion zusammengefasst werden, die nicht nur die maximalen Schadensgrade (D2, D3) sondern auch die Schadensgrade D0 (ungeschädigt) und D1 enthält (s. Abb. 7). In Abb. 7 werden die Verletzbarkeitsfunktionen für die vier hier modellhaft herausgearbeiteten Mauerwerkstypen aufbereitet und der prozentualen Verteilung die Schadensgrade anhand der Quantitätsdefinition der EMS-98 symbolisch (als Balken) überlagert. Die leicht erhöhte Anzahl von Schadensgraden D2 und D3 bei den Typen 1-2 A/B bestätigt die höhere Verletzbarkeit im Vergleich zu den Typen 2-1 A/B.

Der verbalen Beschreibung der Quantität und Qualität des Schadens für die jeweilige Verletzbarkeitsklasse folgend, ergibt sich für den Typ 1-2 A eine beobachtete Intensität I_{obs} von VII (7.0) und für die Typen 1-2 B, 2-1 A und 2-1 B eine beobachtete Intensität I_{obs} von VII-VII½ (7.25). Um die Epizentralintensität I_0 von VII-VIII (7.5) zu bestätigen, wäre entweder die Verletzbarkeitsklasse der Typen nach oben zu korrigieren (Typ 1-2 A/B Verletzbarkeitsklasse BC bis C; Typ 2-1 A/B Verletzbarkeitsklasse CD bis D) oder der Effekt der Untergrundbedingungen auf die Standortintensität zu herauszuarbeiten.

4.2 Einfluss der Untergrundklasse

Abb. 8 zeigt den Zusammenhang von Untergrundklasse nach DIN 4149: 2005 für die zugehörige Schadensverteilung des Bestandes für den Typ 1-2 A. Es ist deutlich zu erkennen, dass höhere Schadensgrade mit Untergrundklassen (B-R), (C-R) korrelieren, die höhere Verstärkungspotentiale zu generieren vermögen.

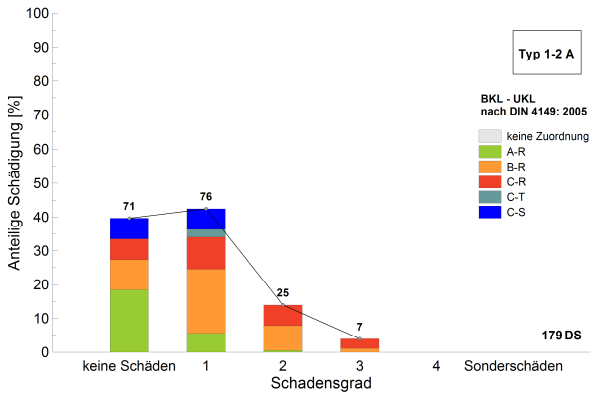


Abb. 8: Einfluss der Bodenklasse BKL und Untergrundklasse UKL auf die beobachtete Schadensverteilung am Beispiel der Mauerwerksgebäude des Typs 1-2 A

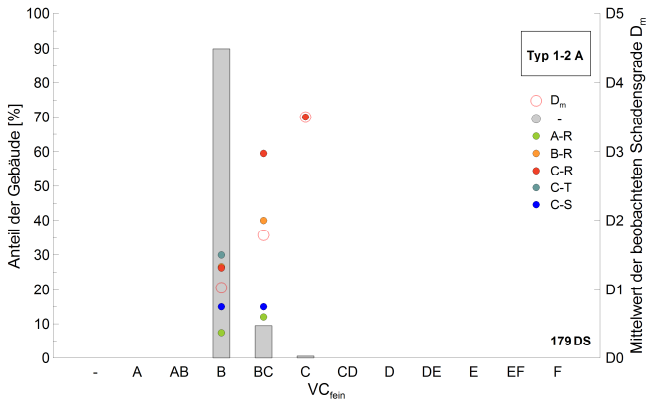


Abb. 9: Mittlere Schadensgrade D_m von Mauerwerksgebäuden des Typs 1-2 A in Abhängigkeit von der Verletzbarkeitsklasse und den Standortuntergrundbedingungen (nach DIN 4149:2005)

4.3 Einfluss der Verletzbarkeitsklasse VC und Untergrundklasse

Das komplexe Zusammenwirken von Verletzbarkeitsklasse VC, Untergrundklasse nach DIN 4149: 2005 und mittlerem Schadensgrad D_m sowie Unterteilung dessen je Untergrundklasse zeigt Abb. 9.

Die mittlere Verletzbarkeitsklasse für den Typ 1-2 A ist B, die für circa 90% des Bestandes des Typs gilt, wobei die mittleren Schadensgrade für die verschiedenen Untergrundbedingungen um den mittleren Schadengrad für alle Gebäude des Typs 1-2 A streuen (D0 – D2, im Mittel D1). Der mittlere Schadensgrad D_m wird stark von Untergrundklassen, die mit Verstärkungspotentialen einhergehen, beeinflusst. Aufgrund konstruktiver Gegebenheiten war einigen Gebäuden des Typs 1-2A die Verletzbarkeitsklasse BC und C zuzuordnen. Für diesen prozentual geringen Anteil an Gebäuden ist infolge der Untergrundklasse (C-R) ein höherer mittlerer Schadensgrad erkennbar.

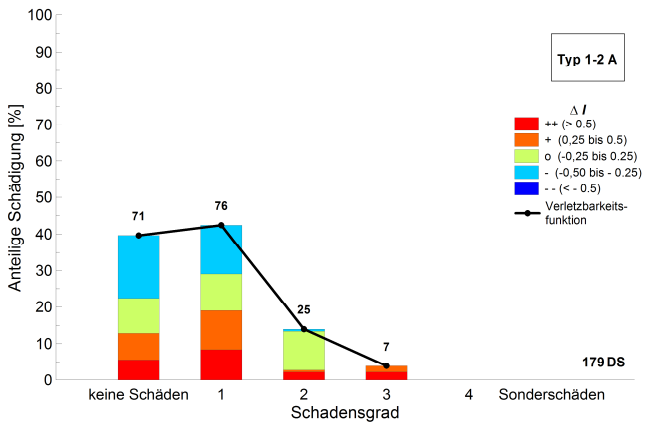


Abb. 10: Einfluss des Intensitätskorrekturfaktors ΔI_s auf die beobachtete Schadensverteilung am Beispiel der Mauerwerksgebäude des Typs 1-2 A nach Schwarz et al. (2008d)

4.4 Einführung des Intensitätskorrekturfaktors ΔI_S

Zusätzlich zur Zuweisung der Untergrundklassen nach DIN 4149: 2005 wurden Standortkorrekturfaktoren der Intensität (ΔI_S) auf Basis des Standortbedingungen (Boden, Geologie, Topographie) bestimmt und den Typen zugeordnet.

Am Beispiel der Schadensverteilung des Typs 1-2 A (s. Abb. 10) kann nachgewiesen werden, dass mit ansteigendem Schadensgrad der Intensitätskorrekturfaktor ΔI_S zunimmt. Der maximal beobachtete Schadensgrad D3 ist somit teilweise auf die Überlagerung ungünstiger Standortbedingungen zurückzuführen. Mit diesen Informationen ist es möglich, eine neue Form von regionalspezifischen Verletzbarkeitsfunktionen zu generieren.

5 BEMERKUNGEN ZUM AKTUELLEN BAUWERKSBESTAND

Abschließend sei der Frage nachgegangen, welche weiteren Erfahrungswerte zum Verhalten des aktuellen Gebäudebestandes vorliegen. Nach dem Roermond-Erdbeben 1992 hat nur das Waldkirch-Erdbeben vom 5. Dezember 2004 eine ingenieurrelevante Erdbebenstärke erreicht (M_L = 5.4). Die Schütterwirkungen waren in den umgrenzenden Regionen bis in 200 *km* Entfernung zu spüren. Anhand der aufgetretenen Schäden wurde jedoch die maximal beobachtete Intensität I_{obs} nach EMS-98 von VI (6.0) nicht überschritten (Schwarz et al. (2006)).

Die vernachlässigbar geringe Anzahl an Schäden kann durch die Lage des Epizentrums in einem dünn besiedelten Waldgebiet mit ersten größeren Gemeinden in 15 bis 20 *km* Entfernung begründet werden.

Die beobachteten Schäden sind in Anzahl und Größe niedriger als für ein Erdbeben der Magnitude M_L = 5.4 zu erwarten wäre. Es stellt sich die Frage, ob die beobachteten Schäden nur außergewöhnlich niedrig waren oder ob sie für den Gebäudebestand ein typisches Schadensbild zeigen.

In diesem Zusammenhand ist es wichtig zu erwähnen, dass als Konsequenz des Albstadt-Erdbebens 1978 vom Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg und der Landesstelle für Bautechnik in Stuttgart (2001) ein Leitfaden für Planer und Bauherren herausgegeben wurde, der als Planungshilfe zum erdbebengerechten Bauen dienen soll. Das Hauptaugenmerk liegt auf konstruktiven Grundregeln des erdbebengerechten Bauens. Dieser Leitfaden, und damit die Umsetzung der vorgeschlagenen konstruktiven Grundregeln, hat möglicherweise dazu geführt, dass die „natürliche“ Widerstandsfähigkeit im Bauwerksbestand gegenüber dem Lastfall Erdbeben zunehmend ausgeprägt ist (Schwarz et al. (2006)).

6 ZUSAMMENFASSUNG

Das Albstadt-Erdbeben bietet die Möglichkeit, ein nach Maßstäben der Erdbebenzonenkarte Deutschlands (DIN 4149: 2005) maßgebendes Erdbeben für die Zone 3 genauer zu untersuchen. Zur Auswertung von Schadensdaten des Erdbebens sind Vor-Ort-Erhebungen zur Bebauung zum Zeitpunkt des Bebens durchgeführt und die danach vorgenommenen Veränderungen (z.B. bei Abriss) kartiert worden. Baupläne der am stärksten geschädigten Gebäude wurden in den Archiven recherchiert. Auf Grundlage der Bestandsdaten erfolgte eine Typisierung der Mauerwerksgebäude, die anhand der konstruktiven Merkmale der dokumentierten Schadensfälle überprüft wird. Für die vorgestellten Typen sind digitalisierte Grund- und Aufrisse verfügbar, die in Zusammenhang mit den dokumentierten Schäden mit den Ergebnissen analytischer Berechnung in Beziehung gesetzt werden können (Schwarz et al. (2009a)).

Auf Basis der ermittelten Bestandsdaten kann der Einfluss von Untergrund, topographischen Randbedingungen und baulicher Ausführung auf die beobachteten Schäden herausgearbeitet werden. Die Ergebnisse dieser Studie gestatten es, die definierten Typen von unbewehrtem Mauerwerk mit denen in Österreich oder in der Schweiz abzugleichen.

7 DANKSAGUNG

Die Autoren danken der KGV Präventionsstiftung der kantonalen Gebäudeversicherungen, Bern (Geschäftsführer Dr. Olivier Lateltin) für die Förderung der Studie „Wirklichkeitsnahe Verletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen für Mauerwerksbauten, Teilprojekt 3“ im Rahmen des Projektes „Erdbeben und Mauerwerk“ (Projekt-Nr. 246 138 75).

Dank gilt den Mitarbeitern der Stadtverwaltung Albstadt, insbesondere B.-M. Abt, Bauverwaltungsamt Albstadt, G. Kuntz, Th. Klink und R. Paul, und Dr. M. Gränzer (Landesstelle für Bautechnik, Stuttgart) für die konstruktive Unterstützung der Datenerhebungen und Möglichkeit der Einsichtnahme in die Archive.

An den durchgeführten Gebäudeaufnahmen 2003/2004 und 2007/2008 haben weiterhin mitgewirkt: L. Abrahamczyk, Ch. Kaufmann, M. Leipold, H. Maiwald, T. Maqsood, T. Swain sowie Studenten des Master-Studiengangs „Natural Hazards Mitigation in Structural Engineering“ der Bauhaus-Universität Weimar.

8 LITERATUR

Amstein, S., Lang, D. H., Schwarz, J. (2005): Schütterwirkungen historischer Erdbeben und aktuelle Anwendungsgebiete für das Erdbebeningenieurwesen. Bautechnik 82 (9), S. 641-656.

Bauamt Albstadt (Stand 2004): Schadensdokumentation der Schäden des Erdbebens vom 3. Sept. 1978 in Albstadt.

BKG (2003): ATKIS®VG250. © Bundesamt für Kartographie und Geodäsie.

DIN 4149 (April 2005): Bauten in deutschen Erdbebengebieten. In: Deutsche Normen, Deutsches Institut für Normung / Normenausschuss Bauwesen. April 2005.

Grünthal, G. (Ed.), Musson, R., Schwarz, J., Stucchi, M. (1998). European Macroseismic Scale 1998. Cahiers de Centre Européen de Géodynamique et de Seismologie, Volume 15, Luxembourg.

Hiller, D. (1985). Makroseismische Wirkungen des Albstadt-Bebens vom 3. September 1978 in Baden-Württemberg. Dissertation, Univ. Stuttgart, Inst. für Geophysik, Stuttgart.

Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau (2002): DIGITALE DATEN - vorläufige Geologische Karte Blatt 7720 Albstadt und Blatt 7719 Balingen.- *CD-Rom*.

Landesstelle für Bautechnik: Landesgewerbeamt Baden-Württemberg (2002): Bildarchiv - Fotografische Dokumentation der Erdbebenschäden nach dem Albstadt-Beben vom 03.09.1978 sowie 1943 und 1972.

© Landesvermessungsamt Baden-Württemberg (2001): ALK Gemeinde Albstadt-Tailfingen - Akt.Z. 0278-4/51 (Stand 2001). LV-BW, Datenart (ALK BW).

Lang, D.H., Schwarz, J. (2006). Instrumental subsoil classification of Californian strong motion sites based on single-station measurements. 8th U.S. NCEE, San Francisco, California, April 18-22, 2006.

Schwarz, J., Langhammer, T., Kaufmann, C. (2005): Quantifizierung der Schadenspotentiale infolge Erdbeben. Teil 1: Rekonstruktion des Bebens in der Schwäbischen Alb vom 03. September 1978. Bautechnik 82 (8), S. 520-532.

Schwarz, J., Abrahamczyk, L., Amstein, S., Kaufmann, C., Langhammer, T. (2006): Das Waldkirch-Erdbeben (Baden-Württemberg) vom 5. Dezember 2004. Bautechnik 83 (3), S. 202-208.

Schwarz, J. (2008): Modellierung und Wirklichkeit im Erdbebeningenieurwesen - zur Bedeutung verhaltens- und erfahrungsgestützter Nachweismethoden. In Festschrift anlässlich des 80. Geburtstages von Prof. Erhard Hampe (1928-1998) - Spuren und Erinnerungen, Schriftenreihe IKI, Heft 013, S. 159-184.

Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, T., Leipold, M., Langhammer, T., Kaufmann, C. (2008a). Wirklichkeitsnahe Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von Mauerwerksgebäuden – Teilprojekt 3: Auswertung der Schadendaten des Albstadt-Bebens 1978 und Übertragung auf charakteristische Mauerwerksgebäude in der Schweiz. Abschlussbericht, EDAC, Bauhaus-Universität Weimar, (im Auftrage der Präventionsstiftung der kantonalen Gebäudeversicherungen), S. 70.

Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, T., Langhammer, T., Leipold, M. (2008b). Vulnerability of Masonry Structures - Experience from Recent Damaging Earthquakes in Central Europe. Risk 2008 - Earthquakes in North-Western Europe. Liège, 2008.

Schwarz, J., Beinersdorf, S., Swain, T. M., Langhammer, T., Leipold, M., Kaufmann, C., Wenk, T. (2008c): Realistic vulnerability and displacement functions for masonry structures derived from damaging earthquakes in Central Europe. In Proceedings 14th WCEE, 05-04-0060, Beijing, China (Abstract ID: 09-01-0122).

Schwarz, J., Leipold, M., Kaufmann, C., Tulaganov, B. (2009a): Zur Wirklichkeitsnähe analytischer Schadensprognosen: Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbebens vom 3,. September 1978. In Proceedings D-A-CH - Tagung 2009: Erdbeben und Mauerwerk, 10. - 11. September 2009, Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik SGEB (Ed.), Zürich.

Schwarz, J., Swain. T., Leipold, M. (2009b): Performance of Typical German Masonry Houses due to Earthquake Impact – Part II: Analytical Vulnerability (in preparation for Earthquake Spectra).

Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, Landesstelle für Bautechnik (2001): Erdbebensicher Bauen - Planungshilfe für Bauherren, Architekten und Ingenieure. Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg, Stuttgart 2001.

Die Karten wurden mit dem GIS-Programm MapInfo Professional ® 9.5 erstellt.

Zur Wirklichkeitsnähe analytischer Schadensprognosen: Auswertung der Schäden des Albstadt–Erdbebens vom 3. September 1978

Jochen Schwarz, Mathias Leipold, Christian Kaufmann und Bakhrom Tulaganov
Earthquake Damage Analysis Center (EDAC), Bauhaus-Universität, Weimar

1 VORBEMERKUNG

In Ländern wie Deutschland, in denen starke Beben sehr selten sind, setzt man auf eine einfache „Hierarchie“ der Nachweisführung. Die Einhaltung einfacher Bauregeln, die Gewährleistung konstruktiver Mindeststandards hat Vorrang vor aufwendigen Berechnungen. Wer geschult und bereit ist, darf in Gebieten höherer Gefährdung moderne Bemessungskonzepte zur Anwendung bringen, die in der Regel sehr wirtschaftliche und effiziente Lösungen ermöglichen. Um diesen Lösungen vertrauen zu können, kann man nicht auf die Erdbeben warten, sondern testet die Strukturen und Details experimentell. So kann das Verhalten unter verschiedenartigen Standortbedingungen simuliert und kontrolliert werden, ob im Falle extremer Erdbeben die Schäden unkritisch bleiben.

Obwohl seit mehreren Jahren Technische Baubestimmungen zur Auslegung von allgemeinen Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten vorliegen, muss als unbekannt gelten, inwieweit ihre Anwendung erfolgte bzw. diese zu einer Erhöhung der Erdbebentauglichkeit beigetragen haben. Die Verletzbarkeit des Gebäudebestandes in deutschen Erdbebengebieten bis dato nicht untersucht worden ist. Durch das Ausbleiben schwerer Beben wurde bislang kein nach DIN 4149 ausgelegtes Gebäude einer Bewährungsprobe unterzogen. Es fehlt der Maßstab, um Ergebnisse seismischer Risikoabschätzungen bzw. Schadensszenarien kalibrieren zu können. Diese Situation dürfet auch für die Nachbarländer (Schweiz, Österreich u.a) zutreffend sein.

Dass die Konsequenzen der Erdbebenbaunormen eine politisch und ökonomisch relevante Größenordnung erreichen können, wird anhand einer vom Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden (EDAC) für die Bundesrepublik durchgeführten geostatistischen Erhebung zur „Betroffenheit“ erstmals zahlenkonkret verdeutlicht. Neben den durch die einzelnen Zonen überdeckten Flächen werden von die in den einzelnen Zonen betroffene Bevölkerung und Bebauung, gestaffelt nach den Bundesländern ermittelt. Beschränkt man sich auf die Gebiete der höchsten Seismizität (Zone 3) ist festzustellen, von den ca. 0.35 Mio. Wohngebäuden in dieser Zone aufgrund der unterschiedlichen Bebauungsdichte ca. 65% auf das Bundesland NRW und ca. 35 % auf BW entfallen (Abrahamczyk et al. (2005)).

Mittels Geographischer Informationssysteme (GIS) und dem Vergleich der Zonenzuordnung (neu –alt) lässt sich letztlich nachvollziehen, wie sich die baulichen Anforderungen in den einzelnen Gebieten (Verwaltungseinheiten) verändert haben. Der Grad der Veränderung der Zonenkarte ist insbesondere in den Fällen von Bedeutung, wo vormals von baulicher Seite keine Erdbebenvorkehrungen zu treffen waren. Untersuchungen ergaben, dass etwa 13 % aller Gebäude in BW, ca. 11 % in NRW neu in eine Erdbebenzone fallen; ca. 57 % (BW) bzw. 28 % (NRW) sind mit Nachweisanforderungen konfrontiert. Erdbebensicheres Bauen ist demzufolge erforderlich. Gleichzeitig stellt sich die Frage nach der Verhältnismäßigkeit der Nachweisforderungen am Maßstab der durch die aktuelle Norm fixierten Ziele, dass Bauwerke dem Bemessungserdbeben widerstehen und nach diesem Ereignis eine ausreichende Resttragfähigkeit besitzen sollen.

2 VERFÜGBARKEIT VON SCHADENSDATEN

Eine realistische und differenzierte Bewertung der Verletzbarkeit bestehender Gebäude erfordert eine ausreichende Datengrundlage und den Abgleich mit dem beobachteten Bauwerksverhalten. Sie stößt objektiv auf Grenzen, wenn Schadensdaten nicht oder nur für geringe Erdbebenstärken vorliegen und historische Schadensereignisse zeitlich zu weit zurückreichen. In Mitteleuropa sind nur wenige Schadensdaten vorhanden, die sich für die Beurteilung der heutigen Bausubstanz eignen.

Eine Extrapolation historischer Erdbeben ist nur mit erheblichen Einschränkungen möglich, da die Gebäudemerkmale aufgrund generationstypischer Veränderungen nicht mehr eindeutig reinterpretiert und Erfahrungswerte aufgrund der aktuellen Bebauung nicht in Szenarien künftiger Ereignisse projeziert werden können. Qualitative Veränderungen der Bausubstanz sind bei den Mauerwerksgebäuden über die Steinsorten (Übergang von Naturstein zu Voll- und Hohlziegeln) besonders auffällig.

Durch die Bezugnahme auf die Schadensdaten und Bauwerksgrundrisse in Erdbebengebieten der Schwäbischen Alb wird ein solcher Bewertungs- und Skalierungsmaßstab quasi als „1:1-Versuch“ für eine ganze Stadt (mit ca. 2200 Mauerwerksgebäuden, davon 930 in fachwerkartiger Mischbauweise) bereitgestellt (Schwarz et al, (2008).

3 BEDEUTUNG DES ALBSTADT-ERDBEBENS

Das Erdbeben vom 3. September 1978 ist das stärkste Beben, das die Bundesrepublik Deutschland in den letzten 50 Jahren betroffen hat. Aufgrund des zurückliegenden Zeitfensters ist eine für deutsche Erdbebengebiete einmalige Repräsentativität der Bestandsbauten gewährleistet. Die Bedeutung, die diesem Ereignis beizumessen ist, lässt sich daran festmachen, dass nach dem Beben in 1981 die DIN 4149 *Hochbauten in deutschen Erdbebengebieten* eingeführt wurde.

Aufgrund der Intensität des Bebens (I= VII-VIII) kann das Ereignis als repräsentativ für die Zone 3 betrachtet werden. Die Ergebnisse stehen somit normenseitig für die ungünstigsten Einwirkungsbedingungen, so dass sich grundlegende Schlussfolgerungen über die Auslegungs- bzw. Nachweisanforderungen für unbewehrte Mauerwerkgebäude in den Zonen 2 und 1 ableiten lassen.

Aufgrund der Vorarbeiten des Zentrums für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden (EDAC) der Bauhaus-Universität Weimar im Hauptschadensgebiet (Albstadt-Tailfingen liegen Vorauswertungen in Form der globalen Schadensaufnahme und Überführung der verbalen Schadensmeldungen in Schadensgrade nach EMS-98 vor (vgl. Schwarz et al., 2005).

Die herausragende Bedeutung des Bebens erklärt sich aus den ca. 1300 Schadensfällen, die mit einer hohen Datendichte bis in den Bereich starker Schäden nun einheitlich ausgewertet vorliegen (Beinersdorf *et al*. (2009)).

Durch die weitere ingenieurmäßige Aufbereitung der Daten und Herausarbeitung der Bauweisenunterschiede sind Voraussetzungen für vertrauenswürdige Schadensprognosen dadurch gegeben, dass ihre Qualität am Maßstab von empirischen Daten nachgewiesen werden kann. Dies gilt auch für Kalibrierung der Bauwerksverletzbarkeit mittels analytischer Ansätze (Kapazitätskurven). Auf dieser Grundlage können analytisch bestimmte Verschiebungsfunktionen hinsichtlich ihrer Plausibilität überprüft werden.

Mit der Reinterpretation des Bebens und der Übertragung auf das gegenwärtige Gebäude- und Werteinventar kann ein realistisches Bild der heute zu erwartenden Folgen gezeichnet werden.

4 VERHALTEN VON MAUERWERKSBAUTEN

Unbewehrtes Mauerwerk als die im individuellen Wohnungsbau am häufigsten angewandte Bauweise gilt traditionell als wenig tauglich für stärkere Erdbebeneinwirkungen, wie sie derzeit durch die Baunormung vorgeschrieben werden. Diese Aussage bedarf in Gebieten geringer Seismizität, in der auch extrem seltene Beben nur geringfügige Schäden erzeugen, einer modifizierten Betrachtungsweise.
Folgende Feststellungen können getroffen werden:

- Rein rechnerische Untersuchungen zum Erdbebenverhalten von Mauerwerksgebäuden basierend auf den nach Eurocode 8 ausgerichteten Erdbeben- und Tragwerksnormen in Mitteleuropa geben zu pessimistische Schadensprognosen (siehe Lang (2002)), die im Widerspruch zum beobachteten Verhalten vergleichbarer Bauten bei stärkeren Erdbeben im Ausland stehen.
- Rechnerische Nachweise versagen demzufolge bereits unter Bemessungsgrößen, die gegenüber den Spitzenbodenbeschleunigungen abgeminderte Einwirkungsvorgaben darstellen.
- Der Widerspruch zwischen den immer weiter steigenden Einwirkungsparametern, den Ergebnissen von Berechnungen und dem tatsächlichen (beobachteten) Bauwerksverhalten konnte auch durch experimentelle Untersuchungen bis dato nur begrenzt gelöst bzw. in Ansätzen plausibel beantwortet werden. Inwieweit die an Wandelementen gewonnenen Versuchsergebnisse, das nichtlineare räumliche Verhalten zu beschreiben vermögen, darf als offen gelten. Erschwerend kommt hinzu, dass sich die Vielfalt der Bestandsgebäude einer Typisierung entziehen, der auf experimentellem Wege entsprochen werden könnte
- Es fehlen alternative Untersuchungen, um das Verhalten von Mauerwerksbauten wirklichkeitsnah beschreiben zu können. Dazu gehören experimentelle Untersuchungen im Großmaßstab, d.h. die Auswertung von Erdbebenschäden und demzufolge eine erfahrungsgestützte Bewertung der Erdbebenwiderstandsfähigkeit.

Offenkundig bietet die Kopplung von analytischen und erfahrungsgestützten Bewertungsmethoden den Ansatz, um die Diskrepanz zwischen Modell und Beobachtung in einer für die Bauwerksnormung geeigneten Form lösen bzw. quantifizieren zu können.

Untersuchungen zum Verhalten von ungeschädigten Mauerwerksbauten in Abhängigkeit von der registrierten Bodenbewegung sind bis dato ausgeblieben. Auch die Analysen des Erdbebens vom 3. September 1978 konzentrierten sich bis dato auf die Rekonstruktion der Schadenssituation (vgl. Schwarz et al (2005), (2008a), (2008b)). Im Ergebnis der in 2003 initiierten Auswertungen im Hauptschadensgebiet Albstadt-Tailfingen liegen neben den Schadensfälle (mit Schadengraden bis in den Bereich starker Schäden) auch die „Positivbeispiele“ vor, d.h. die vom Erdbeben unbeeinträchtigten Objekte sind bekannt. Ihre Untersuchung dürfte ein gleichrangiger Stellenwert zuzuweisen sein.

Die 1978 aufgetretenen Schäden sind bautechnisch eher verknappt und vornehmlich in einer versicherungstechnisch orientierten Form ausgewertet worden. Diese Akten (und ev. detaillierten Schadensberichte) sind nicht mehr verfügbar. Insofern kann die für nahezu jedes Gebäude vorhandene globale Schadensbeschreibung nur in Einzelfällen auf Grundlage der in Bauämtern vorhandenen Bauanträge in der konkreten Schädigung nachvollzogen werden.

Abb. 1 gibt ein Beispiel, das nach Aufbereitung der Grund- auf Aufrisse in den Aussenfassaden die beobachtete Rissstruktur widerspiegelt. Die so aufbereiteten Gebäude sind für die Nachrechnung und den Vergleich der Leistungsfähigkeit aktueller (mehr oder weniger marktoffener Programme) prädestiniert.

Abb. 1: Rissstrukturen eines Bestandsgebäudes (vgl. Abb. 2; Abb.11 bezieht sich auf die Südseite, Bild links unten)

5 VORGEHENSWEISE DER ANALYTISCHEN SCHADENSPROGNOSE VON UNBEWEHRTEN MAUERWERKSBAUTEN

5.1 Aufbereitung der Bestandsdaten

Mit der Zielstellung einer bestandsgenauen (mikroskaligen) Bauweisen- und Schadenskartierung wurde im Stadtgebiet Albstadt-Tailfingen eine detaillierte Bauwerksaufnahme durchgeführt und Baupläne sowie andere (verfügbare) Bestandsdaten recherchiert. Die Erhebung konzentriert sich u.a. auf:

– die vorherrschenden Bauweisen gemäß der getroffenen Typisierung (vgl. Beinersdorf et al. (2009));
– den Grad der Schädigung, die Rissstruktur usw. (vgl. Abb. 1);
– die Qualität der Dokumentation und Nachvollziehbarkeit der Gebäudemerkmale;
– die Vergleichbarkeit der Bauweise bei unterschiedlicher Streubreite der Schädigung.

Mit einer systematischen Reinterpretation des Bauwerksverhaltens in Abhängigkeit von konstruktiven Besonderheiten der Bauweisen und Kenngrößen (Schubwandflächen) wurde nach Herausarbeitung der für eine Nachrechnung geeigneten Mauerwerksgebäude begonnen (siehe Abschnitt 6).

5.2 Bewertungs-Tool (BLM)

Aus den Grundrissen werden Pläne digitalisiert und somit bereits Eingabedateien für die semi-empirische und analytische Untersuchung mit dem BLM-Tool (EDAC, 2002) vorbereitet (Abb. 2). Das im Zusammenhang mit der Bewertung von Wohn- und Schulgebäuden in Zentralasien entwickelte BLM-Tool ermöglicht eine Bewertung der Erdbebenwiderstandsfähigkeit von Lehm- und Mauerwerksgebäuden in drei Datenebenen (siehe Schwarz et. al (2004), (2005)):

– *Konstruktive Parameter (Ebene 1*): Nach Eingabe der Parameter aller Vollgeschosse werden einzelne Kenngrößen wie z.B. Wandstärken, Öffnungsbreiten oder Masse- und Steifigkeitsverteilung im Grund- und Aufriss untersucht.
– *Torsion (Ebene 2):* Für die bei unsymmetrischen Grundrissen torsionsbeanspruchten Bereiche wird der Grad der Mehrbelastung ermittelt.
– *Kapazitätsanalyse (Ebene 3):* Durch die Anwendung der statisch-nichtlinearen „Pushover“-Analyse wird die Kapazitätskurve des Bauwerkes ermittelt; für eine definierte seismische Einwirkung kann die zu erwartende Schädigung über die Schadensgrade der EMS-98 beschrieben werden. Es wird im Wesentlichen auf die von Lang (2002) vorgeschlagene Methodik zurückgegriffen.

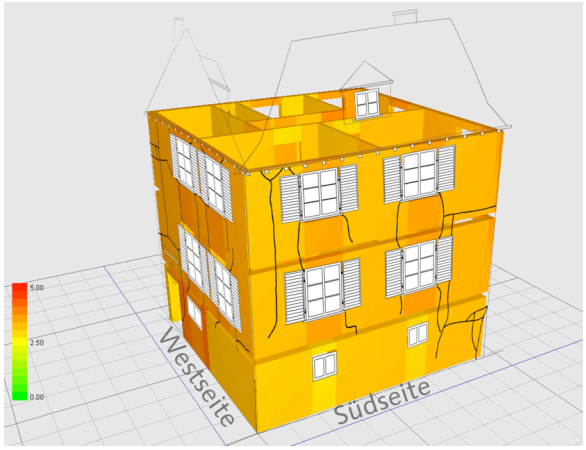


Abb. 2: Vergleich des mit BLM (erfahrungs- und verhaltensbasiert) bestimmten Schadensgrades mit dem beobachteten Schadensbild (siehe auch Abb. 1, Abb. 3)

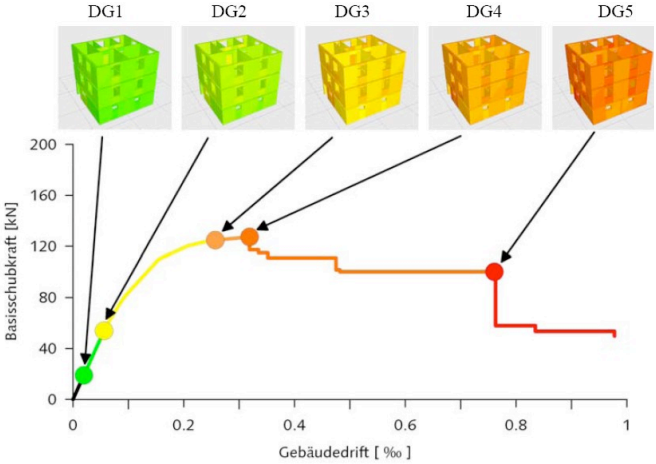


Abb. 3: Kapazitätskurve des Gebäudes aus Abb. 2; Zuordnung der verschiebungsabhängigen Einsatzpunkte und Bereiche von Schadensgraden DG_i (Schwarz (2008))

Die Informationen aus den unterschiedlichen Ebenen des Modells werden in ein Gesamtbild zusammengeführt, das kritische Bereich im Bauwerk lokalisiert und durch Schadensmuster ergänzt werden kann. In der Gesamtbewertung fließen die Bewertungsergebnisse der einzelnen Ebenen ein. Umfang und Lage der Schäden bzw. kritischen Zonen innerhalb des Gebäudes können anschaulich dargestellt werden (Abb. 2).

Für die Nachrechnung werden für die von Schwarz et al. (2008a) herausgearbeiteten Mauerwerkstypen repräsentative Gebäude ausgewählt. Für diese Bestandsgebäude werden die im Grundriss und Aufriss maßgeblichen Geometrie- und Konstruktionsmerkmale anhand der Archivdaten aufbereitet. Nachfolgend wird auf die Ergebnisse der *Kapazitätsanalyse (Ebene 3*) stellvertretend für die analytische Untersuchung Bezug genommen. Die beiden Tragrichtungen werden getrennt betrachtet.

5.3 Qualität der Bodenbewegung

Der Interpretation der analytischen Ergebnisse sind neben den im Beitrag diskutierten Problemen einer realistischen Modellbildung erhebliche Grenzen durch die Unschärfe auf der Einwirkungsseite gesetzt. Es sei der Versuch einer Annäherung an die Stärke des Erdbebens und die zugehörigen Bodenbewegungen unternommen. Zunächst darf unterstellt werden, dass die Intensität: des Erdbebens I_0 = VII-VIII (7.5) mit den instrumentellen Magnitudenbestimmungen (M_L = 5.7, M_W = 5.1) plausibel korreliert bzw. nicht im Widerspruch zu stehen scheint. In der Regel fehlen Messungen im Bereich der größten Schütterwirkungen. Es fehlen auch belegbare Daten, um über genaue Gebäudenachrechnungen das Modellergebnis an der Wirklichkeit spiegeln zu können. Dies gilt auch für das Albstadt-Beben von 1978.

Die im Untersuchungs- und damit auch Epizentralgebiet aufgetretenen Bodenbeschleunigungen dürften mit großer Wahrscheinlichkeit größer gewesen sein als die durch die DIN 4149 für Zone 3 ausgewiesene Bemessungsbeschleunigung (a_{gR} = 0.8 m/s²).

Eine Überprüfung der in der Europäischen Strong-Motion-Bibliothek (Ambraseys et al. (2004)) lässt bei der Suche nach herdnahen Beschleunigungsaufzeichnungen die bestehende Datengrenzen erkennen. Unter Vorgabe eines Magnitudenbereichs von M_W = 5.1 ± 0.2 und von Entfernungen kleiner 10 bis 20 km (als Suchkriterien) können die Spitzenbodenbeschleunigungen zwischen 0.2 bis 3.5 m/s² (mit Schwerpunkt zwischen 0.3 und 0.8 m/s²) ermittelt werden. Für die Untersuchungen wird ein Erwartungsbereich von a_g = 1.0 bis 2.0 m/s² festgelegt.

Da die analytischen Untersuchungen ausschließlich mit der Pushover-Analyse (POA) verbunden sind, und sich somit der Schädigungszustand aus einem Schnittpunkt der Einwirkung auf der (von den Bauwerksmerkmalen abhängigen) Kapazitätskurve ableiten lässt (Abb. 4), steht und fällt die Prognose mit der Spektrumform.

Während die Spitzenbodenbeschleunigung im Fels vornehmlich die Skalierung des Amplitudenniveaus bewirkt, wird der qualitative Spektrumverlauf in der normtypischen Darstellung durch die Kontrollperioden und Bodenfaktoren festgelegt. Mit dem Konzept der geologie- und untergrundabhängigen Spektren wird in DIN 4149: 2005 für deutsche Erdbebengebiete ein sehr leistungsfähiges Instrumentarium zur Verfügung gestellt, das mit den eine mit den 6 Untergrundklassen differenzierte Beschreibung der Standortbedingungen in Albstadt ermöglicht (vgl. Beinersdorf et al. (2009)).

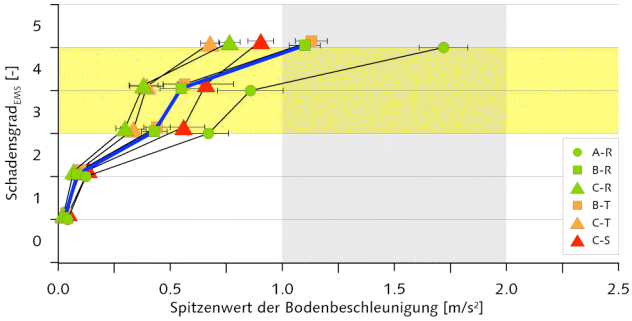


Abb. 4: Zuordnung der für die charakteristische Untergrundklasse erforderlichen Beschleunigungen zur Generierung des beobachteten Schadensgrades; Vergleich zwischen Analyse (Prognose) und dem Erwartungsbereich (Beobachtung) für Beispiel aus den Abb. 1 bis 3 (vgl. auch No. 3 in Abb. 7 bzw. 9)

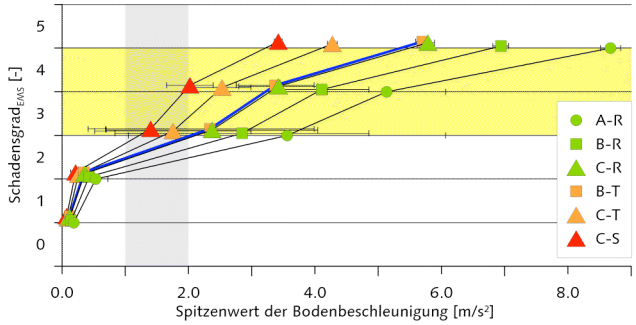


Abb. 5: Vergleich zwischen Analyse (Prognose) und dem Erwartungsbereich für Beispiel No. 1

5.4 Ermittlung der verschiebungsbasierten Schadensgrade und Probleme der Modellbildung

Im Ergebnis der instrumentellen Standortanalysen (u,a. Amstein et al. (2005)) kann jedem Gebäude eine charakteristische Untergrundklasse zugeordnet werden (Schwarz et al. (2008)). Wie die durchgeführten Auswertungen für die verschiedenen Mauerwerkstypen bzw. Verletzbarkeitsklassen bestätigen, besteht ein Zusammenhang zwischen den beobachteten Schadensgraden und den durch DIN 4149: 2005 eingeführten Untergrundklassen (vgl. Beinersdorf et al. (2009)). Durch Angaben zu den für bestimmte Schadensgrade verantwortlichen Beschleunigungen, differenziert nach den mit DIN 4149: 2005 konformen Spektren, können die einwirkungsabhängigen Prognosen gegenübergestellt werden. Im Beispiel Abb. 4 wäre der beobachtete Schadensgrad D3 (D4) (gelb schraffiert) bei Beschleunigungen um 0.5 m/s² erreicht. Da die Erwartungswerte (blau schraffiert) um den Faktor 2 bis 4 größer sind, ließe sich ein Korrekturfaktor sowohl auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite einführen.

Im Rahmen der Untersuchungen wird für jedes der (bis dato 35) aufbereiteten Bestandsgebäude die Schädigung unter allen durch DIN 4149: 2005 differenzierten Untergrundklassen ermittelt (Abb. 5). Die Streubreite für jeden Schadensgrad (Horizontallinie) erklärt sich durch die separate Betrachtung der aussteifenden Wände in Längs- und Querrichtung, der Mittelwert wird durch das Symbol der Untergrundklasse gekennzeichnet. Je größer der horizontale Streifen, desto unterschiedlicher sind die Eigenschaften in den beiden Tragrichtungen. Desto unsicherer sind auch die Prognosen, wenn die Tragrichtungen getrennt betrachtet werden. Die Unterschiede in den Ergebnissen prägen sich erst bei höheren Schadensgraden deutlicher aus.

Wie die Beispiele verdeutlichen werden bei der Untergrundklasse für „reinen“ Fels (A-R) höhere Schadensgrade erst bei sehr großen Beschleunigungen generiert (vgl. Abb. 5). Um den Schadensgrad 3 und größer hervorzubringen, unterscheiden sich die Spitzenwerte der Bodenbeschleunigungen für die einzelnen Untergrundklassen um den Faktor 2 und größer.

Der vertikale Streifen gibt den zuvor diskutierten Erwartungswert der Bodenbeschleunigung; der horizontale Streifen steht für den tatsächlich aufgetreten Schadensgrad. Im Idealfall sollte sich das Ergebnis der Analyse im Schnittpunkt beider Streifen, d.h. von Einwirkungs- und Reaktionsseite, einstellen.

Wie sind die nun Auswertungen zu interpretieren? In den durchgeführten Untersuchungen (gemäß Abb. 5) treten verschiedene Situationen auf:

- Der Idealfall (**Fall „I“**) tritt ein; der Erwartungswert der einwirkungsabhängigen Schädigung stimmt mit der real aufgetretenen überein. (Dies wäre auch im Hinblick auf die Modellbildung bzw. Leistungsfähigkeit des Rechenhilfsmittels (Tools) ein erfreuliches Ergebnis.)
- Die Analyse weicht in einer im Hinblick auf das Bauwerksverhalten optimistischen Form ab, d.h. der beobachtete Schadensgrad wird rechnerisch erst bei größeren Beschleunigungen erreicht (**Fall „O“).** Die Interpretation wird jetzt zur „Glaubensfrage“: Kann unterstellt werden, dass größere Beschleunigungen aufgetreten sein können, wäre das Modell (zumindest für die Parameterkonstellation im betrachteten Einzelfall) vertrauenswürdig. Anderenfalls würde das Rechenmodell zu optimistische (nichtkonservative) Ergebnisse liefern.
- Die Analyse weicht in einer im Hinblick auf das Bauwerksverhalten pessimistischen Form ab (**Fall „P“**). Es ließe sich die Argumentation von Fall „O“ unter anderem Vorzeichen wiederholen. Kann unterstellt werden, dass das Modell zu ungünstige Ergebnisse liefert, wäre hier eine Anpassung erforderlich, die dem Gedanken des „Gebäudefaktors“ nahe käme.

– Als extrem ist der Fall zu betrachten, wenn die kein oder nur minimaler (in der Regel nichtstruktureller) Schaden beobachtet wurde und die Analyse selbst bei geringer Bodenbewegung Schäden prognostiziert (**Fall „E“**).

Die Bilder 4 und 5 zeigen die Ergebnisse der Analysen für zwei Gebäude, von denen auch eine genaue Reinterpretation der tatsächlich aufgetretenen Schädigung möglich ist (vgl. Bilder 2 und 10). Sie stehen für die Fall „P“ (Abb. 4) bzw. „0“ (Abb. 5)

Zu den wesentlichen Unsicherheiten der Modellbildung und damit der Ergebnisse gehören neben der Einwirkung (Bilder 4, 5), die Lastverteilung im Gebäude, die Tragrichtung der Decken und somit die Größe der auf die tragenden Wänden wirkenden Vertikallasten. Das Beispiel in Abb. 6 zeigt, wie sich die Schadensprognose verändert, wenn die Deckenlast abgemindert wird. Die hier vorgestellten Ergebnisse beziehen sich auf die Variante einer Referenzlast „RL“, sie sind somit in der Prognose konservativ.

Die allgemeine Vorgehensweise der Modellierung besteht in einer Substruktierung der durch die Öffnungen gestörten Wände; Unterschiede resultieren ausder Art ihrer (rahmengleichen) Kopplung bzw. des äquivalent unterstellten Zusammenwirkens. Es ist klar, dass eine einheitliche Öffnungsstruktur die Modellbildung über geschosshohe Wände erleichtert und die Diskrepanz zwischen Modell und Realität hier wohl am stärksten begrenzt werden kann. Dies gilt umso mehr, wenn diese Eigenschaften in beiden Gebäudeachsen gelten bzw. die Gebäude überhaupt in beiden Gebäuderichtungen von vergleichbarer Widerstandsfähigkeit (infolge der Schubflächenanteile) sind.

Betrachtet man solche Gebäude als primär vertrauenswürdig, wären sie bei der Bewertung der Analysen besonders zu wichten. Die vorliegenden Auswertungen zeigen, dass es gerade bei diesen Gebäuden zu einer eher pessimistischen Schadensprognose kommt, d.h. die Schäden treten bereits bei geringen Bodenbeschleunigungen auf.

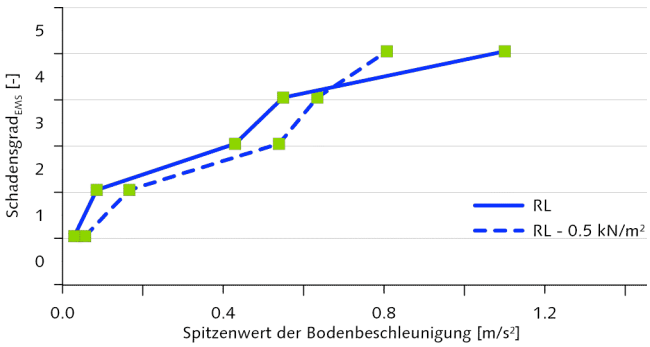


Abb. 6: Einfluss der Deckenlast auf die Schadensprognose (RL-Referenzlast) für Gebäude No. 3 (vgl. Abb. 4, Abb. 10)

5.5 Vergleich zwischen Analyse und Beobachtung

Wie die Fallunterscheidung bereits vermuten lässt, führen die Untersuchungen bei strikter Einhaltung der vereinbarten Modellierungsgrundsätze ohne spezifische Anpassung an die Bauwerksgegebenheiten (dazu zählt auch die Vernachlässigung von Wänden, die eine Wandmindestdicke unterschreiten) zu Ergebnissen, die sich einer Generalisierung entziehen.

In Abb. 7 wird der Versuch einer vergleichenden Darstellung von 35 Gebäuden unternommen. Der tatsächlich aufgetretene Schadensgrad wird zunächst nach der Bauweise angegeben (• Holzbalkendecke, Typ 1; • Stahlbetondecke, Typ 2). Für unterschiedliche Bodenbeschleunigungen wird der Schadensgrad unter Ansatz der charakteristischen Untergrundklasse und des zugehörigen DIN-Spektrums (blaue Kurven in Abb. 4 bis Abb. 6) ermittelt. Die aus den Analysen bestimmten Schadensgrade können nur in einem Streubereich angegeben werden, der rein methodisch durch die separate Betrachtung der Tragrichtungen (x, y) zu erklären ist. Die Punkte geben hier gemittelte Bodenbeschleunigungen für die möglichen Schadensgrade. Die Bandbreite zeigt sich in den Beispielen (Abb. 4, Abb. 5) als Horizontallinie, die die untergrundabhängigen, für die Schädigung verantwortlichen Beschleunigungen markiert. Große Bereiche stehen für unregelmäßig ausgesteifte Gebäude. Je größer der Bandbreie, umso größer die Unterschiede in den beiden Tragrichtungen und unbestimmter ist die Qualität der Prognose. In Abb. 7 werden die ermittelten Schadensgraden für Bodenbeschleunigungen zwischen 1.0 bis 2.0 m/s² wiedergegeben.

Berechnungen wurden für Bodenbescheunigungen zwischen 0.2 und 4.0 m/s² in durchgeführt, so dass sich die einwirkungsabhängige Annäherung an die Beobachtung nachvollziehen lässt Die wesentliche Aussage lautet, dass es keine Beschleunigung gibt, mit der sich die Gesamtheit der Gebäudeschäden zutreffend erklären ließe.

Auffällig ist der Unterschied im Verhalten der beiden Mauerwerkstypen. Der beobachtete Schaden (DG 1978) liegt bei Typ 2 unter den durch die Analysen prognostizierten Schadensgraden (DG BLM). In der *erfahrungsgestützten* Gesamtbewertung fließen die Bewertungsergebnisse der einzelnen Ebenen ein. Es ist somit möglich, den Umfang und die Lage der Schäden (kritische Zonen) innerhalb des Gebäudes anschaulich darzustellen. Derzeit aufbereitete Beispiele verdeutlichen, dass die Schadenszonen durchaus zutreffend prognostiziert werden (vgl. Abb. 2 und Abb. 11), hingegen das räumliche Zusammenwirken nur unter bestimmten Bedingungen modellseitig zutreffend abgebildet wird.

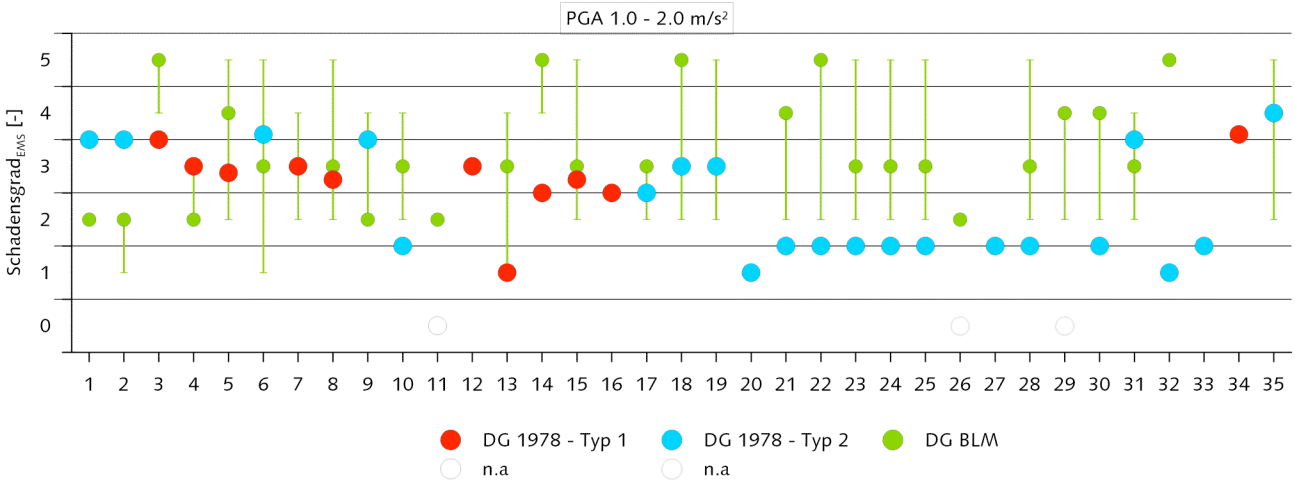


Abb. 7: Vergleich der 1978 beobachteten Schadensgrade („DG 1978“) mit den für beide Tragrichtungen mittel BLM separat berechneten („DG BLM“); Auswertung von 35 unbewehrten Mauerwerksgebäuden (n.a. – nicht berechnet)

Die Tendenzen in den Ergebnissen sind mit den konkreten Gebäudeeigenschaften abzugleichen. Nicht unerwartet bestätigt sich, dass die Schwierigkeiten einer plausiblen Analyse dann bestehen, wenn ein unregelmäßiges und unsymmetrisches Aussteifungssystem vorhanden ist, beispielsweise eine Außenwand ohne Öffnungen. Dies trifft auch für Gebäude mit stark aufgelösten Wänden und sehr unregelmäßiger Öffnungsstruktur zu. Hier entziehen sich die Unregelmäßigkeit und damit auch die irreguläre Konstruktion einem belastbaren analytischen Untersuchungsansatz.

Insofern ist man bei solchen Bestandsgebäuden wohl eher darauf angewiesen, auf eine Nachrechnung zu verzichten und stattdessen dem nachweislich gutmütigen (zu großen Teilen völlig schadensfreien) Verhalten durch andere „erfahrungsgestützte“ Bewertungskriterien Rechnung zu tragen. Dies bedeutet die weitere Umsetzung einer mit den bisherigen Regeln kompatiblen Fragestellung: Gelingt es, Kennwerte, Parameter und konstruktive Mindestmerkmale so zu beschreiben, bei deren Einhaltung – in Vorwegnahme des unterstellt positiven Gebäudeverhaltens - auf rechnerische Nachweise verzichtet werden kann.

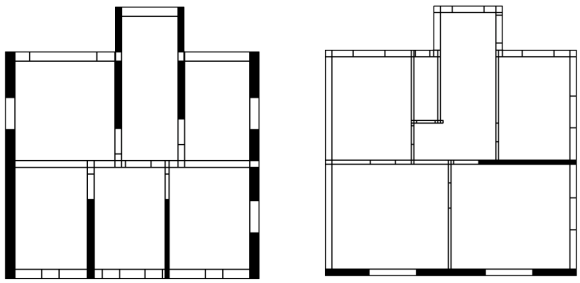
Dies ist auch die Brücke, die das Erdbebeningenieurwesen bzw. Erdbebennormen für den unbewehrten Mauerwerksbau errichten kann. Sie besteht darin, Bauwerkseigenschaften vorzuschreiben. In Eurocode 8 finden sich in 9.7 Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ („Simple Masonry“), die im Entwurf zum Nationalen Anhang (E DIN EN 1998-1/NA) differenzierter gestaltet sind. (Zu verweisen ist auf Tabelle NA 11 (Tabelle 9.3 in EN 1998-1) „Empfohlene zulässige Anzahl von Vollgeschossen über Grund und Mindestquerschnittsfläche von Schubwänden“.)

6 NORMENTAUGLICHE UMSETZUNG DER ERGEBNISSE

6.1 Kenngrößen zum Verzicht auf rechnerische Nachweise

Im Rahmen erster Untersuchungen wurde mit entsprechenden Auswertungen begonnen. Der derzeitige Bearbeitungsstand (von 35 Bestandsgebäuden der Hauptbauweisen in unbewehrtem Mauerwerk) ist wie folgt zu kennzeichnen:

Aus den Archivmaterialien wurden insbesondere die Gebäude (mit vorliegenden Schadensberichten) und alle Gebäude mit detaillierter Skizzierung der Schädigung (fassadenweise genaue Widergabe Rissstruktur u.ä.) aufbereitet. Als tragende Mauerwerkswände in Zone 3 werden nach DIN 4149: 2005 nur die mit Wanddicken t ≥ 175 mm und einer Mindestlänge berücksichtigt. Die so als tragend zu betrachtenden Wände werden in ihren Schubflächenanteil ausgewertet (vgl. Schema in Abb. 8).



(a) EGy (b) 1OGx

Abb. 8: Schematische Darstellung zur Ermittlung der in den beiden Haupttragrichtungen als mitwirkend betrachteten Schubwände (hier Gebäude No. 1 in Abb. 9)

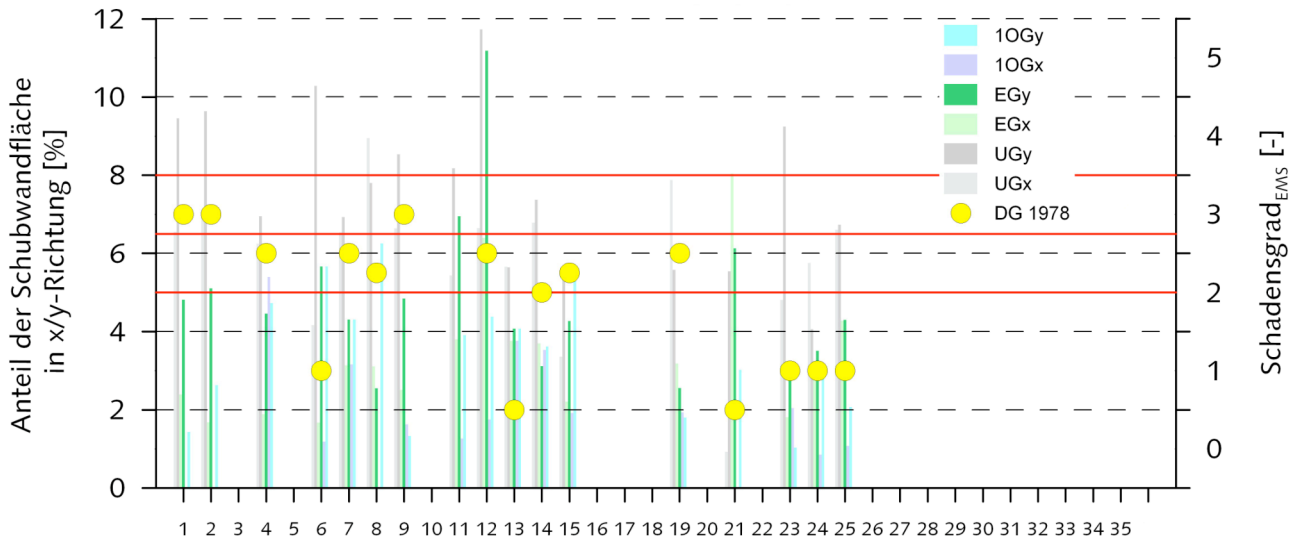


Abb. 9: Prozentuale Anteile der Schubwände an den Grundrissflächen (UG,EG, OG= Unter-, Erd- und Obergeschoss); Vergleich mit den empfohlenen Mindestwerten nach DIN 4149 (rote Horizontallinien); Darstellung der Ergebnisse für 3-geschossige Wohngebäude in unbewehrtem Mauerwerk; die beobachteten Schadensgrade folgen aus der Reintrepretation des Albstadt-Erdbeben und wurden neu zugeordnet (vgl. Schwarz et al. (2005), Schwarz et al. (2008))

Die Einzelbeiträge in den beiden Hauptragrichtungen (hier: längs/quer bzw. x/y) werden für jedes Geschoss separat aufsummiert (vgl. Abb. 8).Die Flächen werden auf die Geschossfläche bezogen (Parameter Schubflächenanteil/Geschoss) und können so dem Schadensgrad gegenübergestellt werden. Abb. 9 zeigt die Auswertungen für die 3-geschossigen Gebäude. Bewertungskriterien wäre nach DIN 419 ein von der Steinklasse und Geschosszahl abhängiger Grenzwert (rote Horizontallinie). Da eine Einordnung der Qualität des lokalen Baumaterials (poröser Bims, Tuffstein) noch aussteht, werden die Grenzwerte für alle drei Steinklassen angegeben. Der Mindestwert nach EC 8 würde im vorliegenden Fall einheitlich bei 5 % liegen.

Aus den Untersuchungen kann geschlussfolgert werden, dass ein Großteil der untersuchten Gebäude einen Schubflächenanteil im Bereich der Grenzwerte bzw. darunter besitzen. In keinem Fall ist ein kritischer Schadensgrad (größer D3) aufgetreten. In den Geschossen sind unterschiedliche Eigenschaften vorhanden, so dass über die Geschosshöhe die Forderung durchgängiger Schubwände nicht erfüllt wird.

Eine endgültige Interpretation bedarf offenkundig weitergehender Untersuchungen, so auch der Skalierung auf eine einheitliche Bodenbewegung; sie sollte erst nach Auswertung weiterer Bestandsdaten erfolgen. Dabei wären primär die (in der Regel ungeschädigten) Gebäude zu betrachten, die der letzten Baugeneration angehören. Zur Aufwandreduzierung kann sich auf die “ungünstigsten Fälle“ (Bauwerke der höchsten Verletzbarkeit auf Standorten der Untergrundklasse (C-R) konzentriert werden.

Zu empfehlen sind Untersuchungen, die die Verbindung zwischen den Schadensdaten 1978 und dem damaligen Gebäudebestand mit den konkreten Festlegungen der NA zu EN: 1998-1 ermöglichen. Die in den Tabellen 9.2 und 9.3 für die Parameter und geforderten Nachweise gegebenen Kenngrößen wären zu überprüfen, inwieweit ihre Einhaltung auch am Maßstab des damaligen Bauwerksbestandes mit konkreten geringen oder keinen Schadenswerten in Verbindung zu bringen ist.

6.2 Konzept eines „Gebäudefaktors“

Von Schwarz (2008) wird in einem Beitrag zum Thema „Modellierung und Wirklichkeit im Erdbebeningenieurwesen - zur Bedeutung verhaltens- und erfahrungsgestützter Nachweismethoden“ in Spiegelung der langjährigen Normungsarbeit für deutsche Erdbebengebiete und gestützt auf die Auswertung der Schadenfälle des Albstadt-Erdbebens erstmals die Frage nach Sinnfälligkeit eines „Gebäudefaktors“ gestellt. Es werden Untersuchungen angeregt, um die aus dem räumlich-nichtlinearen Gebäudeverhalten folgenden, modellseitig offensichtlich kaum fassbaren Effekte auf der Basis von Erfahrungswerten normenseitig einführen zu können. Dieser noch zu präzisierende „Gebäudefaktor“ ist rein konzeptionell nicht mit dem Duktilitätsfaktor gleichzusetzen, wie er u.a. aus experimentellen Untersuchungen gewonnen wird. Er impliziert vielmehr das reale Verhalten und stellt einen Bewertungsmaßstab und auch ein Korrektiv gegenüber den derzeit verwendeten Modellen und Bewertungshilfsmitteln (u.a. Lang, 2002) dar.

Wie dargestellt werden kann, muss der „Gebäudefaktor“ als ein übergreifendes Konzept verstanden werden, das ausgehend von den konkreten Beobachtungen erfahrungsgestützt (*experience-based*) entwickelt werden muss, so dass durch die Vergleiche konkreter Bauwerksparameter mit den Erfahrungswerten grundsätzlich auf einen Nachweis verzichtet werden kann. Insofern bildet das Konzept des „Gebäudefaktors“ eine Ergänzung zu den vereinfachten Regeln, die die konkreten Beobachtungen aufnehmen und auf dieser Grundlage keine weitere Faktorenfestlegung erforderlich machen.

Ein „Gebäudefaktor“, der dem realen Verhalten Rechnung trägt, würde demzufolge eine Modell- bzw. Einwirkungskalibrierung voraussetzen. Die Modellkalibrierung bezieht sich dabei auf die ermittelten Verletzbarkeits- bzw. Verschiebungsfunktionen; die Einwirkungskalibrierung beinhaltet die Festlegung eines effektiven Einwirkungsfaktors. Grundlage bildet der beobachtete Schadensgrad (vgl. Abb. 2) bzw. das aus den Archivdaten erhobene Schadensbild. (Bilder 1,2). Ergänzend zu den negativen Beispiele, d.h. den geschädigten Objekte, wäre auch der weitaus größere Bestand ungeschädigter Gebäude zu untersuchen. Es wäre zu klären, welche Elemente zum schadensfreien Erdbebenverhalten beigetragen haben.

Der Gebäudefaktor im Sinne eines längerfristig für verschiedene Untersuchungsrichtungen offenen Konzeptes, impliziert somit den Effekt eines Faktors, der das Einwirkungsniveau grundsätzlich reduziert oder zu einer Einstufung führt, für das jeweilige Gebäude auf einen Nachweis verzichten zu können; unabhängig von ihrer konkreten Zonenlage. Der „Gebäudefaktor“ ist also primär als Konzept aufzufassen und weniger dahingehend zu interpretieren, dass konkrete Zahlenwerte vorzulegen sind. Insofern würde aber die Festlegung von Zahlenwerten eine konzeptionelle Klarheit über die mit diesem Faktor verbundenen Elemente erfordern.

Der Gebäudefaktor stände damit als übergreifender Rahmen über den Detailuntersuchungen, die aus der Kapazitätsbemessung und den durch experimentelle Untersuchungen zu präzisierenden Verhaltensfaktoren folgen. Insofern sind die Detailuntersuchungen des Verhaltensfaktors abzukoppeln von einer durch die Beobachtung gestützten Bewertung des realen Verhaltens von Mauerwerksbauten, die konstruktive Mindeststandards erfüllen. Es besteht somit im Grunde genommen Bedarf an einer Gesamtkonzeption, die die verschiedenen Elemente in ihrem Datenfluss und in ihrem Informationsgewinn zur Bewertung des Verhaltens von Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen erkennen lässt.

7 WEITEFÜHRUNG DER UNTERSUCHUNGEN

Wie eingangs erwähnt, sind als Ausgangspunkt für die Nachweisanforderungen die geforderten Verhaltensziele unter den Normeinwirkungen zu setzen. Sie sind in der aktuellen Generation von Erdbebenbaunormen rein konzeptionell durch zwei Bemessungserdbeben unterschiedlicher Wiederkehrperiode beschrieben, dem Beben der Schadensbegrenzung und dem hier maßgeblichen Beben der Versagensverhinderung bzw. Standsicherheit. Diesem Bemessungserdbeben muss ein Gebäude ohne lokales oder globales Versagen widerstehen, ohne Verlust der Tragfähigkeit und mit Erhalt der Tragstruktur. Das Verhaltensziel bedeutet, dass die Schadensgrade D5 (Kollaps) bzw. D4 (Teileinsturz) auszuschließen wären. Beim Albstadt Erdbeben 1978 haben alle Gebäude (ohne normseitige veranlasste Erdbebenvorkehrungen) dieses Ziel erreicht. Trotz der zu unterstellenden großen Bodenbewegung war der Schaden moderat bzw. gering.

Derzeit werden die Berechnungen der mit BLM untersuchten Bestandsgebäude mit dem Programm 3MURI-Tool (siehe auch Galasco et al. (2004)) wiederholt, das ein räumliches Zusammenwirken der Wände und Decken berücksichtigt. Abb. 10 zeigt den Vergleich der Berechnungen des Beispiels von Abb. 4 für die maßgebliche Untergrundklasse. (B-R). Der beobachtete Schadensgrad wird im Erwartungsbereich größerer Beschleunigungen prognostiziert.

Die Definition der Schädigung in 3MURI korrespondiert nicht mit den Schadensgraden der EMS-98, so dass im Beispiel von Abb. 10 eine Zuordnung durch die Autoren erfolgt. Schäden in Mauerwerk werden in 3MURI über insgesamt 8 Versagensformen farblich unterschiedlich gekennzeichnet, von denen die vier nach Analyse (in beiden Richtungen, siehe Abb. 11(a), (b)) zu erwartenden in Abb. 11(c) erläutert sind. Auf dieser Grundlage sei abschließend die Frage aufgeworfen, inwieweit neben der Bestimmung des Beschleunigungsniveaus auch die Überprüfung der zutreffend bestimmten Versagensstruktur als notwendiges Bewertungskriterium heranzuziehen ist.

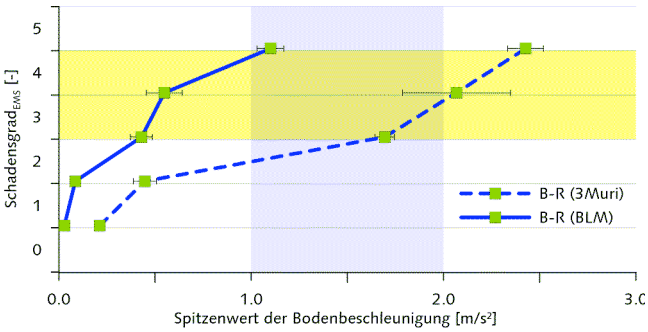
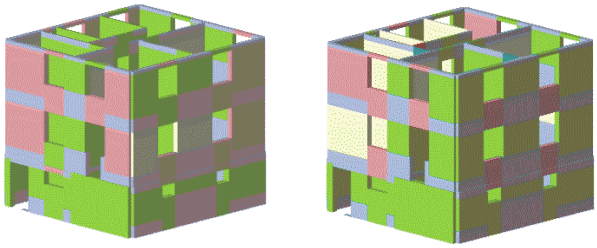


Abb. 10: Vergleich der Schadensprognose für Gebäude No 3 (vgl. Abb. 1) infolge unterschiedlicher Software-Tools



(a) x-Richtung ↗ (b) y-Richtung ↖

3MURI (original):

Undamaged

Shear failure

Bending damage

Rigid Joints (no damage possible)

c) Vergleich der Schäden aus Analyse mit den beobachteten Schädigungsmustern (hier 1 bis 6)

Abb. 11: Ergebnisse der Berechnung mit 3MURI (Zeile oben) und nachträgliche Interpretation der Schadensmuster bzw. Rissstrukturen für die Südseite des Bestandsgebäude No. 3 (vgl. Abbildungen 1, 2 und 10)

Abb. 11 vermittelt zunächst einen Eindruck von der in 3MURI Modellierung und Schadenkennzeichnung. Wie die Interpretation der Schädigungsmuster (1-Vertikalriss über mehrere Geschosse, 2-Horizontalriss in Deckenebene; 3 – kein Schubriss; 4-Schubriss in ungestörten Bereichen; 5,6-kein Schaden) und der Vergleich mit der Analyse erkennen lassen, wird nur in einigen Wandbereichen (6 = undamaged) die reale Schädigung antizipiert. Hier bietet das BLM.-Tool offenkundig Vorteil (vgl. Abb. 2). Mit der Analyse der Bestandsgebäude (vgl. Abb. 7) wurde zum Zeitpunkt der Beitragsabfassung begonnen, so dass eine Generalisierung der aus den beiden Untersuchungslinien (BLM, 3MURI) abzuleitenden Schlussfolgerungen (auch im Hinblick auf den Gebäudefaktor) noch nicht erfolgen kann. in jedem Fall ist es erforderlich, die analytische Schadensprognosen an dem real beobachteten Verhalten zu spiegeln

Inwieweit „verbesserte“ Modelle zum realen Schadensgrad führen, und welche Beschleunigungen zur Erklärung herangezogen werden können, ließe sich anhand der vorliegenden Datenbasis über „Blind Tests“ von Einzelobjekten oder die systematische Anwendung weiterer Programme bzw. mauerwerkstypischer Elemententwicklungen (Schwarz et al. (2009)) überprüfen.

8 LITERATUR

Abrahamczyk, L., Langhammer, T. & Schwarz, J. (2005), Erdbebengebiete der Bundesrepublik Deutschland - eine statistische Auswertung, Bautechnik 82 (2005), Heft 8, 500-507.

Ambraseys, N., Douglas, J., Sigbjörnsson, R., Berge-Thierry, C., Suhadolc, P., Costa, G. &, Smit, P. (2004), Dissemination of European Strong-Motion Data, Vol. 2 using Strong-Motion Datascape Navigator. 2004.

Amstein, S., Lang, D.H., Schwarz, J. (2005), Schütterwirkung historischer Erdbeben und aktuelle Anwendungsgebiete für das Erdbebeningenieurwesen. 82 Bautechnik 9, 641-656.

Beinersdorf, S., Schwarz, J. & Langhammer, T. (2009), Auswertung des Abstadt-Erdbebens vom 3. September 1978-empirsiche Bewertung der Verletzbarkeit von Mauerwerksbauten, D-A-CH Tagung 2009, SIA-Dokumentation, dieses Heft

DIN 4149: 2005: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Ersatz für DIN 4149-1:1981-04 und DIN 4149-1/A1:1992-12, April 2005.

E DIN EN 1998-1/NA1:2009 Nationaler Anhang –National festgelegte Parameter- Euroode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben –Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau. Entwurf, Februar 2009.

EDAC (2002), BLM - Bewertungstool für Lehm- und Mauerwerksbauten. http://www.edac.biz/index.php?id=47

Lang, K. (2002), Seismic Vulnerability of Existing Buildings, Dissertation, ETH Zürich

Schwarz, J. (2008), Modellierung und Wirklichkeit im Erdbebeningenieurwesen - zur Bedeutung verhaltens- und erfahrungsgestützter Nachweismethoden. In *Festschrift anlässlich des 80. Geburtstages von Prof. Erhard Hampe (1928-1998) - Spuren und Erinnerungen*, Schriftenreihe IKI, Heft 013, S. 159-184.

Schwarz, J., Kaufmann, Ch., Langhammer, T., Swain, T.M. Khakimov, Sh. & Tulaganov, B. (2004), Evaluation and strengthening of public buildings after the Kamashi (Uzbekistan) earthquakes in 2000 and 2001. LEHM 2004 - 4th International Conference on Building with Earth, Dachverband Lehm, 234-247.

Schwarz, J., Langhammer, T. & Kaufmann, Ch. (2005), Quantifizierung der Schadenspotentiale infolge Erdbeben - Teil 1: Rekonstruktion des Bebens in der Schwäbischen Alb vom 3. September 1978. Bautechnik 82 (2005) 8, 520-532.

Schwarz, J., Beinersdorf, S. , Swain, Th. , Langhammer, T., Leipold, M.; Kaufmann, Ch. & Wenk, Th.. (2008), Realistic Vulnerability and Displacement Functions for Masonry Structures derived from Damaging Earthquakes in Central Europe. Proc. WCEE 2008, Paper 05-04-0060.

Schwarz, J., Swain. T. & Leipold, M. (2009), Performance of Typical German Masonry Houses due to Earthquake Impact – Part II: Analytical Vulnerability (in preparation for Earthquake Spectra).

3MURI (2009), Non-Linear Seismic Analysis of Masonry Structures S.T.A.Data (s.a. Galasco, A.; Lagomarsion, S., Penna, A. and S. Resemini, 13th WCEE, Vancouver, 2004 Paper 843

Erdbebenverletzbarkeitsfunktionen von einem typischen Schweizer Mauerwerksgebäude

Clotaire Michel[1], Eric Lattion[2], Marcelo Oropeza[1] und Pierino Lestuzzi[1]
[1]Applied Computing and Mechanics Laboratory (IMAC), EPFL, Lausanne
[2]Abteilung Bauingenieurwesen, EPFL, Lausanne

1. EINLEITUNG

Mehrere Studien haben gezeigt, dass circa zwei Drittel der Gebäude in Schweizer Städten (Aigle, Visp, Renens) aus Mauerwerk und ohne Berücksichtigung der Erdbebensicherheit gebaut wurden (z. B. Ballif et al. (2009)). Es ist nicht möglich, alle diese Strukturen zu ertüchtigen. Da die Schweiz ein Land mittlerer Seismizität ist, ist anzunehmen, dass viele dieser Mauerwerksgebäude ausreichend horizontalen Widerstand mitbringen. Deshalb braucht man die genaue Verletzbarkeit dieser Gebäude, um das Erdbebenrisiko genauer bestimmen zu können.

Im Gegensatz zu empirischen Beziehungen, die mit Makro-Intensität ausgedrückt werden, ermöglichen moderne verformungsbasierte Verfahren die dynamischen Eigenschaften der Gebäude zu berücksichtigen und basieren auf Ergebnissen moderner Berechnungen der Erdbebengefährdung, den spektralen Amplituden. Lang und Bachmann (2003) schlugen ein verformungsbasiertes Verfahren (Verfahren Lang) vor, in dem eine jede Tragwand mittels einer bilinearen Kapazitätskurve dargestellt wird. Diese vereinfachte Methode resultiert in realistischen Schätzungen der Verschiebekapazität und wird mit der hier vorgeschlagenen Methode verglichen. Ausserdem ist es heutzutage möglich, nichtlineare Computersimulationen von Mauerwerksgebäudes mittels Makroelement-Modellen durchzuführen (Galasco et al. (2004)), z. B. mit dem Programm 3Muri, Die grösste Unsicherheit betreffen die Materialeigenschaften des Mauerwerks, die sehr schwer zu bestimmen sind, aber benötigt werden, um relevante Modelle zu erstellen. Pläne der Gebäude sind nicht immer verfügbar und zusätzlich kann sich die Steifigkeit des Mauerwerks mit der Zeit ändern (Schäden, Alterung, usw.).

Nun kommt die Bewertung eines leicht geschädigten Gebäudes am meisten auf seine Eigenfrequenzen an, die sehr schwer korrekt zu bestimmen sind. Die Messung von Gebäudeschwingungen ermöglicht, das genaue Verhalten der Gebäude bei kleinen Amplituden zu verstehen (z. B. Michel et al. (2009)). Die Messung von Vibrationen in Strukturen unter Umweltrauschen ist eine einfache Methode, um die modalen Parameter, d.h. Eigenfrequenzen, Dämpfungswerte und modale Formen, zu bestimmen. Mehrere Wissenschaftler haben gezeigt, dass die Eigenfrequenzen schwankten, als die Schwingungsamplitude anstiegen (Dunand et al. (2006), Calvi et al. (2006)).

In diesem Artikel wird vorgeschlagen, pseudo-dynamische Versuche im ELSA Laboratorium (Ispra, Italien) zu benutzen (ESECMASE (2008)), um zu erklären, wie sich Eigenfrequenzen von Mauerwerksgebäuden mit der Vergrösserung der Amplitude vermindern. Dann wird es möglich, das dynamische Verhalten bei kleinen Amplituden zu benutzen, um das Verhalten unter Erdbeben abzuschätzen. Dieses Verfahren wird hier an Hand eines Mauerwerksgebäudes in Visp veranschaulicht.

2. BESCHREIBUNG DES GEBÄUDES

In diesem Artikel wird ein Mauerwerksgebäude untersucht, das 1959 gebaut wurde. Es hat drei Obergeschosse und ein Untergeschoss (Abb. 1). Die Tragwände wurden in Backsteinmauerwerk und die Decken in Stahlbeton ausgeführt. Der Grundriss ist

Abb. 1: Das untersuchte Gebäude.

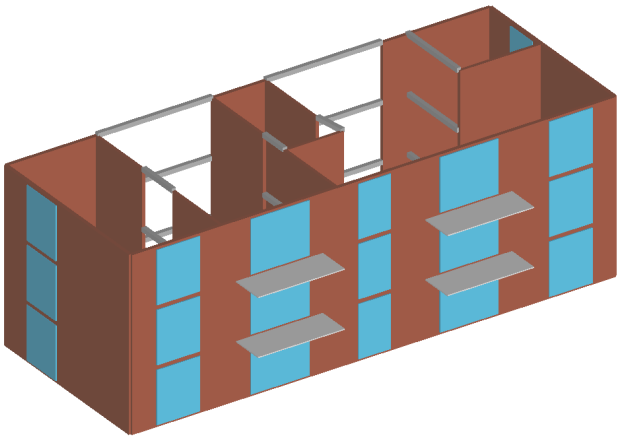


Abb. 2: Das Makoelement-Modell des Gebäudes.

22 m x 9 m und die Stockwerkshöhe beträgt 2.6 m. Die Tragwände der Fassade und die Innenwände sind 15 cm breit.

Das Verfahren nach Lang (2003) und ein Makroelement-Modell (Galasco et al. (2004)) mit der Software 3Muri wurden verwendet, um die Grundschwingzeit und die Verschiebekapazität zu bestimmen; abschliessend wurden die Ergebnisse der Verfahren miteinander verglichen. Die Abb. 2 zeigt das Makroelement-Modell des Gebäudes. In beiden Verfahren wurde die Steifigkeit um 50% vermindert, um der Öffnung von Rissen Rechnung zu tragen. Die Höhe des Momentennullpunktes, die eine der wichtigsten Parameter im Verfahren nach Lang ist, wurde bei einer Stockwerkshöhe getroffen. Die berechneten Grundschwingzeiten sind in Tab. 1 zusammengefasst. Das Verfahren nach Lang resultiert in kleineren Werten als das 3Muri-Modell, während die Rayleigh-Methode mit der Steifigkeitsmatrix eines Biegeträgers dieselben Werte wie das 3Muri-Modell ergibt.

Alle Grundschwingzeiten liegen auf dem Plateau des Beschleunigungsspektrums für Visp, das im Zuge einer Mikrozonierung bestimmt wurde und bei 5% Dämpfung eine maximale Spektralbeschleunigung von 6.3 m/s^2 hat (Crealp (2005)). Deshalb wird die Spektralverschiebung $S_d = 0.16 \cdot T^2$ sehr empfindlich gegenüber der genauen Grundschwingzeit sein.

Aufgrund der kleineren Grundschwingzeiten sind die Fliessverschiebungen (s. Tab. 2) auch kleiner für das Verfahren nach Lang als diejenigen, die aus dem

Richtung	Grundschwingzeit (s)	
	Lang	3Muri
Longitudinal	0.24	0.38
Transversal	0.21	0.29

Tabelle 1: Grundschwingzeiten, die gemäss dem Verfahren nach Lang und anhand des Makroelement-Modell berechnet wurden.

Verschiebung (cm)	Lang	3Muri
d_y^y (DG2)	0.23	0.5
d_u^y (DG4)	1.15	1.30
d_u^y (DG5)	1.15	2.69

Tabelle 2: Verschiebekapazität (transversale Richtung) gemäss dem Verfahren nach Lang und anhand des Makroelement-Modells.

3Muri Modell bestimmt wurden; dies trifft insbesondere auf die longitudinale Richtung des Gebäudes zu. Die Fliessverschiebung würde einem Schädigungsgrad 2 gemäss EMS98 (DG2) entsprechen (Grünthal et al. (1998); Risk-UE (2003)). Die Bruchverschiebung ist für beide Methoden ähnlich, wenn das Versagen der ersten Wand (DG4) betrachtet wird. Sie ist aber viel grösser für das Makroelement-Modell, wenn der Einsturz des Gebäudes betrachtet wird (DG5).

3. BESTIMMUNG DER EIGENFREQUENZEN

Hinsichtlich des finanziellen Erdbebenrisikos sind in Ländern mässiger Seismizität die mässigen Schädigungsgrade sehr wichtig. Für diese Grade ist die Grundschwingzeit der wichtigste Parameter, um einen präzisen Wert der maximalen Verschiebung berechnen zu können. Verschiebungsbasierte Verfahren wie das Verfahren nach Lang oder das 3Muri Makroelement-Modell setzen voraus, dass die elastische Grundschwingzeit eine Konstante ist und geben deshalb keine gute Schätzungen der Schädigungsgrade 1 und 2 gemäss EMS98, obwohl sie gute Schätzungen für die höchsten Schädigungsgrade liefern.

3.1 Schwingungsmessungen bei schwacher Anregung

Die genauen Eigenfrequenzen bei kleinen Amplituden können mittels Erschütterungsmessung in dem Gebäude einfach bestimmt werden. In dem hier untersuchten Gebäude wurden ca. 25 Min. Vibrationen an acht Punkten der Struktur und einem Punkt ausserhalb des Gebäudes (Referenzpunkt) mit der Messausrüstung des Schweizerischen Erdbebendienst (SED) gemessen. Die gemessenen Signale von neun Lennartz 3C 5s Sensoren wurden mit neun Quanterra Stationen mit einer Abtastrate von 200 Hz digitalisiert. Für die Auswertung wurde die *Frequency Domain Decomposition* (FDD, Brincker et al. (2001)) eingesetzt. Anhand der Messergebnisse wurden die Eigenfrequenzen und die modalen Formen bestimmt. Das Signal-Rausch-Verhältnis war in diesem Fall leider sehr klein, deshalb wurden nur die Übertragungsfunktionen zwischen dem obersten Stockwerk und dem Referenzpunkt berechnet, um die Eigenfrequenzen zu bestimmen. Für die Quer- und

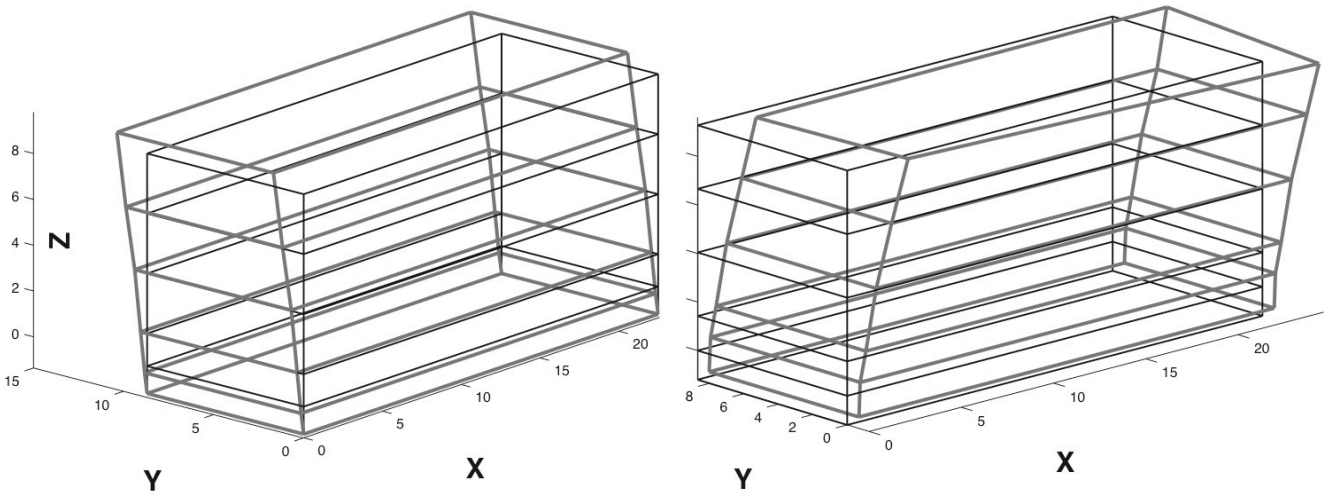


Abb. 3: Experimentell bestimmte modale Formen des Gebäudes (Links: Querrichtung; Rechts: Längsrichtung).

Längsrichtung der Struktur wurden die folgenden fundamentalen Eigenfrequenzen und –perioden bestimmt: Querrichtung: (4.4±0.1) Hz oder (0.227±0.006) s; Längsrichtung: (5.1±0.1) Hz oder (0.196±0.004) s. Die modalen Formen (Abb. 3) zeigen keine Torsionsbewegung. Die Verteilung der Verschiebungen sieht triangulär in den modalen Formen aus, wie es auch das Verfahren nach Lang annimmt. Aufgrund des schwachen Signal-Rausch-Verhältnisses war es nicht möglich, die Dämpfungswerte zu bestimmen.

3.2 Schwankung der Eigenfrequenzen

Wenn die Amplituden ansteigen, wie es z. B. während eines Erdbebens der Fall ist, werden die Risse sich öffnen und die effektive Steifigkeit und damit auch die Eigenfrequenz vermindert (Dunand et al. (2006); Calvi et al. (2006)). Um diese Reduktion zu quantifizieren, braucht man experimentelle Versuche. Im Zuge des ESECMASE Projekts (2008) wurde eine Mauerwerksstruktur mit zwei Geschossen unter pseudo-dynamischer Belastung im ELSA Laboratorium (Ispra, Italien) getestet. Die Tragwände waren in Backsteinmauerwerk und die Decken in Stahlbeton ausgeführt. Diese Struktur ist repräsentativ für ein Einfamilienhaus im Nord-Europa. Die Belastung wurde von einer maximalen von 2%g auf 22%g gesteigert. Die Eigenfrequenzen während der verschiedenen Versuche (ESECMASE, 2008) wurden bezüglich der Frequenz am Anfang des Versuchs normalisiert (Abb. 4). Trotz einer grossen Streuung zeigt diese Abbildung, dass die Form der Schwankung ungefähr dieselbe bleibt, egal welche Schäden am Anfang des Versuchs vorhanden waren. Das heisst, dass die Eigenfrequenz für kleine Amplituden Information hinsichtlich der Schäden enthält. Als Frequenz-Amplituden-Beziehung wird ein trilineares Modell vorgeschlagen, dass mittels linearer Regression bestimmt werden kann (Abb. 4).

Wenn die Stockwerksschiefstellung weniger als D_0=1.6 10^{-6} ist, bleibt die Eigenfrequenz konstant (schwache Anregung). Dann vermindert sie sich langsam ohne Schäden bis zum D_1=5 10^{-4}. Dieser Wert entspricht wahrscheinlich dem ersten Schädigungsgrad gemäss EMS98. Nach diesem Punkt vermindert die Eigenfrequenz sich schneller bis zu ungefähr ihrem halben anfänglichen Wert. In dieser Region verliert aber die Eigenfrequenz ihre Bedeutung, weil sie die Kraft nicht mehr direkt mit der Verschiebung verknüpft.

Calvi (1999) schlägt eine Stockwerksschiefstellung bei Fliessbeginn (DG2) von 10^{-3} vor, die gemäss Abb. 4 einer 35% Reduktion der Frequenz entspricht. Es wird hier angenommen, dass diese Reduktion nur von den Materialeigenschaften abhängt, und deshalb auch wahr für das untersuchte Gebäude ist. Es ist dann möglich den „elastischen“ Wert der Eigenfrequenz, d. h. bei Fliessbeginn, mit dem aus den verschiebungsbasierten Verfahren berechneten Eigenfrequenzen und den gemessenen Werten bei kleinen Amplituden zu verknüpfen. Die Eigenfrequenzen des 3Muri-Modells sind 22% und 48% kleiner als die gemessenen Frequenzen in transversaler und longitudinaler Richtung. Verglichen mit Abb. 4 (35%), unterschätzt 3Muri vielleicht den longitudinalen Wert während das Verfahren nach Lang die Eigenfrequenzen diese vermutlich überschätzt, da es ähnliche Werte wie die Messungen unter Umweltrauschen liefert.

4. MODELL

Anhand eines vereinfachten 1D-Modells mit drei Freiheitsgraden für jedes Stockwerk (2 Horizontal- und 1 Rotationsfreiheitsgrad) wird die Beantwortung des Gebäudes während eines Erdbebens berechnet. Die lineare Verschiebungsantwort {U(t)} eines solchen Modells kann anhand der modalen Parametern (Eigenfrequenzen, Dämpfung und modale Formen) berechnet werden.

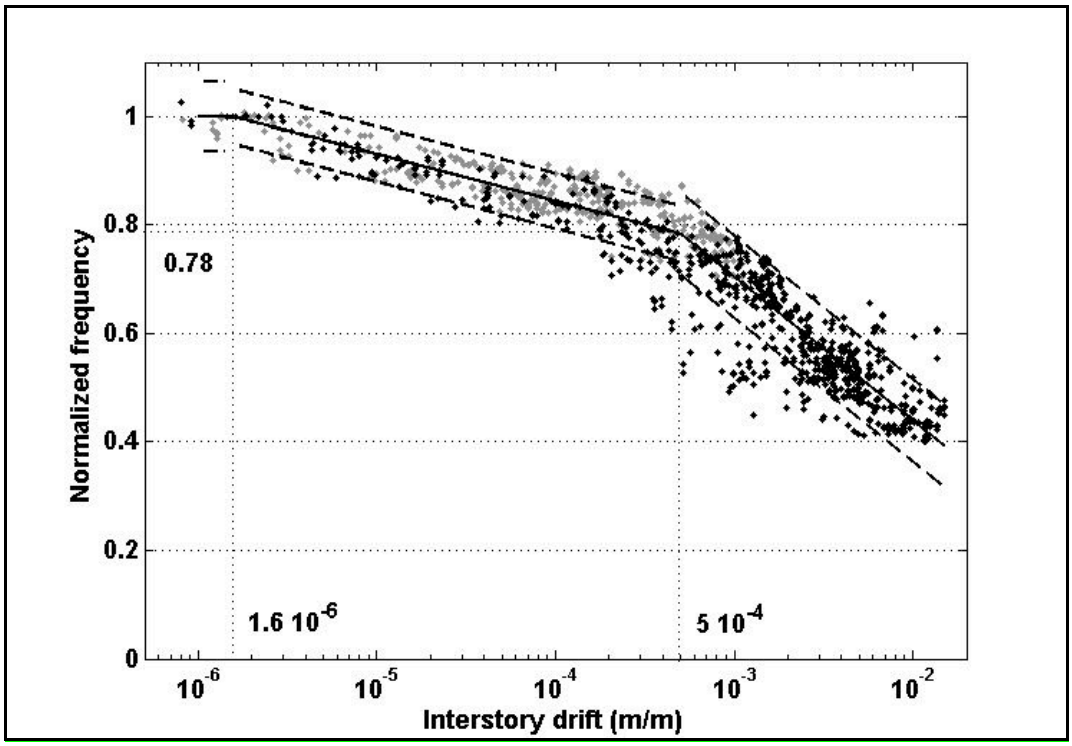


Abb. 4: Frequenz-Stockwerkschiefstellungs-Beziehung aus den ELSA Versuchen an Backsteinmauerwerksgebäuden: Graue Punkte: Versuche mit 2%g bis 10%g. Schwarze Punkte: Versuche mit mehr als 12%g. Regression (durchgezogene Linie) mit 80% Konfidenzintervall (gestrichelte Linien).

$$\{U(t)\} = [\Phi]\{h(t)\} + \{\Delta\}U_S(t) \quad (1)$$

wobei [Φ] die modale Formen, Δ der Richtungsvektor und $U_s(t)$ der Erdbebenzeitverlauf sind. h(t) wird wie folgt berechnet.

$$\forall j \in [1, N]$$
$$h_j''(t) + 2\xi_j\omega_j(t)h_j'(t) + \omega_j^2(t)h_j(t) = -p_j U_S''(t) \quad (2)$$

wobei ω_j die Eigenkreisfrequenzen, die sich mit den Amplituden ändern, ξ_j die Dämpfungswerte und p_j die Partizipationsfaktoren sind. Diese Gleichung wird mit Hilfe des Newmark-Verfahrens gelöst.

Hier wird die Dämpfung konstant (5%) gewählt, die Modalformen, die ebenfalls als konstant angenommen werden, resultieren aus den Messungen. Diese Annahmen sind vermutlich korrekt für schwache Schädigungsgrade, aber sie werden weniger realistisch für schwere Schäden sein. Die lineare Formulierung wird schon in Michel et al. (2008, 2009) für schwache Erdbeben validiert. Im Modell folgen die Eigenfrequenzen der Frequenz-Amplituden-Beziehung, die aus den Messungen abgeleitet wurde. Dieses Modell ist deshalb nichtlinear aber noch elastisch, so dass es nur die kleinere Schädigungsgrade erklären kann. Insbesondere kann es keine Energieverluste abbilden.

Die Schädigungsgrade werden anhand von Limiten für die Stockwerksschiefstellung definiert, bzw. 5 10^{-4}, 10^{-3} und 3 10^{-3} (Calvi, 1999) für schwache, mässige und schwere Schädigungsgrade.

5. VERLETZBARKEITSFUNKTIONEN

Verletzbarkeitsfunktionen drücken die Wahrscheinlichkeit aus, dass ein gewisser Schädigungsgrad für eine bestimmte Erdbebenstärke überschritten wird. Der probabilistische Aspekt kommt daher, dass das Modell Unsicherheiten und Variabilitäten berücksichtigt und dass der Parameter, der die Erdbebensstärke charakterisiert, auch nicht jeden Aspekt des Bebens abbilden kann. Für verschiebungsbasierte Verfahren wird die Spektralverschiebung häufig als Abszisse der Verletzbarkeitsfunktionen benutzt. Da hier beabsichtigt wurde, während des Erdbebens relevante Eigenfrequenzen zu bestimmen, wird die Spektralverschiebung an der Frequenz der Struktur mit dem entsprechenden Schädigungsgrad benutzt.

Eintausend Berechnungen wurden durchgeführt. Jede basiert auf einem der Erdbebenzeitverläufe der European Strong Ground Motion Datenbank (Ambraseys et al., 2002), einer Massenmatrix, experimentell bestimmten modalen Parametern, einer Frequenz-Amplituden-Beziehung und einer Exzentrizität, um Torsion Rechnung zu tragen. Alle diese Parameter enthalten Unsicherheiten. Die maximale Stockwerksschiefstellung ergibt den Schädigungsgrad. Die Verteilung der Spektralverschiebung für jeden Schädigungsgrad ist mit einer logarithmischen Normalverteilung dargestellt. Diese Verteilung hängt von zwei

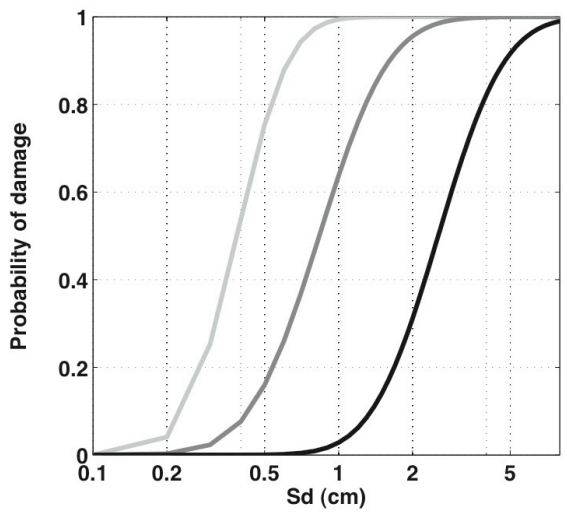


Abb. 5: Berechnete Verletzbarkeitsfunktionen für Schädigungsgrade 1, 2 und 3 gemäss EMS98.

Parametern ab: einem Median, der ungefähr die höchste Wahrscheinlichkeit hat, und einer log-normalen Streuungσ.

Die Unsicherheit der Limiten in der Stockwerksschiefstellung wird unabhängig betrachtet, deswegen können die Varianzen addiert werden. Aus einer Datenbank mit 41 Mauerwerkstragwände, die in Italien, Deutschland und in der Schweiz getestet wurden, wurde für die Fliessverschiebung eine Standardabweichung von σ=0.44 bestimmt. Dieser Wert wird für die Schädigungsgrade 2 und 3 benutzt. Die Unsicherheit im Schädigungsgrad 1 wird schon in der Unsicherheit der Frequenz-Amplituden-Beziehung berücksichtigt.

Die Abb. 5 zeigt die Verletzbarkeitsfunktionen des Gebäudes für die ersten drei Schädigungsgrade. Die Mediane dieser Funktionen können mit den Ergebnissen des 3Muri-Modells verglichen werden. Da die Fliessverschiebung ungefähr für den Schädigungsgrad 2 gilt, sind die mittels dieses neuen Verfahrens bestimmten Verschiebungen grösser als diejenigen des 3Muri-Modells. Die Auswertung der Schädigungsgrade 1 und 2 sind konsistent mit den Auswertungen der anderen Verfahren, während der Schädigungsgrad 3, für den das Modell nicht mehr gültig ist, sieht zu optimistisch aus. Dies ist der Fall, weil die Grundschwingzeit zu klein ist, um die Verschiebung des inelastischen Oszillators mit der Verschiebung des elastischen Oszillators (Regel der gleichen Verschiebungen) gleichzusetzen.

Schädigungsgrade	DG1	DG2	DG3
Schwingdauer (s)	0.28	0.32	0.38
Medianverschiebung (cm)	0.38	0.83	2.54
Variationskoeffizient	0.38	0.51	0.49

Tabelle 3: Charakteristiken der berechneten Verletzbarkeitsfunktionen.

Das Schädigungsrisiko für eine 475 Jahre Wiederkehrperiode kann einfach mit der Spektralverschiebung aus der Mikrozonierung bei der Eigenfrequenz des Gebäudes berechnet werden. Die Wahrscheinlichkeit der Schädigungsgrade 1, 2 und 3 sind 100, 90 bzw. 50%. Um den Verformungsbedarf zu berechnen, muss man den „Performance Point“ bestimmen. Wenn man einfacherweise die Regel der gleichen Verschiebungen anwendet, ist der Verformungsbedarf der Wert des elastischen Spektrums; gemäss Eurocode 8 ist der Verformungsbedarf jedoch erhöht. Das Verfahren nach Lang würde sehr verschiedene Schäden erreichen, je nach dem ob man als maximale Verschiebung die erste (schwere Schäden) oder die zweite (Einsturz des Gebäudes) Annahme trifft. Mit 3Muri, sind die Auswertungen fast ähnlich aber der totale Einsturz des Gebäudes wird nicht erreicht.

6. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Diese Studie beweist, dass die dynamischen Eigenschaften des Tragwerks im Betriebszustand auch zur Bestimmung der Erdbebensicherheit benutzt werden können. Eine experimentell bestimmte Frequenz-Amplituden-Beziehung wird vorgeschlagen, um zu berücksichtigen, dass die Eigenfrequenzen sich vermindern, wenn die Amplituden steigen. Dieses Verfahren ist interessant, da die Eigenfrequenzen das Verhalten der Strukturen kontrollieren, wenn die Schäden nicht zu gross sind. Diese Annahme könnte auch für Gebäude mit anderen Eigenschaften benutzt werden, z. B. Stahlbetongebäude. Sie benötigt aber noch eine Validierung, z. B. mittels einer Studie von geschädigten Strukturen nach einem Erdbeben.

Weitere Arbeiten werden versuchen, die Unsicherheiten, die mit dieser Methode verbunden sind, genauer zu quantifizieren. Damit sollen für verschiedene Gebäudetypen und auch einzelne Gebäude Variationskoeffizienten bestimmt werden.

Der Vergleich mit verschiebungsbasierten Verfahren zeigt, dass die Grundschwingzeit nicht immer gut bei diesen Methoden bestimmt ist. Das vorgeschlagene Verfahren kann die kleine Schädigungsgrade besser bestimmen aber eine Kopplung mit einem Verschiebungsverfahren ist notwendig, um alle Verletzbarkeitsfunktionen zu berechnen. In diesem Verfahren ist die Bruchverschiebung des Mauerwerks der wichtigste Parameter.

7. DANKSAGUNG

Diese Arbeit wurde dank des Projekts “Wirklichkeitsnahe Erdbebenverletzbarkeits- und Verschiebungsfunktionen von Mauerwerksgebäuden” der VKF und das Projekt COGEAR des CCES

ermöglicht. Die Messungen wurden zusammen mit dem SED durchgeführt. Die Autoren danken herzlich Katrin Beyer für die Korrektur der Sprache.

8. LITERATUR

Ambraseys, N., Smit, P., Sibjornsson, P., Suhadolc, P. & Margaris, B. (2002), Internet site for European strong-motion data, European Commission, Research Directorate General, Environment and Climate Program.

Brincker, R., Zhang, L. & Andersen, P. (2001), Modal identification of output only systems using Frequency Domain Decomposition, Smart Materials and Structures, 10, 441–445.

Ballif, G., Delli Gatti, M., Demierre, J. & Dufey, E. (2009), Vulnérabilité Sismique à grande échelle de la ville de Renens, Projet de semestre Master, EPFL-IMAC, Lausanne.

Calvi, G. M. (1999), A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings, Journal of Earthquake Engineering, 3(3), 411–438.

Calvi, G. M., Pinho, R. & Crowley, H. (2006), State-of-the-knowledge on the period elongation of RC buildings during strong ground shaking, Proceedings of the 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, paper 1535.

Crealp (Zentrum für Alpine Umweltforschung) (2005), Karten der Baugrundklassen der SIA261 Baunorm, Mikrozonierung Brig-Visp, www.crealp.ch.

Dunand, F., Guéguen, P., Bard, P.-Y., Rodgers, J. & Celebi, M. (2006), Comparison of the dynamic parameters extracted from weak, moderate and strong building motion, Proceedings of the 1st European Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, paper 1021.

ESECMaSE (Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe) (2008), D 8.3 Earthquake tests and analysis of the experimental results, Technical Report, Ispra, Italy.

Galasco A., Lagomarsino, S., Penna, A. & Resemini, S. (2004), Non-linear seismic analysis of masonry structures, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C..

Grünthal, G., Editor, (1998), European Macroseismic Scale 1998, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, volume 15.

Lang K. & Bachmann, H. (2003), On the seismic vulnerability of existing unreinforced masonry buildings, Journal of Earthquake Engineering, 7(3), 407–426.

Michel, C., Guéguen, P. & Bard, P.-Y. (2008), Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28(8), 593–604.

Michel, C., Guéguen, P., El Arem, S., Mazars, J. & Kotronis, P. (2009), Full scale dynamic response of a RC building under weak seismic motions using earthquake recordings, ambient vibrations and modelling, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, in press.

Risk-UE (2003), An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. WP4: Vulnerability of current buildings, European Project.

Schäden an Mauerwerksbauten beim Erdbeben vom 6. April 2009 in L'Aquila

Alessandro Dazio und Katrin Beyer
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 EINFÜHRUNG

Am Montag 6. April 2009, um 03:32:39 Uhr Ortszeit wurden die Abruzzen durch ein Erdbeben der Magnitude M_W=6.3 (Momenten Magnitude, Lokale Magnitude M_L=5.8) erschüttert. Das Hypozentrum lag etwa 5 Kilometer südwestlich der 70'000-Einwohner-Stadt L'Aquila, in einer Tiefe von lediglich etwa 9 Kilometern.

Infolge der Nähe zu einem relativ dicht besiedelten Gebiet, der geringen Tiefe, den starken Standorteffekten und der zum Teil älteren Bausubstanz hat das Erdbeben verheerende Konsequenzen gehabt. 305 Menschen haben ihr Leben verloren, mehr als 1'500 wurden verletzt und mehr als 15'000 Gebäude wurden beschädigt, was mehr als 70'000 Obdachlose zur Folge hatte. L'Aquila zählt zu den wichtigsten historischen Städten Italiens und das Erdbeben hat auch eine massive Beschädigung des Kulturerbes verursacht. Die meisten Schäden traten an älteren Gebäuden aus Bruchsteinmauerwerk auf. Grosse Schäden gab es aber auch bei moderneren Tragwerksarten wie z.B. Stahlbetonrahmengebäuden (meistens mit Ausfachungen aus unbewehrtem Mauerwerk) oder Stahlbetontragwandgebäuden.

Ein Erdbeben der Magnitude M_W=6.3 ist auch in der Schweiz jederzeit möglich. In den letzten 500 Jahren trat ein Erdbeben ähnlicher Magnitude etwa alle 100 Jahre im Wallis auf (SED, 2002). Zudem, hat die Bausubstanz, die in L'Aquila anzutreffen ist, gewisse Ähnlichkeiten mit der Bausubstanz, die an mehreren Orten in der Schweiz vorkommt. Somit ergeben vermutlich die Schäden in L'Aquila zum Teil eine gute Abbildung der Schäden, die in der Schweiz infolge eines ähnlichen Ereignisses zu erwarten sind. Aus diesem Grund hat die Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) unmittelbar nach dem Erdbeben eine Erkundungsmission nach L'Aquila geschickt. Das fünfköpfige[1] Erkundungsteam war am 15.-18. April 2009 in L'Aquila. Eine ausführlichere Darstellung der Beobachtungen des Erkundungsteams ist in Dazio et al. (2009) zu finden. Nach einer kurzen Diskussion der aufgetretenen Bodenbewegungen (Kap. 2), konzentriert sich hingegen dieser Beitrag auf Schäden, die an Mauerwerksbauten beobachtet wurden (Kap. 3). Es wird dabei zwischen alten Gebäuden aus Bruchsteinmauerwerk, alten Gebäuden aus Vollziegeln und modernen Gebäuden unterschieden. Schliesslich werden die wichtigsten Erkenntnisse in Kapitel 4 zusammengefasst.

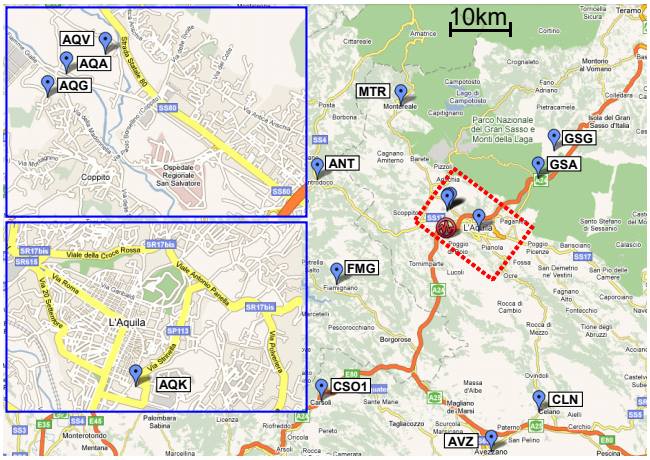


Abb. 1: Lokalisierung der Messstationen in der Nähe des Epizentrums und ungefähre Lage der Projektion der Bruchfläche an der Erdoberfläche gemäss Ameri et al. (2009).

2 AUFGETRETENE BODENBEWEGUNGEN

Um ein Gefühl zu vermitteln, wie gross die Erschütterungen waren, die die zum Teil grossen Schäden verursacht haben, werden in der Folge einige wichtige Aspekte der gemessenen Bodenbewegungen dargestellt und kommentiert. Zwölf der mehr als 50 Messstationen des Starkbebennetzes des Italienischen Zivilschutzes (DPC, 2009), die den Hauptstoss des Erdbebens erfasst haben, sind in der Karte in Abb. 1

1. Mitglieder des SGEB-Erkundungsteams waren: Prof. Dr. Alessandro Dazio (Leitung), IBK-ETHZ, Zürich; Dr. Katrin Beyer, IBK-ETHZ, Zürich; Friederike Braune, BAFU, Bern; Dr. Stefan Fritsche, SED-ETHZ, Zürich; Xavier Mittaz, sd ingénierie Dénériaz et Pralong Sion SA, Sion.

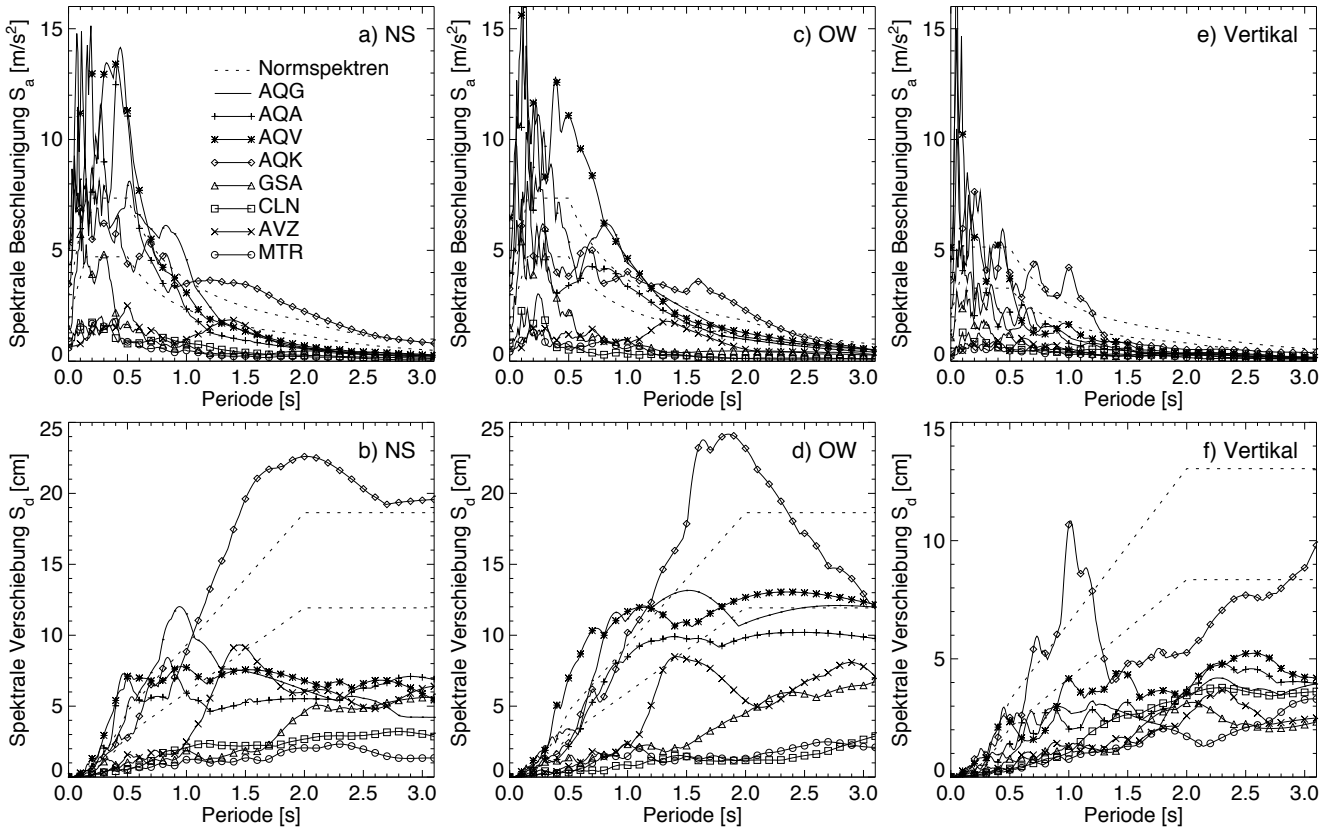


Abb. 2: Antwortspektren der an unterschiedlichen Standorten gemessenen Bodenbewegungen verglichen zu den Normspektren typisch für die italienische Erdbebenzone 2 und die schweizer Zone 3b (Spektren Typ I, BGK B nach CEN (2004)).

dargestellt. Ihre Epizentraldistanz variiert zwischen 4.4 und 35 km. Unter Berücksichtigung des in Ameri et al. (2009) geschätzten Herdmechanismus – es handelte sich um eine Abschiebung mit einem Streichen von 127° (d.h. NW-SO) und einem Fallen von 50° (d.h. nach SW) – befinden sich die 4 Messstationen, die dem Epizentrum am nächsten waren, innerhalb der Projektion der Bruchfläche an die Erdoberfläche. Ausser AVZ (BGK C) stehen alle Messstationen auf eher steifem Baugrund und die entsprechende Baugrundklasse (BGK) gemäss Eurocode 8 (CEN, 2004) ist entweder A oder B. Von den acht Stationen bei welchen die grössten Bodenbewegungen gemessen wurden, sind AQG, AQA, AQV, MTR und CLN Freifeld-Standorte, während AQK, GSA, FMG und AVZ sich innerhalb oder nahe an Gebäuden befinden. Bei den letzteren werden in der untersuchten Literatur allfällige Interaktionen mit der Struktur weder vermutet noch ausdrücklich ausgeschlossen.

2.1 Zeitverläufe

Die hier verwendeten Messdaten der Bodenbewegung stammen aus der ITACA Datenbank (WGI, 2009) und zeigen, dass nahe am Epizentrum die Starkbebenphase des Hauptstosses etwa 10 bis 15 s dauerte. Bei den Standorten AQV und AQK wurden die grösste Bodenbeschleunigung (6.5 m/s^2) bzw. die grösste Bodenverschiebung (0.13 m) erfasst. An diesen sowie an anderen Standorten zeigen die Zeitverläufe der Geschwindigkeit und der Verschiebung ausgeprägte lang-periodische Pulse am Anfang der Bewegung; dies ist typisch für Zeitverläufe, die nahe am Epizentrum gemessen wurden. Die vertikale Komponente der Bodenbewegung war an beiden Standorten signifikant, mit maximalen Beschleunigungen grösser als 0.5g und Verschiebungen bis etwa 4 cm. Bereits ab einer Epizentraldistanz von lediglich 18.0 bis 19.3 km, wie bei den Messstationen GSA und FMG der Fall, sinkt die Amplitude der Bodenbewegung stark im Vergleich zu den vier Stationen von L'Aquila, wobei die Bewegung bei FMG noch wesentlich kleiner als bei GSA ist. Diese Beobachtung widerspiegelt sich in den spektralen Ordinaten, die die verschiedenen Standorte charakterisieren, und die im nächsten Abschnitt diskutiert werden.

2.2 Spektren der gemessenen Bodenbewegungen

Abbildung 2 zeigt die Antwortspektren der Beschleunigung und der Verschiebung für die acht Messstationen von Abb. 1, bei welchen die grössten maximalen Bodenbeschleunigungen $a_{g,max}$ gemessen wurden. Bei den selben acht Stationen sind in der Regel auch die grössten Spektralwerte zu verzeichnen.

Die Spektren der Nord-Süd (NS), der Ost-West (OW) und der vertikalen Komponente der Bodenbewegung an jedem Standort werden separat dargestellt und mit elastischen Antwortspektren (Normspektren) des Typs 1 gemäss CEN (2004) verglichen. Die Normspektren sind für Baugrundklasse B und für die Bemessungsbodenbeschleunigungen a_{gd}=0.16g und 0.25g berechnet. Der erste Wert entspricht der seismischen Gefährdung von Zone 3b in der Schweiz (SIA 261, 2003), während der zweite Wert die seismische Gefährdung von Zone 2 in Italien charakterisiert, zu der L'Aquila gehört (OPCM n. 3431, 2005). Die Normspektren der vertikalen Komponente wurden hier, wie es die Schweizer Norm empfiehlt, als 0.7 Mal die Normspektren für die horizontale Komponente dargestellt, auch wenn eigentlich CEN (2004) für Antwortspektren der vertikalen Bewegung eine unterschiedliche Form vorschreibt.

Im Bezug auf die Antwortspektren von Abb. 2 können folgenden Bemerkungen gemacht werden:

- Die Spektralwerte der vier Standorte AQA, AQG, AQK, AQV sind in der Regel wesentlich grösser als die Spektralwerte der anderen Standorte; dies vor allem weil die Epizentraldistanz der ersteren wesentlich kleiner ist.
- Die maximal erreichte spektrale Beschleunigung beträgt knapp 18 m/s^2 (1.8g!) und wurde für die OW-Komponente von AQV (T=0.11 s) berechnet. Bei AQA, AQG, und AQV wurden für sehr viele Perioden T<0.5 s in beiden horizontalen Richtungen spektrale Beschleunigungen grösser 1g berechnet. Dies lässt vermuten, dass steifere Strukturen, wie z.B. Mauerwerksbauten oder Stahlbetontragwandgebäude, nahe am Epizentrum sehr grossen horizontalen Beanspruchungen ausgesetzt waren.
- Die maximal erreichte spektrale Verschiebung beträgt etwa 25 cm und wurde für die OW-Komponente von AQK (T=1.85 s) berechnet. Bei der OW-Komponente von AQG, AQK und AQV wurden für alle Perioden T>1.0 s spektrale Verschiebungen grösser 10 cm verzeichnet. Bei AQV and AQG wurden sogar auch für einige Perioden kleiner einer Sekunde solche spektrale Verschiebungen berechnet. Erfahrungsgemäss sollten weichere Tragwerke (z.B. mehrgeschossige Stahlbetonrahmengebäude, hohe Brückenstützen) spektrale Verschiebungen von 10 cm problemlos überstehen können, ausser "soft-storey" Effekte treten auf, die diesen ganzen Verformungsbedarf einem einzigen Stockwerk aufzwingen. Für steifere Tragwerke (z.B. Mauerwerksgebäude, Stahlbetontragwandgebäude, niedrige Stahlbetonrahmengebäude) kann hingegen sehr leicht ein Verformungsbedarf von 10 cm zu gross sein und zu grossen Schäden führen, vor allem wenn sich zusätzlich dazu solche Verformungen in einem Stockwerk konzentrieren.
- Über breitere Periodenbereiche liegen die Spektralwerte der vier Standorte AQA, AQG, AQK und AQV über den entsprechenden Ordinaten der Normspektren. Die Spektren von AQA, AQG und AQV sind vor allem grösser für Perioden kleiner gleich etwa 1 bis 1.5 s. Am Standort AQK ist hingegen eine starke Amplifikation der Bodenbewegung im Bereich zwischen etwa 1.5 bis 2.5 s (0.4-0.7 Hz) zu beobachten. Bei AQK wird vermutet, dass die tiefen Seeablagerungen des Baugrunds zu Standorteffekten geführt haben. Bereits De Luca et al. (2005) erwähnt, dass beim Stadtzentrum von L'Aquila Amplifizierungen der Bodenbewegung im Bereich von 0.5-0.6 Hz stattfinden. Die Daten, die zu den Beobachtungen von De Luca et al. (2005) geführt haben, stammen nicht aus der Messstation AQK sondern aus einer älteren Messeinrichtung. Diese letzten Bemerkungen untermauern die Hypothese der Standorteffekte gegenüber der Möglichkeit, dass eventuell bei AQK Boden-Bauwerk-Interaktions-Effekte die gemessenen Zeitverläufe im Vergleich zur Freifeldbewegung modifiziert haben könnten.
- Die Spektralwerte der weiteren Stationen (GSA, MTR, CLN, AVZ) liegen hingegen deutlich unterhalb der Normspektren. Lediglich bei GSA im tiefen Periodenbereich (T<0.4 s) und bei AVZ um T=1.5 s, trotz einer Epizentraldistanz von knapp 35 km, sind grössere spektrale Ordinaten zu verzeichnen. Im Fall von AVZ könnte es sich in Anbetracht des weicheren Baugrunds (BGK C) um eine lokale Amplifikation handeln.

Bei diesen Bemerkungen wurden lediglich die NS- und OW-Komponenten der Bodenbewegungen betrachtet. Eine Diskussion der Spektralwerte in beliebig rotierten Richtungen ist in Dazio et al. (2009) zu finden.

2.3 Wichtige Bemerkung

Der Hauptstoss des Erdbebens weist eine Magnitude auf, deren Wiederkehrperiode, auf regionaler Ebene betrachtet, wesentlich kleiner ist als 475 Jahre, welche zur Festlegung der seismischen Gefährdung in den Normen angenommen wurden. Trotzdem wurde im Abschnitt 2.2 beobachtet, dass die Antwortspektren bei den Standorten AQA, AQG, AQK und AQV über grössere Periodenbereiche die Normspektren überschreiten. Diese deutliche Überschreitung ist einerseits auf die sehr geringe Epizentraldistanz der Standorte und andererseits auf den probabilistischen Charakter der Prozedur, mit welcher Normspektren i. d. R. bestimmt werden, zurückzuführen. Diese Über-

Abb. 3: Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk am Bahnhofsplatz in L’Aquila.

Abb. 4: Palast aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckpfeilern aus behauenen Steinen im Stadtzentrum von L’Aquila.

schreitung ist somit keine Partikularität des Erdbebens von L'Aquila, sondern ist nahe am Epizentrum generell zu erwarten.

3 SCHÄDEN AN MAUERWERKSBAUTEN

Fast alle alte Gebäude in der vom Erdbeben betroffenen Region sowie die Kulturgüter sind Gebäude, deren vertikalen Tragelemente zum grossen Teil aus Bruchsteinmauerwerk bestehen. Es gibt aber auch mindestens ein älteres Gebäude in der vom Erdbeben betroffenen Region, dessen Wände aus Vollziegeln gemauert wurden. Bei neueren Gebäuden herrschen zwar Tragstrukturen aus Stahlbetonelementen vor, jedoch gibt es einzelne Mauerwerksgebäude mit modernen Backsteinen oder Betonsteinen. Da sich das Verhalten dieser drei Kategorien von Mauerwerksbauten während des Erdbebens sehr stark von einander unterscheidet, ist in der Folge je ein Abschnitt den drei verschiedenen Mauerwerksbauten gewidmet. Für eine Diskussion des beobachteten Verhaltens von Mauerwerksausfachungen von Stahlbetonrahmengebäuden wird hingegen auf Dazio et al. (2009) verwiesen.

3.1 Alte Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk

3.1.1 Typisches Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk

Typische Wohnhäuser aus Bruchsteinmauerwerk haben neben dem Erdgeschoss ein oder zwei Obergeschosse. Abbildungen 3 und 4 zeigen zwei dieser Bruchsteinmauerwerksgebäude. Das Gebäude in Abb. 3 ist ein einfaches Wohnhaus. Die angedeutete Rahmenstruktur ist lediglich Schmuck, d.h. die Eckpfeiler bestehen aus demselben Bruchsteinmauerwerk wie die Wände. Dies ist bei dem Palast in Abb. 4 anders: Hier sind die Eckpfeiler aus behauenen Steinen hergestellt. Die Decken dieser Häuser sind typischerweise Holzdecken und das Dach ein Ziegel

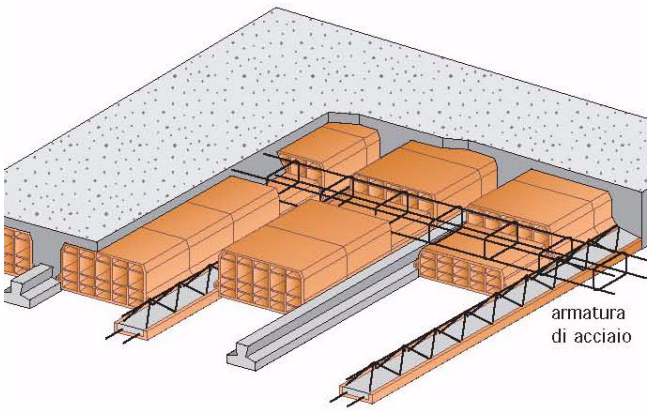


Abb. 5: In Italien häufig verwendetes Deckensystem aus vorfabrizierten bewehrten Betonbalken, Ziegeln, Bewehrungskörben und Ortsbetonüberdeckung (Bacco, 2009).

bedecktes Holzsparrendach. Einige Bruchsteinmauerwerksgebäude hatten jedoch auch die in Italien sehr häufig verwendete Deckenstruktur aus vorfabrizierten Betonträgern, eingelegten Ziegelsteinen und Bewehrungskörben und einer Ortsbetonüberdeckung (Solaio in latero-cemento, wird in der Folge als SLC-Deckensystem bezeichnet). Ein ähnliches System, das Hourdis-Deckensystem, ist auch in der Schweiz zu finden.

Abbildung 5 zeigt eine schematische Zeichnung des SLC-Deckensystems mit seinen wesentlichen Komponenten. Dieses Deckensystem findet sowohl in alten als auch neuen Gebäuden Verwendung. Bei dem eher älteren Bruchsteinmauerwerksgebäude in Abb. 6 ist nicht bekannt, ob diese Decken nachträglich eingebaut wurden, um alte Holzdecken zu ersetzen oder ob sie von Anfang an Teil der Tragstruktur waren. Im ersteren Fall ist es vermutlich sehr schwer, eine gute Verbindung zu den Wänden herzustellen. Es ist daher möglich, dass die Decke nicht wirklich als Zugelement wirkt und damit auch nicht die Integrität des Gebäudes sicherstellen kann. Im ungünstigsten Fall kann es

Abb. 6: SLC-Deckensystem in einem eingestürzten Bruchsteinmauerwerksgebäude in Onna.

Abb. 8: Eingestürztes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem stehengebliebenen Wohnhaus aus Betonsteinen.

Abb. 7: Wohnpalast im Stadtzentrum von L'Aquila mit Versagensmechanismus aus der Ebene.

Abb. 9: Schwer beschädigtes Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk neben einem praktisch unbeschädigtem Gebäude aus Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachung.

daher sein, dass sich das Ersetzen einer Holzbalkendecke durch eine Decke des SLC-Systems ungünstig auf das Verhalten des Gebäudes auswirken kann, da die Masse aber nicht unbedingt der Widerstand des Gebäudes erhöht wird.

3.1.2 Bruchsteinmauerwerk ohne Zugelemente

Das Verhalten von Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurde massgeblich davon beeinflusst, ob gut verankerte Zugelemente vorhanden waren. Die Verletzbarkeit von Gebäuden ohne Zugelemente war erheblich höher als diejenige von Gebäuden mit Zugelementen. Da die Festigkeit von Bruchsteinmauerwerk klein ist, haben Bruchsteinmauerwerksgebäude i. d. R. sehr dicke Mauern, die gleichzeitig der thermischen Isolierung dienen. Die Kombination von grosser Masse mit kleiner Festigkeit macht Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk sehr anfällig für Versagen aus der Ebene, wenn die Wände nicht durch Zugelemente zurückgehalten werden. Häufig hatte das Versagen einiger Wände aus der Ebene zur Folge, dass das gesamte oder ein Teil des Tragwerks einstürzte.

Typische Versagensarten von Gebäuden ohne Zugelemente sind in den Abbildungen 3, 4 und 7 bis 9 dargestellt. Das Gebäude in Abb. 3 zeigt das für unbewehrte Mauerwerksgebäude typische Rissbild mit sich kreuzenden Diagonalen. Sichtbar sind auch die grossen Risse unterhalb der Dachstruktur, die die Integrität des Gebäudes erheblich gefährden und auf die fehlenden Zugelemente zurückzuführen sind. Zugelemente hätten vermutlich nicht die Diagonalrisse verhindern können, jedoch wäre das Gebäude auf der Höhe der Zugelemente zusammengehalten worden und die Rissbreiten wären beschränkt worden.

Ein Versagensmechanismus aus der Ebene infolge fehlender Zugelemente ist auch sehr deutlich an dem Palast in Abb. 7 zu sehen: Da das Mauerwerk keine Zugkräfte aufnehmen kann, versagt die Wand an der Ecke, wo sie die Kräfte infolge der Beschleunigungen aus der Ebene der orthogonalen Wand zurück halten müsste. Werden anstatt Bruchsteinmauerwerk behauene Steine für die Eckpfeiler verwendet (Abb. 4), wird das Verhalten verbessert. Mauerwerk aus behauenen Steinen hat grössere Festigkeiten, da die

Abb. 10: Gebäude in Onna aus Bruchsteinmauerwerk mit Holzbalkendecke und Zugelementen aus Stahl.

Abb. 11: Gebäude in Abb. 10: Zugbänder innerhalb von Ziegelelementen auf Höhe der zweiten Geschossdecke

Steine sich verzahnen können. Das Verzahnen verhindert auch, dass der Eckpfeiler einfach durchgetrennt werden kann. Im Bruchsteinmauerwerk ist die mechanische Verzahnung der Steine sehr viel geringer. Eckpfeiler aus behauenen Steinen verbessern zwar das Verhalten, können i. d. R. das Versagen der Hausecke nicht ganz verhindern, wenn Zugelemente fehlen, da die Versagensebene oft einfach ausserhalb der Eckpfeiler in das Bruchsteinmauerwerk verlagert wird (Abb. 4).

Die ausserordentlich hohe Verletzbarkeit von Bruchsteinmauerwerksgebäuden ohne Zugelemente im Vergleich zu anderen Bauweisen belegen Abb. 8 und 9: Auf beiden Fotos ist ein eingestürztes bzw. sehr schwer beschädigtes Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk neben einem Gebäude zu sehen, das nur wenige bzw. praktisch keine Schäden erlitten hat. In Abb. 8 ist links neben dem eingestürzten Bruchsteinmauerwerksgebäude ein Gebäude aus modernen Backsteinen zu sehen. Am moderneren Gebäude sind Schäden im Erdgeschoss erkennbar, jedoch ist es weit davon entfernt einsturzgefährdet zu sein. An das stark beschädigte Bruchsteinmauerwerksgebäude, das in Abb. 9 gezeigt ist, ist ein modernes Stahlbetonrahmengebäude angebaut. Soweit erkennbar ist das Stahlbetonrahmengebäude, abgesehen von kleinen Schäden an einem Fenstersturz, unbeschädigt geblieben. Das Bruchsteinmauerwerksgebäude in Abb. 9 wurde während der Erkundungsmission am 18. April 2009 abgerissen.

3.1.3 Bruchsteinmauerwerk mit Zugelementen

In vielen Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurden Zugelemente entweder von Anfang an oder nachträglich eingebaut. Ein Beispiel für ein Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Zugelementen ist das Gebäude in Abb. 10. Die Vorderwand des Gebäudes hat zwar aus der Ebene versagt, aber die Tragstruktur an sich ist

Abb. 12: Saniertes Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L’Aquila.

stehen geblieben. Auf der Höhe der ersten Geschossdecke zwischen EG und 1.OG ist eine ungefähr 30 mm dicke Zugstange erkennbar. Im Rand der zweiten Geschossdecke sind zwei Stahlbänder in U-förmigen, nach unten offenen Ziegelelementen verlegt. Diese Zugelemente sind i. d. R. nicht oder nur leicht vorgespannt und wirken erst, wenn die Tragstruktur “auseinander fallen” möchte. Die Zugelemente in der zweiten Geschossdecke waren ziemlich sicher bereits beim Bau des Gebäudes eingelegt worden. Bei der Zugstange in der ersten Geschossdecke kann dies nicht mit Sicherheit gesagt werden, es ist allerdings zu vermuten. So gut Zugelemente für die Integrität des Bruchsteinmauerwerkgebäudes sind, Versagen aus der Ebene können sie nicht immer verhindern, da sie die Wände lediglich an deren vertikalen Ränder zusammenhalten. Für eine effektive Halterung gegen Versagen aus der Ebene muss die Wand jedoch auch auf der Höhe jeder Geschossdecke an ihrer oberen und unteren Kante gehalten werden. Im Fall des Gebäudes in Abb. 10 war die Wand vermutlich nicht auf der Höhe der ersten Geschossdecke gehalten und hat deshalb aus der Ebene versagt.

Abb. 13: Glockenturm mit Zugstangen.

Abb. 14: Chiesa parrocchiale in Paganica (Bild: F. Braune).

Abb. 15: Chiesa parrocchiale in Paganica: Verankerungen von Zugstangen und Verstärkung der Ecken (Bild: F. Braune).

Die Effektivität von Zugelementen zeigt auch das neulich restaurierte Gebäude in Abb. 12: Das Gebäude hat keine von aussen erkennbare Schäden.

Der Glockenturm in Abb. 13 hat viele Zugelemente direkt unterhalb des Daches und unterhalb der Stützen. Die Struktur hat dennoch versagt, da sich ober- und unterhalb der Stützen eine Versagensebene ausgebildet hat. Vermutlich ist das Dach zusammen mit der darin aufgehängten Glocke sehr schwer und die

Abb. 16: Stabil gebliebene Bogenstruktur in einem Bruchsteinmauerwerksgebäude im Stadtzentrum von L’Aquila.

Schubtragfähigkeit des Mauerwerks ungenügend, um die grossen Horizontalkräfte aufzunehmen.

Die chiesa parrocchiale in Paganica ist ein Palast mit einem Glockenturm. In diesem Gebäude wurden zahlreiche Zugelemente vermutlich nachträglich eingebaut. Stahlprofile um die Ecken halfen zusätzlich mit, die Ankerkräfte gut zu verteilen und die Einheit der Ecken zu gewährleisten. Mit Erfolg: Das Gebäude hat keine von aussen erkennbaren Schäden, obwohl Paganica eines von den am meisten vom Erdbeben betroffenen Dörfern ist und das Dorfzentrum komplett gesperrt wurde (siehe Abb. 14 und 15).

3.1.4 Gewölbe in Bruchsteinmauerwerksgebäuden

Einige alte Bruchsteinmauerwerksgebäude haben im Erdgeschoss ein Gewölbe. Diese Gewölbe haben ein ausgezeichnetes Verhalten während des Erdbebens gezeigt: Auch in Gebäuden, die oberhalb des Gewölbes vollständig eingestürzt sind, ist das Gewölbe stehen geblieben. Beispiel dafür ist das in Abb. 16 gezeigte Gebäude.

3.1.5 Bruchsteinmauerwerksgebäude mit Ringbalken

Die Italienische Norm OPCM n. 3431 (2005) schreibt für Mauerwerksgebäude Ringbalken vor. Ringbalken sind Stahlbetonelemente, die auf der Höhe der Geschossdecke entlang des Perimeters des Gebäudes verlaufen und damit die Integrität des Gebäudes auf Höhe der Geschossdecken sicherstellen. Ringbalken sind damit besonders effektive Zugelemente. Sie sind effektiver als gewöhnliche Stahlzugstangen, da sie steifer sind und auch etwas Biegung aufnehmen können.

Wie die herkömmlichen Zugelemente können sie jedoch auch nicht jede Form des Versagens verhindern; Abb. 17 bis 20 sind Zeugnis solcher Versagen. Das Gebäude in Abb. 17 und 18 hatte lediglich einen Ringbalken unterhalb des Daches nicht jedoch auf der

Abb. 17: Gebäude im Stadtzentrum von L’Aquila bei dem trotz Ringbalken Versagen aufgetreten ist.

Abb. 18: Nahaufnahme des Ringbalkens des Gebäudes, das in Abb. 17 dargestellt ist.

Abb. 19: Wohnhaus aus Bruchsteinmauerwerk bei dem trotz Ringbalken und steifen Decken Versagen aufgetreten ist.

Abb. 20: Gebäude mit einem Erdgeschoss aus Bruchsteinmauerwerk und einem Obergeschoss aus modernem Ziegelsteinmauerwerk mit Decke und Dach aus dem SLC-Deckensystem.

Höhe der Geschossdecke zwischen 1. und 2. OG. Der obere Ringbalken war nicht ausreichend, um die Wand über die gesamte Gebäudehöhe gegen Versagen aus der Ebene zu sichern.

Das Gebäude in Abb. 19 hatte entweder Ringbalken auf der Höhe jeder Decke oder Stahlbetondecken oder SLC-Systemdecken, die mit der Wand verbunden waren. Trotzdem kam es zu einem Versagen aus der Ebene zwischen der Geschossdecke an der Ecke des Gebäudes. Es ist möglich, dass dieser Versagensmechanismus durch einen stabilen Eckpfeiler vermieden hätte werden können.

Das Gebäude in Abb. 20 ist eine gemischte Struktur. Das EG war aus Bruchsteinmauerwerk gebaut. Die Decke zwischen EG und OG war eine Stahlbetondecke oder eine SLC-Systemdecke und das OG war aus modernen Backsteinen gemauert. Das Dach war wieder eine SLC-Systemdecke. Es ist davon auszugehen, dass das Versagen des Gebäudes lediglich auf das ungenügenden Verhalten des Erdgeschosses zurückzuführen ist, da selbst nach dem Einsturz des Erdgeschosses die “Box” des Obergeschosses in grossen Zügen erhalten geblieben ist.

3.2 Alte Mauerwerksgebäude aus Vollziegeln

Nur eines der während der Erkundungsmission gesehenen Gebäude konnte zweifelsfrei als Mauerwerksgebäude mit Vollziegeln identifiziert werden (Abb. 21 und 22). Bei einigen Bruchsteinmauerwerksgebäuden wurden zum Teil Ziegel als Steine verwendet, ohne jedoch einen regelmässigen Verband herzustellen. Über die gesamte Fassade des Gebäudes aus Vollziegeln in Abb. 21 und 22 haben die Riegel unterhalb der Fensteröffnungen versagt. Horizontale Steifigkeit und Widerstand sind deshalb sehr stark reduziert und es könnte sein, dass diese Einschätzung dazu geführt hat, dass das Gebäude als stark gefährdet eingestuft wurde. Im Gegensatz zu den meisten Bruchsteinmauerwerksgebäuden haben Versagensmechanismen aus der Ebene keine erkennbare Rolle gespielt. Da keine Zugstangen von aussen ersichtlich sind, könnte dies vor allem auf die bessere Verzahnung des Mauerwerks aus Vollziegeln und die vermutlich geringere Wandstärke und damit geringere Masse der Wand zurückzuführen sein.

Abb. 21: Gebäude aus altem Ziegelsteinmauerwerk in L’Aquila.

Abb. 22: Nahaufnahme des Mauerwerks.

3.3 Moderne Mauerwerksgebäude

Moderne Mauerwerksgebäude sind aus industriell hergestellten Mauersteinen gebaut. Bei der Erkundungsmission wurden Gebäude mit Betonsteinen und Backsteinen mit einem hohen Lochanteil gesehen. In Onna gab es mindestens zwei Gebäude mit Betonsteinen. Das dreigeschossige Gebäude am Ortsrand (Abb. 23 und 24) ist schwer beschädigt worden, eine Ecke des Gebäudes ist eingestürzt. Dieser Einsturz konnte nicht durch den Ringbalken unterhalb des Daches und die steifen Decken verhindert werden. Ein zweigeschossiges Gebäude am Dorfplatz blieb hingegen fast unbeschädigt (Abb. 25); dass es sich um ein Mauerwerksgebäude aus Betonsteinen handelt, konnte anhand einer Wand gesehen werden, an die früher ein Bruchsteinmauerwerksgebäude anschloss, das während des Erdbebens aber eingestürzt ist. In Onna gab es mehrere neue Gebäude, die praktisch unbeschädigt waren, jedoch war es bei den meisten nicht möglich zu bestimmen, um welche Typ von Tragstruktur es sich handelt.

In einem Wohngebiet nord-westlich des Stadtzentrums von L’Aquila gab es ein sich noch im Bau befindendes Einfamilienhaus aus Backsteinmauerwerk

Abb. 23: Wohngebäude in Onna aus Betonsteinmauerwerk.

Abb. 24: Nahaufnahme der versagten Gebäudeecke.

Abb. 25: Wohngebäude in Onna aus Betonsteinmauerwerk.

(Abb. 26). Der Rohbau war an einem Ende eingeschossig und am anderen Ende zweigeschossig. Soweit ersichtlich blieb es gänzlich unbeschädigt. Dazu haben vermutlich die folgenden Elemente beigetragen: (i) Das steife Fundament in Form einer Tiefgarage aus Stahlbeton, (ii) das Dach aus Stahlbeton, (iii) die Dekken im SLC-Deckensystem, und (iv) Stahlbetonbalken und -stützen; eventuell ist auch das Treppenhaus, das auf der Rückseite des Gebäudes liegt, aus Stahlbeton. Für die Eckpfeiler wurde ein besonderer Steintyp ver-

Abb. 26: Sich noch im Bau befindendes modernes Mauerwerksgebäude mit Stahlbetonelementen in L’Aquila.

wendet und es ist daher nicht auszuschliessen, dass diese aus bewehrtem Mauerwerk sind. Die Mauerwände sind vermutlich 25-30 cm dick. Die Steine sind jedoch kleiner und wurden daher mehrlagig verbaut. Es ist auch möglich, dass es sich um ein zweischaliges Mauerwerk mit einer Isolierschicht handelt.

4 SCHLUSSWORT

Der Hauptstoss des Erdbebens von L'Aquila hatte im Vergleich zur Seismizität der Region eine verhältnismässig kleine Magnitude. Infolge der unmittelbaren Nähe des Epizentrums an einem besiedelten Gebiet, wurde jedoch eine grosse Menge an Bausubstanz grossen Erschütterungen unterworfen, dessen Amplituden zum Teil wesentlich grösser waren als die der Normspektren. Diese Überschreitung der Normspektren auch bei einem Erdbeben, das auf regionaler Ebene eine wesentlich kleinere Wiederkehrperiode im Vergleich zum Bemessungsbeben nach Norm aufweist, ist keine Besonderheit der Abruzzen, sondern ist auch in der Schweiz möglich. Dies zeigt erneut, dass es äusserst wichtig ist sicherzustellen, sei es bei einem neuen Projekt oder bei einer Ertüchtigung, dass die Tragwerke mit einer Variation der Erdbebenanregung im Vergleich zur angenommen Einwirkung gut umgehen können. Solche Tragwerke sollen robust sein und ein stabiles duktiles Verformungsverhalten aufweisen, das sich verlässlich vorhersagen lässt.

Die Erschütterungen haben grosse Schäden an einem breiten Spektrum von auch neueren Bauwerken verursacht. Am meisten beschädigt wurden jedoch ältere Gebäude aus Bruchsteinmauerwerk. Die beobachteten Schäden haben erneut die Wichtigkeit von horizontalen Umschnürungen aufgezeigt, die die Integrität des Tragwerks sicherstellen. In dieser Beziehung haben sich sowohl Zugelementen als auch Ringbalken (oder steifere Decken) bewährt. Letztere können aber, wenn die Qualität des Mauerwerks schlecht ist und die Erschütterungen gross sind, zu ungünstigen Erscheinungen führen. Die zusätzliche Versteifung und Beschwerung des Tragwerks können die lokale Beanspruchung des Mauerwerks erhöhen, was zu seinem Auseinanderfallen führen kann.

Ziegel- und Blocksteinmauerwerk, haben wegen ihrer besseren Verzahnung ein wesentlich günstigeres Verhalten im Vergleich zu Bruchsteinmauerwerk gezeigt, trotzdem wurde während der kurzen Erkundungsmission mindestens ein Teileinsturz eines solchen Gebäudes beobachtet. Dies bestätigt, dass es möglich ist, Mauerwerksgebäude für Erdbeben auszulegen, aber auch dass der Wahl der Technologie, dem Entwurf, der Bemessung und der konstruktive Durchbildung ein grosser Wert beizumessen ist.

5 DANK

Viele Institutionen und Personen haben der SGEB-Erkundungsmission nach L'Aquila geholfen. Eine Ausführliche Verdankung ist in Dazio et al. (2009) zu finden.

6 LITERATUR

Ameri G., Augliera P., Bindi D., D’Alema E., Ladina C., Lovati S., Luzi L., Marzorati S., Massa M., Pacor F., Puglia R. (2009), Strong-motion parameters of the M_w=6.3 Abruzzo earthquake. INGV sezione di Milano-Pavia, Italy.

Bacco V. (2009), Solaio in latero-cemento – Confronto con sistemi alternativi. (http://www.solaioinlaterizio.it/user/ConfrontoAlternativi.pdf)

CEN (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1, CEN, Brussels.

De Luca G., Marcucci S., Milana G., Sanò T. (2005), Evidence of low-frequency amplification in the city of L’Aquila, Central Italy, through a multidisciplinary approach including strong- and weak- motion data, ambient noise, and numerical modeling. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 95, No. 4, pp. 1469–1481.

Dazio A., Beyer K., Braune F., Fritsche S., Mittaz X. (2009), Das M_w=6.3 Erdbeben von L’Aquila am 6. April 2009 – Bericht der SGEB-Erkundungsmission vom 15.-18. April 2009. SGEB, Zürich. (http://www.sgeb.ch/erkundungsmissionen.html)

DPC (2009), Rete Accelerometrica Nazionale (RAN). Dipartimento della Protezione Civile, Roma. (http://www.protezionecivile.it/cms/view.php?dir_pk=249&cms_pk=1451)

OPCM n. 3431 (2005). Ulteriori modifiche ed integrazioni all’OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”. Suppl. Ordinario n. 85 alla G.U. n. 107 del 10 maggio 2005. Ordinanza del 3 maggio 2005. Roma.

SED (2002), Erdbebenkatalog der Schweiz. Schweizerische Erdbebendienst. ETH Zürich. (http://histserver.ethz.ch)

SIA 261 (2003), Einwirkung auf Tragwerke. Norm. Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

WGI (2009), Data Base of the Italian strong motion data. Working Group ITACA (WGI). (http://itaca.mi.ingv.it)

Experimentelle und numerische Untersuchungen an Mauerwerksriegeln

Katrin Beyer, Ahmad Abo El Ezz und Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 MOTIVATION UND ZIELSETZUNG

In den letzten Jahren wurden in der Schweiz die Anforderungen bezüglich Erdbeben stetig verschärft. Aus diesem Grund – trotz der moderaten Seismizität der Schweiz – sind Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk heutzutage kaum mehr zu bemessen. Dies gilt zum Teil sogar für die Zonen geringer Seismizität mit Bodenbeschleunigungen von 10% g und weniger. Es ist generell anerkannt, dass die in den meisten, heute gültigen Normenwerken zu findenden Bemessungsverfahren für unbewehrtes Mauerwerk eher konservativ sind. Zum Beispiel wird in der heute gängigen Bemessungspraxis die Rahmenwirkung infolge von Riegeln in Mauerwerksgebäuden in der Regel nicht berücksichtigt. Numerische Berechnungen haben jedoch gezeigt, dass die Riegelelemente das globale Kraft-Verformungsverhalten einer Mauerwerkswandscheibe massgeblich beeinflussen. Ein wesentlicher Grund, weshalb Riegel bei der Bemessung von Mauerwerksgebäuden nicht berücksichtigt werden, liegt in den fehlenden experimentellen Untersuchungen zum Verhalten von Mauerwerksriegeln unter Erdbebenbelastung, die für eine Validierung von mechanischen und numerischen Modellen notwendig sind. Aus diesem Grund wurde ein Forschungsprojekt initiiert, dessen Ziel es ist, das Kraft-Verformungsverhalten von Riegeln in Mauerwerksgebäuden besser quantifizieren zu können, um die bis jetzt angewandten konservativen, kräftebasierten Bemessungsverfahren durch realistischere kraftbasierte oder durch verformungsbasierte Verfahren ersetzen zu können. Letztere haben das Potential, zu rationaleren und ökonomischeren Strukturen zu führen.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden mehrere Riegel in grossmassstäblichen Versuchen unter quasi-statisch zyklischen Lasten getestet. Die Ergebnisse sollen zu einem mechanischen Modell des Tragverhaltens von Mauerwerksriegeln führen und auch in die globale Analyse von Mauerwerkswandscheiben einfliessen. Das endgültige Ziel ist die Formulierung von praxis-orientierten Richtlinien zur realistischeren Abschätzung des nichtlinearen Tragverhaltens von Mauerwerksgebäuden. Im vorliegenden Artikel werden ausgewählte Aspekte numerischer Untersuchungen zum Tragverhalten von mit Riegeln gekoppelten Mauerwerkswänden sowie grossmassstäblichen Versuche an Riegelelementen zusammengefasst.

2 VERSCHIEDENE TYPEN VON RIEGELN IN MODERNEN MAUERWERKSGEBÄUDEN

Die Bauweise von Riegeln in Mauerwerksgebäuden aus Backsteinen hat sich über die Jahre verändert. Grundsätzlich sind Gebäude mit Holzdecken und Stahlbetondecken zu unterscheiden. In einigen Ländern (z.B. Italien) werden Mauerwerksgebäude häufig mit Hourdis-Decken und Stahlbetonringbalken ausgeführt. Die Riegel dieser Mauerwerksgebäude unterscheiden sich von Riegeln in Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken hauptsächlich hinsichtlich der Steifigkeit und des Widerstands des Stahlbetonelementes. Der in diesem Artikel vorgestellte Projektteil befasst sich mit Riegeln in Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken oder -ringbalken; Riegel in Mauerwerksgebäuden mit Holzdecken werden zu einem späteren Zeitpunkt des Projekts untersucht (siehe Abschnitt 6). Bei Gebäuden mit Stahlbetondecken lassen sich in den Aussenfassaden drei unterschiedliche Riegeltypen ausmachen: (i) Riegel aus Mauerwerk, Stahlbetondecken und Fenstersturz (Abb. 1a) sind häufig in älteren Gebäuden zu finden. Je neuer das Baudatum desto grösser werden im Allgemeinen die Fensteröffnungen. (ii) Oft verschwindet der Fenstersturz ganz und der Fensterrahmen und Rollladenkasten zieht sich bis zur Stahlbetondecke (Abb. 1b). (iii) In ganz neuen Gebäuden verschwindet zum Teil auch der Mauerwerksriegel und das Fensterelement reicht von Decke zu Decke (Abb. 1c). In diesem Fall erfolgt die Kopplung lediglich über die Stahlbetondecke. Einen ähnlichen Kopplungsmechanismus findet man auch bei Innenwänden, wo zum Teil zur Kopp-

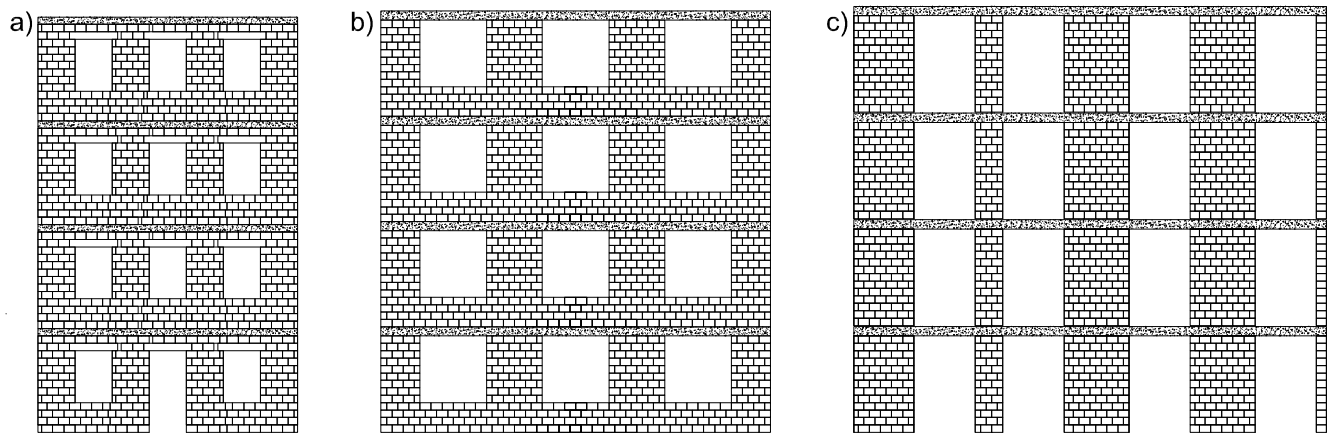


Abb. 1: Fassaden von Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken mit unterschiedlichen Riegeltypen: Riegel aus Mauerwerk, Stahlbetondecke und Fenstersturz (a), aus Mauerwerk und Stahlbetondecke (b) und aus lediglich einer Stahlbetondecke (c).

lungswirkung der Decke noch diejenige eines Türsturzes hinzukommt. Im Angesicht der Vielfalt von Riegelelementen ist es nicht möglich alle Typen in grossmassstäblichen Versuchen zu testen. Es wurde entschieden, sich auf Riegelelemente aus Mauerwerk und Stahlbetondecken zu konzentrieren (Abb. 1b), da die grossmassstäblichen Versuche lediglich zur Validierung von mechanischen oder numerischen Modellen dienen und nicht der Abdeckung aller vorkommenden Riegelvarianten. Von Modellen, die den Mechanismus der Riegel in Abb. 1b richtig erfassen, kann angenommen werden, dass sie auch die anderen beiden Typen abbilden können.

3 NUMERISCHE MODELLIERUNG VON MAUERWERKSWANDSCHEIBEN UND ISOLIERTEN RIEGELN

3.1 Numerisches Modell

Zum besseren Verständnis der Wirkungsweise von Riegeln in Mauerwerkswandscheiben, die einer Erdbebenbelastung ausgesetzt sind, als auch zur Planung der Versuche an Riegelelementen wurden umfangreiche numerische Berechnungen durchgeführt. Für die numerische Modellierung wurde das Finite-Element-Programm “Atena” (Cervenka, 2007) verwendet. Das Programm wurde gewählt, da sehr gute nichtlineare Materialgesetze für Beton und Stahl implementiert sind. Darüber hinaus kann Mauerwerk mittels eines einfachen heterogenen Mikromodells analysiert werden. In diesem Model wird jeder Stein als eine elastische Einheit modelliert. Die Fugen werden als Kontaktelemente mit einem Mohr-Coulomb Reibungsgesetz abgebildet. Dieser Modellierungsansatz entspricht dem Ansatz, den Löring (2005) für Mauerwerkswände wählte und mittels des Programms “Ansys” realisierte.

Obwohl dieser Modellierungsansatz in recht detaillierten Modellen resultiert, hat er einige Schwächen: (i) Steinversagen kann nicht erfasst werden. In typischen Schweizer Mauerwerk versagen aufgrund geringer Mörtelfestigkeiten jedoch meist zuerst die Fugen und Steinversagen tritt erst bei grösseren Deformationen auf; dies trifft v.a. dann zu, wenn die Normalkraft klein ist. Steinversagen kann jedoch für die Bestimmung der Verschiebekapazität massgebend werden; daher kann diese höchstens approximativ mittels des hier angewendeten Models geschätzt werden. (ii) Da die Fugen als unendlich dünn modelliert werden, können Effekte, die aus den unterschiedlichen Querdehnzahlen von Mörtel und Steinen resultieren nicht erfasst werden. Die Vernachlässigung des Effekts auf die Steine ist hierbei sekundär, da die Steine als elastisch modelliert werden.

3.2 Pushover-Kurve einer 3-stöckigen Mauerwerkswandscheibe

Zur Vorbereitung der Versuchsplanung wurden verschiedene 3-stöckige Mauerwerkswandscheiben analysiert (Beyer und Dazio, 2008). Die hier diskutierten Berechnungen zeigen das Verhalten einer Mauerwerkswandscheibe, die aus drei 3 m breiten Wänden mit Riegellängen von 1.5 m und einer freien Stockwerkshöhe zwischen den Decken von 2.40 m besteht. Die Stahlbetondecken sind 0.24 m dick; als effektive Breite des resultierenden Balkens wurde die Breite der Mauerwerkswand von 0.2 m angenommen.

Bei der Analyse von Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken stellt sich immer die Frage nach der mitwirkenden Breite der Decke. Priestley et al. (2007) empfehlen eine mitwirkende Breite von drei Mal der Breite der Mauerwerkswand, wenn es sich um eine Innenwand handelt, und zwei Mal der Breite der Mauerwerkswand bei einer Aussenwand. Bei grossen

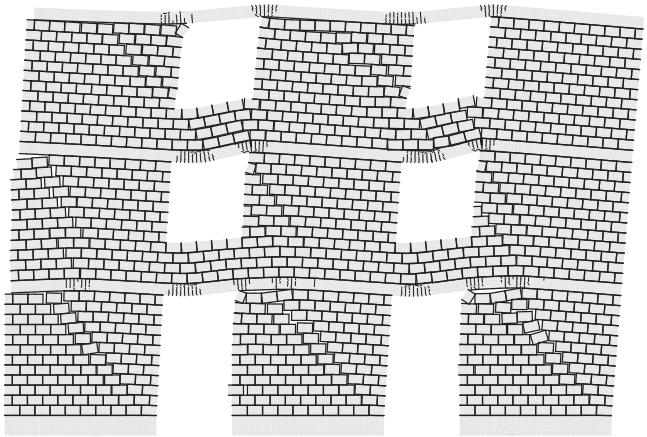


Abb. 2: Verformungsfigur der Mauerwerkswandscheibe bei δ=0.4% (Vergrösserungsfaktor der Deformationen: 20).

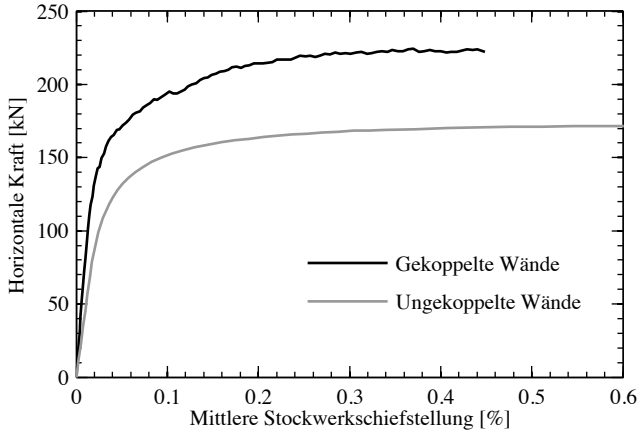


Abb. 3: Pushover-Kurve der Mauerwerkswandscheibe im Vergleich zu der entsprechenden Kurve von ungekoppelten Wänden.

Deckenstärken, wie sie in neueren Gebäuden üblich sind, ist es daher möglich, dass die Stahlbetondecke nicht mehr ins Fliessen kommt, wenn das Gebäude horizontale beansprucht wird. Für die numerische Berechnung von Mauerwerkswandscheiben mit Riegeln aus Stahlbetondecken und Mauerwerk ist dieser Fall jedoch weniger interessant, da der Beitrag des Mauerwerks zur Riegelsteifigkeit vermutlich relativ klein ist. Aus diesem Grund werden für alle folgenden Berechnungen die mitwirkende Deckenbreite auf die Breite der Mauerwerkswand (0.2 m) beschränkt und anstatt von einer Stahlbetondecke von einem Stahlbetonbalken gesprochen.

Die Längsbewehrung eines jeden Stahlbetonbalkens besteht aus vier D12 mm Stäben, die Schubbewehrung aus D6 mm Bügeln im Abstand von 150 mm. Über den Balken der unteren zwei Stockwerke verstärken vier Reihen von Backsteinen die Riegel. Die Pushover-Berechnung der Mauerwerkswand wurde mit über die Höhe dreiecksförmig verteilten Horizontalkräften durchgeführt, die auf der Höhe der Balken angreifen. Die Verteilung der Kräfte wurde über die Dauer der Berechnung konstant gehalten. Zusätzlich zu den Horizontalkräften wurden auf die Wände Vertikallasten aufgebracht, um das Eigengewicht der Wände und Decken sowie die Auflasten zu berücksichtigen. Abb. 2 zeigt die Verformungsfigur der Mauerwerkswandscheibe bei einer mittleren Stockwerkschiefstellung von δ=0.4%. Die mittlere Stockwerkschiefstellung wurde berechnet als die horizontale Verschiebung des obersten Balkens dividiert durch die Höhe der Wand. Die Risse im Beton zeigen, wo sich die plastischen Gelenke in den Stahlbetonbalken ausbilden: Das plastische Gelenk mit negativen Moment (für die hier gezeigte Belastungsrichtung ist es das rechte Gelenk eines jeden Riegels) befindet sich ungefähr über der Kante der darunterliegenden Mauerwerkswand, wie man es auch für Mauerwerkswandscheiben erwarten würde, in denen die Kopplung lediglich über Stahlbetonbalken erfolgt (Abb. 1c). Das plastische Gelenk mit positivem Moment hingegen befindet sich nicht an der Kante der Mauerwerkswand sondern ist in die freie Spannweite des Riegels hineinverschoben. Dies liegt daran, dass sich die Druckstrebe, die sich auf dem Gelenk abstützt, infolge des Mauerwerksriegels für die hier gezeigte Belastungsrichtung nach rechts verschieben kann. Damit wird die effektive Spannweite des Riegels verkürzt und der Tragwiderstand im Vergleich zu einem aus lediglich einem Stahlbetonbalken bestehendem Riegel erhöht. Abb. 3 vergleicht die Pushover-Kurve der in Abb. 2 gezeigten Mauerwerkswandscheibe mit derjenigen von drei ungekoppelten Tragwänden, d.h. ohne Berücksichtigung des Kopplungseffekts durch die Riegel. Der Vergleich zeigt, dass die Riegel sowohl die Anfangssteifigkeit als auch den Widerstand der Wandscheibe deutlich erhöhen.

3.3 Pushover-Kurve eines Mauerwerkriegels

In den grossmassstäblichen Versuchen sollen Riegelelemente getestet werden, die aus dem Riegel selbst sowie den angrenzenden Teilen der Mauerwerkswänden bestehen; letztere sind notwendig um die Kräfte in den Riegel einzuleiten und möglichst ähnliche Randbedingungen des Riegels wie in einer Mauerwerkswandscheibe zu gewährleisten. Mittels Atena-Berechnungen wurden verschiedene mögliche Versuchsaufbauten analysiert und derjenige ausgesucht, der versuchstechnisch am besten realisierbar ist sowie eine möglichst ähnliche Beanspruchung des Riegels wie in der Mauerwerkswandscheibe hervorruft. Abb. 4 zeigt die Pushover-Kurve und die Verformungsfigur des Riegelelementes bei einer Stockwerkschiefstellung von δ = 0.4%. Der Riegel selbst hat die

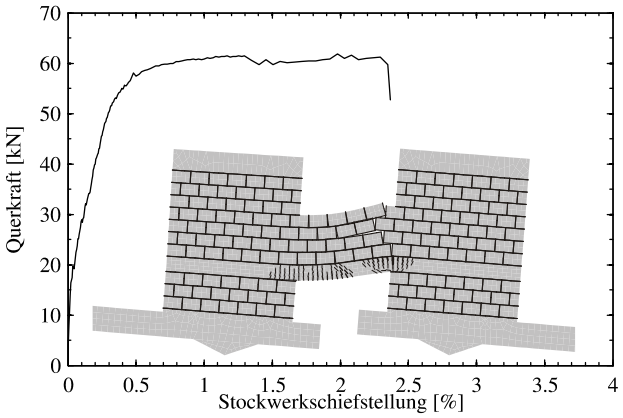


Abb. 4: Pushover-Kurve des Riegel-Versuchskörpers und Verformungsfigur bei δ=0.4% (Vergrösserungsfaktor der Deformationen: 20).

gleichen Abmessungen und Eigenschaften wie der Riegel in Abschnitt 3.2; die Mauerwerkswände links und rechts des Riegels, die in ihrer Mitte gelenkig gelagert sind, sind jedoch lediglich 2.1 m lang, so dass die Beanspruchung des Riegels bei gleicher Stockwerkschiefstellung nicht ganz die gleiche ist. Der Vergleich der Verformungsfigur in Abb. 4 mit derjenigen in Abb. 2 lässt aber die Schlussfolgerung zu, dass die Beanspruchung und die Randbedingungen des Riegel-Versuchskörpers im Grossen und Ganzen denen in einer Mauerwerkswandscheibe entsprechen.

4 VERSUCHSAUFBAU UND -DURCHFÜHRUNG

In den folgenden Abschnitten werden die Riegel-Versuchskörper, die in diesem Projekt getestet wurden, der Versuchsaufbau und die Messeinrichtung sowie die verwendeten Belastungsgeschichten beschrieben.

4.1 Versuchskörper

In dem Projektteil zum Verhalten von Riegelelementen mit Stahlbetonbalken wurden fünf Versuchskörper

	Belastung	Bewehrung des SB-Balkens	Backstein
TU1	monoton	4D12 (4.52 cm^2)	Typ 1
TU2	monoton	4D12 (4.52 cm^2)	Typ 2
TU3	zyklisch	4D12 (4.52 cm^2)	Typ 2
TU4	zyklisch	4D16 (8.04 cm^2)	Typ 2
TU5	zyklisch	4D10 (3.14 cm^2)	Typ 2

Tabelle 1: Charakteristiken der fünf Versuchskörper.

getestet. Die Abmessungen der Versuchskörper sowie die Bewehrung der Stahlbetonbalken sind in Abb. 5 dargestellt. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Versuchskörper hinsichtlich der Art der Belastung, der Längsbewehrung der Stahlbetonbalken und der verwendeten Backsteine. Die ersten beiden Versuchskörper TU1 und TU2 wurden mit einer monotonen Pushover-Belastung getestet. Um das Verhalten während eines Erdbebens zu simulieren, ist eine zyklische Belastung wie sie für die Versuchskörper TU3-TU5 angewendet wurde repräsentativer. Bemessungsansätze basieren jedoch meistens auf Pushover-Berechnungen. Während man weiss, dass für duktile Stahlbetontragteile eine monotone Belastung in der Regel sehr gut mit der Umhüllenden einer zyklischen Belastung übereinstimmt, ist dies für Mauerwerkstragteile nicht immer gegeben und wird daher überprüft.

Der Unterschied zwischen TU1 und TU2 besteht in der Art der verwendeten Backsteine. Während für TU1 Backsteine mit nicht durchgehenden Längsstegen verwendet wurden, haben die Backsteine von TU2 durchgehende Längsstege (siehe Abb. 6). In der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 266 (2003) ist die Stegform nicht reguliert und somit kommen in der Schweiz sowohl Steine mit und ohne durchgehende

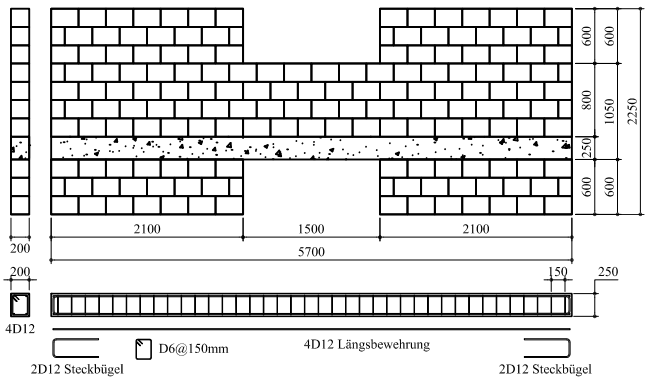


Abb. 5: Abmessungen der Versuchskörper und Bewehrungslayout der Stahlbetonbalken (die Längsbewehrung variiert zwischen den Versuchskörpern, siehe Tabelle 1).

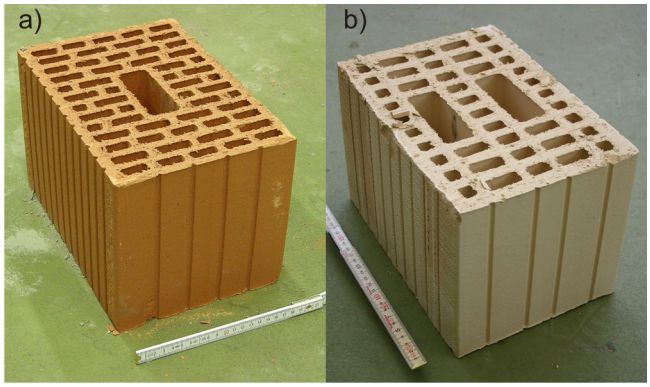


Abb. 6: Backsteine: Typ 1 mit nicht durchgehenden Längsstegen (a) und Typ 2 mit durchgehenden Längsstegen (b). Die Abmessungen beider Steine sind 20x19x29 cm (BxHxL).

Längsstege zur Anwendung. In der italienischen Erdbebennorm (Artikel 8.1.2 in OPCM 3431, 2005) ist hingegen festgelegt, dass nur Steine mit durchgehenden Längsstegen verwendet werden dürfen.

TU4 und TU5 unterscheiden sich von den anderen Versuchskörpern in Bezug auf die Längsbewehrung des Stahlbetonbalkens, für die 4 D16 mm bzw. 4 D10 mm Stäbe anstatt 4 D12 mm wie für TU1-TU3 verwendet wurden. Die italienische Erdbebennorm (OPCM n. 3431, 2005) verlangt für Stahlbetonringbalken in Mauerwerksgebäuden mindestens eine Längsbewehrung von 8 cm^2, was 4 D16 mm entspricht, und eine Breite von mindestens der Mauerwerksdicke. Für die Schubbewehrung müssen mindesten D6 mm Bügel alle 250 mm vorgesehen werden. Damit entspricht TU4 gerade den Anforderungen an einen Ringbalken nach italienischer Erdbebennorm; lediglich die Schubbewehrung ist mit D6 mm Bügel alle 150 mm stärker ausgeführt als erforderlich. Gemäss der europäischen Erdbebennorm EC8 (CEN, 2004) ist für die Ringbalken mindestens eine Längsbewehrung von 2 cm^2 vorzusehen. Dies ist deutlich weniger als die Bewehrung von TU1-TU4. Aus diesem Grund wurde ein weiterer Versuchskörper mit einer kleineren Längsbewehrung getestet (TU5).

4.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 7 dargestellt. Der Versuchskörper steht auf zwei steifen horizontalen Stahlbalken, die an einem Punkt gelenkig gelagert und an ihrem Ende mit je einem servo-hydraulischen Prüfzylinder verbunden sind. Das in Abb. 7 linke Balkenlager erlaubt neben der Rotation auch eine Verschiebung in Längsrichtung des Balkens, die Steuerung der Zylinder erfolgt über deren Weg. Es entstehen deshalb keine axialen Zwängungen entlang der Riegelachse. Während des Versuchs werden die Prüfzylinder mit gleichen Geschwindigkeiten in entgegen gesetzter Richtung bewegt. Als Folge rotieren die horizontalen Balken und auf beide Mauerwerkswände links und rechts des Riegels wird die gleiche Schiefstellung aufgebracht, die die Beanspruchung des Riegels verursacht. Aus den Zylinderkräften, den Reaktionen an den Auflagerpunkten sowie dem Eigengewicht des Versuchskörpers kann die im Riegel wirkende Querkraft berechnet werden. Bevor mit dieser Belastung begonnen wird, werden, um die Axialkräfte in den Mauerwerkswänden zu simulieren, die Mauerwerkswände mittels je vier Stahlstangen auf 160 kN vorgespannt, was unter Berücksichtigung des Eigengewichts einer mittleren Pressung von ungefähr 0.4 MPa entspricht. Verteilträger auf den Mauerwerkswänden dienen der Verteilung der vertikalen Lasten.

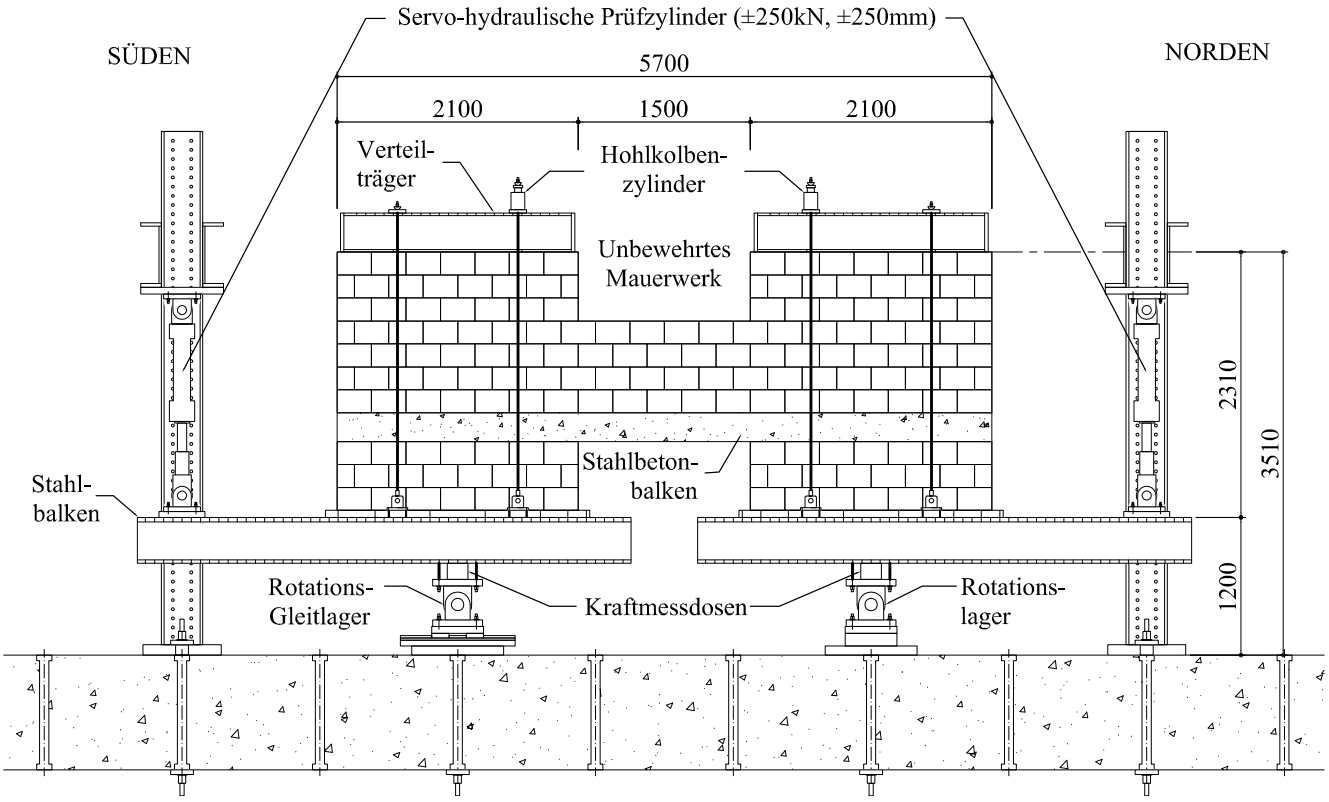


Abb. 7: Ostansicht des Versuchsaufbaus (Bem.: Zur besseren Übersicht ist die Einrichtung für die seitliche Führung des Versuchskörpers sowie für die Lagerung der horizontalen Stahlbalken vor Beginn des Versuchs nicht gezeichnet).

4.3 Messeinrichtung

Während des Versuchs wurden mittels 58 fest verdrahteten Kanälen verschiedene Kraft- und Verformungsgrössen gemessen. Abb. 8 gibt einen Überblick über die verwendeten Kanäle. Zusätzlich zu diesen fest verdrahteten Messgebern wurden auf der anderen Seite des Versuchskörpers, der Ostseite, mit einem optischen Messsystem (NDI Optotrak Certus HD) die Koordinaten von 182 auf das Mauerwerk und den Stahlbetonbalken aufgeklebten LEDs gemessen. Zusätzlich wurden je vier LEDs auf die beiden horizontalen Stahlbalken aufgebracht und sechs weitere auf eine kleine Stahlstütze und einen Betonquader, die nicht zum eigentlichen Versuchsaufbau gehörten und sich daher nicht bewegten. Diese sechs LEDs definierten das fixe Referenzsystem während des Versuchs.

4.4 Belastungsgeschichte

Sowohl die monotone als auch die zyklische Belastungsgeschichte folgte verschiedenen Stufen von Stockwerkschiefstellungen. Kraft-basierte Stufen, die häufig bei quasi-statischen Versuchen in den Anfangszyklen Verwendung finden, wurden nicht berücksichtigt. Kraft-basierte Stufen dienen typischerweise dazu, eine Fliessverschiebung zu definieren, die dann als Grundlage für die folgende stufenweise Vergrösserung der Amplituden dient. Die Festlegung einer Fliessverschiebung ist bereits für Stahlbetontragteile nicht eindeutig; für Mauerwerkstragteile ist die Festlegung noch deutlich schwieriger. Aus diesem Grund wurde die Belastungsgeschichte über die Schiefstellungen der Wände kontrolliert und war für alle monotonen bzw. zyklischen Versuche gleich und unabhängig von der Kraft-Verformungsbeziehung der Versuchskörper.

Die Stockwerkschiefstellung entspricht der Schiefstellung der beiden horizontalen Stahlbalken, welche während des Versuchs immer gleich gehalten wurden. Die Schiefstellung wurde mit den induktiven Wegaufnehmern unterhalb des Balkens gemessen. Bei der monotonen Belastung (TU1 und TU2) wurde bei den folgenden Schiefstellungen angehalten: 0.025%, 0.05%, 0.1%, 0.2%, 0.3%, 0.4%, 0.6%, 0.8% 1.0%, 1.5%, 2.0%, 2.5%, 3.0%, 4.0%. Dieselben Schiefstellungen dienten bei den zyklischen Belastungen als Amplituden. Bei jeder Stufe wurden zwei Zyklen mit der gleichen Amplitude gefahren.

5 ERSTE ERGEBNISSE DER VERSUCHE

Die detaillierte Auswertung der Versuche ist momentan im Gange. Aus diesem Grund werden hier lediglich erste Ergebnisse von zwei der fünf Versuche vorgestellt. Die zwei Versuche betreffen TU2 und TU3, die sich hinsichtlich ihrer Charakteristiken (siehe Tabelle 1) lediglich in der Belastungsgeschichte unterscheiden: TU2 wurde unter monotoner Belastung und TU3 unter zyklischer Belastung getestet. Die Längsbewehrung besteht bei beiden Versuchen aus 4 D12 mm Stäben, so dass die in Abschnitt 3.3 vorgestellten Berechnungen direkt mit denjenigen aus den Versuchen verglichen werden können.

5.1 Versagensmechanismen

Obwohl sich die Versuche an TU2 und TU3 lediglich hinsichtlich der Belastungsgeschichte unterschieden,

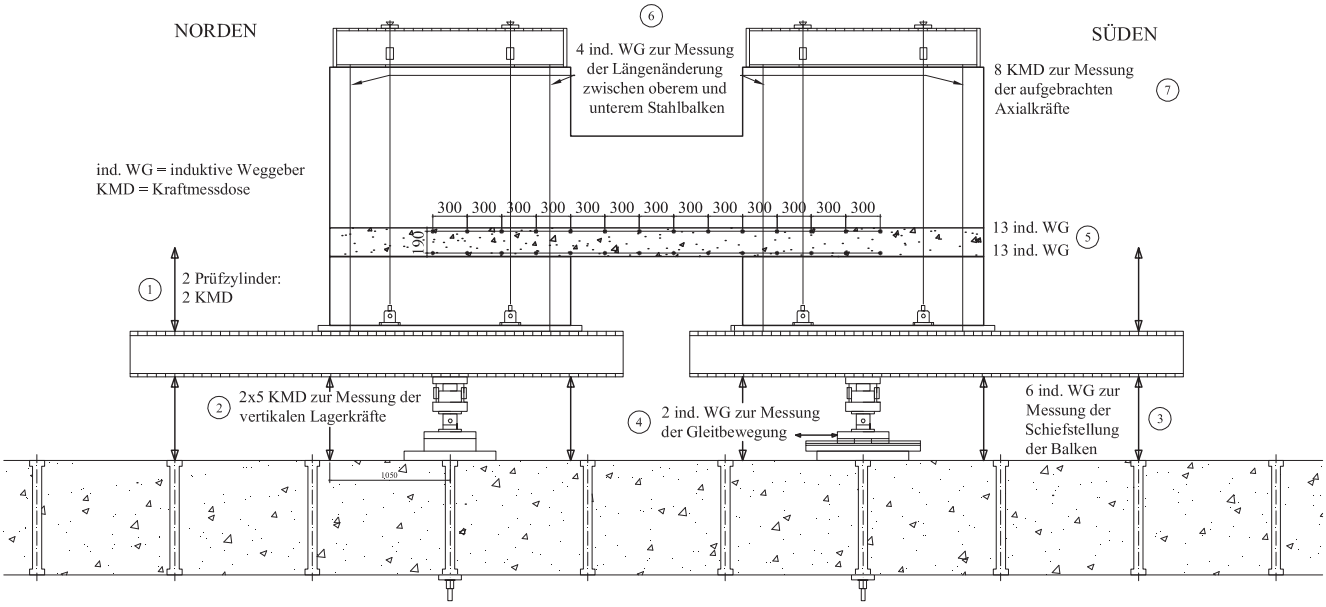


Abb. 8: Instrumentierung mit fest verdrahteten Instrumenten (Ansicht von Westen).

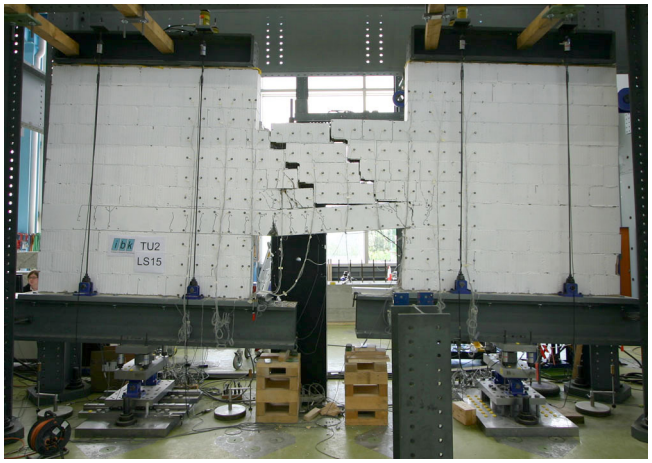


Abb. 9: TU2 nach monotoner Belastung am Ende des Versuchs (Ansicht von Osten).

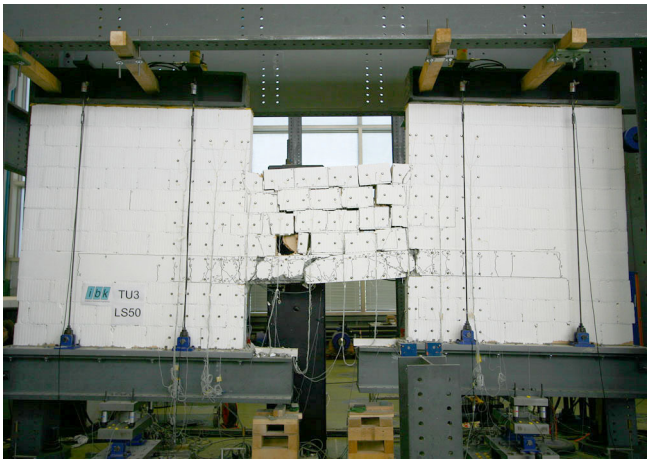


Abb. 10: TU3 nach zyklischer Belastung am Ende des Versuchs (Ansicht von Osten).

waren die Versagensmechanismen der beiden Versuchskörper unterschiedlich: TU2 versagte bei ungefähr 3.5% Schiefstellung infolge Reissen der Längsbewehrung des Stahlbetonbalkens (Abb. 9). Kurz aufeinander folgend rissen ein Stab der oberen Bewehrungslage im negativen plastischen Gelenk sowie beide Stäbe der unteren Bewehrungslage im positiven plastischen Gelenk. Dies markierte das Ende des Versuchs. Zu diesem Zeitpunkt war die Schubkraft, die durch den Riegel übertragen wurde, auf ungefähr ein Viertel der maximal erreichten Kraft abgefallen. Das Mauerwerk des Riegels war von zwei sehr breiten Treppenrissen durchzogen. Lediglich der Mauerwerksteil links des linken Treppenrisses trug zum Tragwiderstand bei, indem es der Druckdiagonalen ermöglichte, in den Riegel hineinzureichen und das positive plastische Gelenk im Stahlbetonbalken in die Spannweite des Riegels hinein verschob. Ausserhalb dieser Druckstrebe wurde das Mauerwerk des Riegels nur in den Fugen beschädigt; die Steine der Druckstrebe versagten hingegen zum Teil. Schäden am Mauerwerk der Wände waren sehr gering.

Versuchskörper TU3 versagte im ersten Zyklus mit 3% Schiefstellung infolge eines Schubruchs. Ungefähr 55 cm vom in Abb. 10 linken Rand des Riegels riss ein Bügel im Stahlbetonbalken in einem diagonalen Riss, der sich während den letzten Zyklen immer weiter geöffnet hatte. Da die Längenänderung des Riegels durch den Versuchsaufbau nicht verhindert war (siehe Abschnitt 4.2), verlängerte sich der Riegel infolge der zyklischen Belastung im plastischen Bereich zunehmend. Damit wurde die Schubübertragung durch den Beton in den diagonalen Rissen des Stahlbetonbalkens geschwächt, was schlussendlich zum Versagen führte. Die Beschädigung des Mauerwerks ist derjenigen von TU2 recht ähnlich. Die zyklische statt monotone Belastung trug dazu bei, dass der Mauerwerksverband stärker gelockert wurde und sich die Rissöffnungen gleichmässiger über den Riegel verteilten.

5.2 Kraft-Verformungsbeziehungen

Abbildung 11 zeigt die Kraft-Verformungsbeziehungen von TU2 und TU3 im Vergleich mit zwei numerischen Berechnungen. Die erste Berechnung („Atena“) ist die in Abschnitt 3.3 präsentierte Berechnung. Bei der zweiten handelt es sich um eine einfache Berechnung auf der Basis von zwei plastischen Gelenken an den Enden des Riegels, die lediglich den Stahlbetonbalken berücksichtigen. Diese Berechnung wurde durchgeführt, um abzuschätzen, welchen Beitrag das Mauerwerk zum Widerstand des Riegels liefert. Der Momentenwiderstand des Stahlbetonbalkens wurde mit dem Programm „Response 2000“ berechnet (Bentz, 2000) und der Schubwiderstand des Riegels ohne Mauerwerk als $V = 2M_n / l_{sp}$ geschätzt, wobei l_{sp} die freie Länge des Riegels, d.h. 1.5 m, ist.

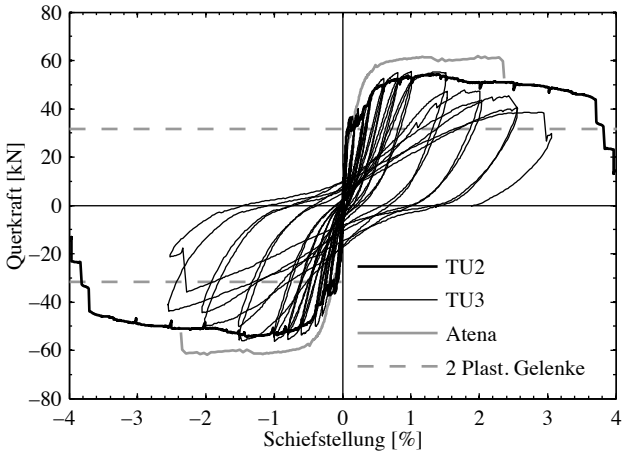


Abb. 11: Kraft-Verformungsbeziehung von TU2 und TU3 im Vergleich mit der Atena-Berechnung und einem Berechnungsmodell, das auf dem Stahlbetonbalken alleine beruht.

Der Vergleich der Kraft-Verformungsbeziehungen von TU2 und TU3 zeigt, dass die Umhüllende der Kurve von TU3 gut mit derjenigen von TU2 übereinstimmt. Selbst hinsichtlich der Verformungskapazität werden relativ ähnliche Werte erzielt, obwohl die Versagensmechanismen unterschiedlich sind (siehe Abschnitt 5.1). Es ist jedoch hervorzuheben, dass die sehr grossen erreichten Schiefstellungen mit Vorbehalt zu betrachten sind. Zum einen ist während eines echten Erdbebens der Riegel auch Beschleunigungen aus der Ebene ausgesetzt und lose Mauerwerksteile würden daher herausfallen. Zum anderen hätten bei diesen Schiefstellung gemäss herkömmlichen Annahmen (z.B. EC8, Teil 3 (CEN, 2005)) die Mauerwerkswände längst versagt und die Einleitung der Kräfte von den Wänden in die Riegel hätte sich verändert und entspräche vermutlich nicht mehr derjenigen einer weitgehend ungestörten Zone neben den Riegeln, wie sie in Abb. 9 und Abb. 10 zu sehen ist.

Im Vergleich zu den Versuchen überschätzt die Vorhersage mit Atena die Kraftkapazität der Riegel etwas; alles in allem ist die Übereinstimmung jedoch relativ gut und das Modell scheint daher geeignet die Kraft-Verformungsbeziehung als auch den Mechanismus des Riegels vorherzusagen. Der Widerstand, der mit dem plastischen Gelenk-Modell berechnet wurde, ist deutlich kleiner als derjenige, der mit Atena berechnet wurde. Dies zeigt, dass das Mauerwerk in einem Berechnungsmodell berücksichtigt werden sollte. Die Berücksichtigung des Mauerwerks ist nicht nur von Interesse, um ein realitätsnaheres Modell zu erhalten, es ist auch im Rahmen einer Kapazitätsbemessung des Stahlbetonbalkens geradezu notwendig, da die infolge des Mauerwerks erhöhten Querkräfte im Riegel – wie bei TU3 geschehen – zu einem Schub- statt dem bevorzugten Biegeversagen des Stahlbetonbalkens führen können.

6 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Die fünf durchgeführten grossmassstäblichen Versuche haben gezeigt, (i) dass das Mauerwerk des Riegels den Lastabtragungsmechanismus verändert und den Riegel deutlich verstärkt und (ii) dass sowohl ihr Versagensmechanismus als auch ihre Kapazität mit dem in Atena entwickelten numerischen Modell recht gut vorhergesagt werden können. Zudem lassen die Versuche den Rückschluss zu, dass die Riegel mit Stahlbetonbalken oder -decken eine erhebliche Verformungskapazität besitzen, die für typische Riegel-Wand-Konfigurationen weit über die üblich angenommen Grenzwerte der Stockwerkschiefstellung von 0.4 oder 0.8% von Mauerwerkswänden hinausgeht. Nicht berücksichtigt werden konnten bei diesen Versuchen allerdings Effekte von Beschleunigungen aus der Ebene.

Weitere Schritte umfassen die detaillierte Auswertung der Versuchsdaten und die Erarbeitung einfacher mechanischen Modelle zur Abschätzung der Kraft-Verformungsbeziehung von Mauerwerksriegeln mit Stahlbetonbalken, die direkt in eine Bemessung oder Beurteilung einfliessen können. In einem sich in Planung befindenden Projektteil sollen verschiedene Riegeltypen aus Mauerwerksgebäuden mit Holzbalkendecken mittels numerischen Berechnungen und weiteren Experimenten untersucht werden.

7 VERDANKUNGEN

Dieses Projekt wurde von der KGV Präventionsstiftung im Rahmen des Forschungsvorhabens „Nonlinear deformation behavior of unreinforced masonry structures through testing and numerical simulations" finanziert. Bei der Versuchsdurchführung haben Herr Dominik Werne, Herr Thomas Jaggi und Herr Christoph Gisler die Autoren unterstützt.

8 LITERATUR

Bentz E.C. (2000), Response 2000 – Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory, University of Toronto, Canada. (http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz/home.shtml)

Beyer K., Dazio A. (2008), Analysis of coupled masonry walls, Bericht, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, Schweiz.

CEN (2004), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1, European Committee for Standardization, Brüssel, Belgien.

CEN (2005), Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3, European Committee for Standardization, Brüssel, Belgien.

Cervenka V. (2007), Atena – Computer Program for Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Theorie- and Benutzerhandbuch, Prag, Tschechien.

Löring S. (2005), Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Dissertation, Universität Dortmund, Deutschland.

OPCM n. 3431 (2005), Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003, recante „Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". Suppl. Ordinario n. 85 alla G.U. n. 107 del 10 maggio 2005. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 3 maggio 2005. Rom, Italien.

Priestley M.J.N, Calvi G.M., Kowalsky M. (2007), Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.

SIA 266 (2003), Mauerwerk, SIA-Norm, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, Schweiz.

Statisch-zyklische Versuche zum Erdbebenverhalten von Mauerwerkswänden

René Suter und Alain Broye
Hochschule für Technik und Architektur, Freiburg

1 EINLEITUNG

1.1 Erdbebengefährdung in der Schweiz

In der Schweiz wurde die Erdbebengefährdung über lange Zeit unterschätzt. Neuere Untersuchungen des Bundesamtes für Umwelt zeigten jedoch, dass das Erdbebenrisiko mit Abstand die grösste Naturgefahr darstellt, weit vor den Gefahren durch Lawinen, Überschwemmungen und anderen. Erdbeben hoher Magnitude, die in den letzten Jahren in der Türkei (1999), in Japan (1995) und in Kalifornien (1994) grosse Schäden zur Folge hatten, können auch in der Schweiz auftreten. Die Wahrscheinlichkeit eines Erdbebens grosser Intensität ist zwar wesentlich kleiner, sie ist jedoch möglich. Die Erdbeben in Basel (1356) und in Visp (1855) bezeugen diese Gefahr.

Die neue Generation der SIA Normen (Swisscodes, 2003), die sich auch auf die europäischen Normen (Eurocodes) abstützt, trägt der neu eingeschätzten Erdbebengefahr Rechnung. Die der Bemessung zugrunde gelegten Beanspruchungen der Tragwerke entsprechen den durch Erdbeben erzeugten Einwirkungen. Die Bemessungskriterien werden durch die Trägheitskräfte bestimmt, die auf das Tragwerk wirken.

1.2 Mauerwerk

Das Mauerwerk stellt seit Jahrhunderten eine der wichtigsten Bauweisen dar. Neuere Entwicklungen auf dem Gebiete der Materialien (mechanische Festigkeiten, thermische Isolierung, Schalldämpfung, etc.) und der Bauweisen (Vorfabrikation, Klebefugen, Montagehilfen, etc.) führten dazu, dass das Mauerwerk heute zu den häufigsten Bauweisen zur Erstellung von Wänden für kleine bis mittlere Wohnbauten darstellt.

Das Mauerwerk hat jedoch auch gewichtige Nachteile: eine beschränkte Verformbarkeit und eine geringe Festigkeit gegenüber horizontaler Einwirkungen. Diese Eigenschaften führen dazu, dass Mauerwerk nur in beschränktem Mass als erdbebentauglich bezeichnet werden kann. Es muss auch erwähnt werden, dass das Verhalten von Mauerwerk relativ schlecht bekannt ist. Es liegen nur wenige Forschungsresultate vor, die sich mit den spezifischen Eigenschaften von Mauerwerk auseinandersetzen.

Es erscheint somit dringend notwendig, den Aufwand für theoretische und experimentelle Forschung auf dem Gebiete des Mauerwerks zu erhöhen, um über die entsprechenden Grundlagen betreffend dessen Verhalten zu verfügen. Dies gilt insbesondere für die Eigenschaften, die für den Widerstand gegenüber Einwirkungen infolge Erdbeben von Bedeutung sind.

1.3 Erdbebenwiderstand von Mauerwerk

Die Bemessung von Mauerwerk stützt sich in der Schweiz auf die spezifische Norm SIA 266 *Mauerwerk* sowie auf die übergreifenden Normen SIA 260 *Grundlagen der Projektierung von Tragwerken* und SIA 261 *Einwirkungen auf Tragwerke*.

Betreffend die Erdbebenbemessung schlägt die Norm SIA 266 ein Rechenmodell vor, in dem der Widerstand einer Mauerwerkswand durch die Einwirkung von vertikalen Normalkräften, horizontalen Schubkräften und Biegemomenten bestimmt wird. Dieses Rechenmodell basiert auf der Theorie der Spannungsfelder, die in horizontaler und vertikaler Richtung einwirken und entsprechend überlagert werden.

Um die Bemessung einer Mauerwerkswand durchführen zu können, ist es jedoch unerlässlich, über die Kenntnis der entsprechenden Eigenschaften des Mauerwerks zu verfügen. Es betrifft dies insbesondere den Schubwiderstand einer durch vertikale und horizontale Kräfte beanspruchten Mauerwerkswand. Dieser Schubwiderstand hängt in erster Linie ab von den mechanischen Eigenschaften der Steine und des Mörtels sowie von der Qualität der Ausführung. Konkrete Bemessungswerte für den Schubwiderstand liegen nur in allgemeiner Form als Durchschnittswerte vor. Spezifische Werte für die einzelnen Typen von Mauerwerks-

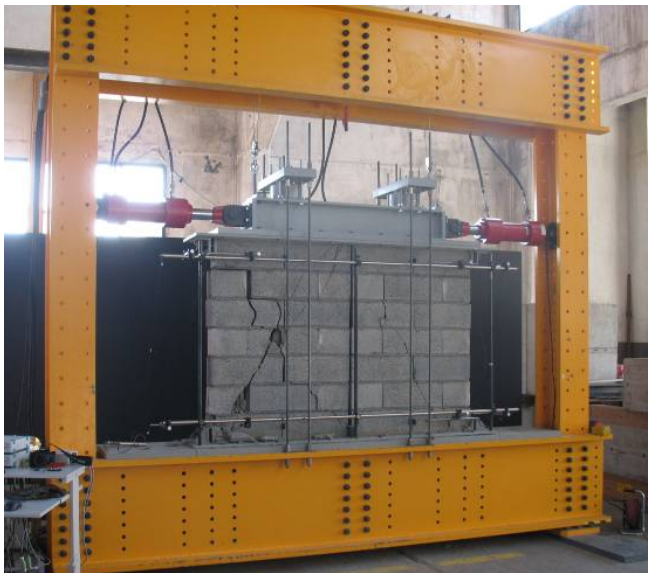


Abb. 1: Versuchsstand für statisch-zyklische Belastungsversuche.

wänden wurden weder durch die Produzenten, noch durch die entsprechenden Kommissionen ermittelt.

Aus diesen Gründen wurde im Jahre 2007 an der Hochschule für Technik und Architektur (HTA) Freiburg ein Forschungsprojekt *Erdbebenwiderstand von Mauerwerk* in Angriff genommen. Dieses Forschungsprojekt sollte einen Beitrag zur besseren Kenntnis der Eigenschaften von Mauerwerk leisten. Es schlägt insbesondere vor, durch statisch-zyklische Belastungsversuche den Schubwiderstand der verschiedenen in der Schweiz hergestellten Mauerwerkswände zu ermitteln. Die Ziele des Forschungsprojekts sind folgende:

- Analyse des Verhaltens von Mauerwerkswänden unter der Einwirkung von vertikalen und horizontalen Kräften und Verformungen;
- Aufbau eines Versuchsstandes (Abb. 1, 2 ,3), in dem Mauerwerkswände gleichzeitig einer vertikalen, Druckbeanspruchung und einer horizontalen, Schubbeanspruchung unterzogen werden;
- Durchführung eines Referenzversuchs zur Ermittlung des Tragwiderstands gegen vertikale und horizontale Kräfte und Verformungen;
- Ermittlung der spezifischen Eigenschaften der verschiedenen in der Schweiz hergestellten Mauerwerkswände und Beurteilung des entsprechenden Erdbebenwiderstands.

In einer späteren Phase wird es zudem notwendig sein, die verschiedenen Formen von bewehrtem Mauerwerk zu untersuchen und zu beurteilen. Die Entwicklung von Verstärkungssystemen für bestehende Mauerwerksbauten bildet das Thema eines weiteren Forschungsprojekts, das an der HTA Freiburg in Angriff genommen wurde.

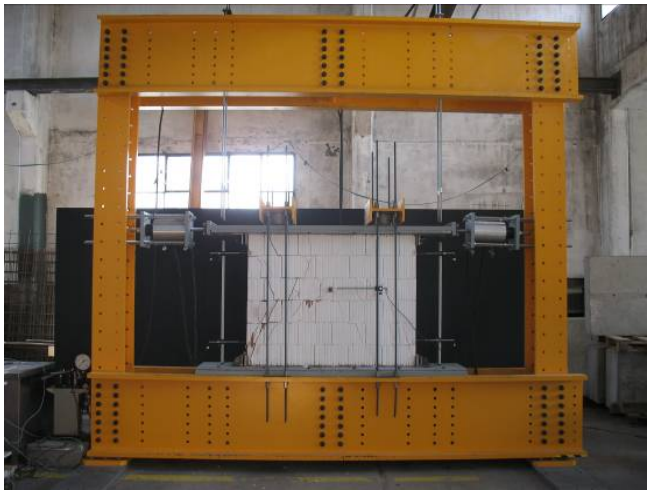


Abb. 2: Statisch-zyklische Belastungsversuche an einer Bachsteinmauer .

2 EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN

2.1 Forschungsprogramm

Der Erdbebenwiderstand einer Mauerwerkswand hängt ab von der Art und dem Aufbau des Mauerwerks sowie von gewissen äusseren Einflüssen und Bedingungen. Das Forschungsprojekt gliedert sich deshalb in zwei Teilgebiete. In einem ersten Teil werden die spezifischen Eigenschaften der verschiedenen Mauerwerkswände untersucht (Steine, Mörtel, Ausführungsmethoden, etc.). In einem zweiten Teil wird der Einfluss gewisser Parameter (Normalkraft, Abmessungen, etc.) auf den Tragwiderstand und auf die Verformbarkeit analysiert.

Im ersten Teil der experimentellen Untersuchungen wurden Belastungsversuche an verschiedenen in der Westschweiz hergestellten Mauerwerken durchgeführt. Diese Versuche erfolgten in enger Zusammenarbeit mit den entsprechenden Produzenten:

- Creabeton Materiaux AG, Lyss,
- Eggs & Luginbühl AG, Sitten,
- Morandi Frères AG, Corcelles-près-Payerne,
- Ziegeleien Freiburg & Lausanne AG,
- Union des Fabricants de Produits en béton de Suisse Romande,
- Fixit AG, Bex.

Im zweiten Teil wurden Parameterstudien durchgeführt. Nach Absprache mit der Normenkommission SIA 266 wurden folgende zwei Parameter untersucht:

- Einfluss der Normalkraft in vertikaler Richtung Druckspannungen von 0.5 – 3.0 N/mm^2,
- Einfluss der Abmessungen der Wände Verhältnis Länge/Höhe von 0.38 – 1.80.

2.2 Beschreibung der Versuche

Gemäss Zielsetzung des Forschungsprojekts sollten die experimentellen Untersuchungen erlauben, das Verhalten von Mauerwerkswänden unter der gleichzeitigen Einwirkung von vertikalen und horizontalen Kräften in Wandebene zu analysieren. Den zentralen Punkt bilden deshalb die statisch-zyklischen Belastungsversuche (Abb. 4) an Mauerwerkswänden in den Abmessungen von ungefähr 2000 x 1500 mm.

Parallel dazu werden Versuche an den einzelnen Bestandteilen des Mauerwerks (Steine, Mörtel, Teilelemente von Mauerwänden) durchgeführt. Durch diese Versuche (Abb. 5, 6) sollten die allgemeinen Eigenschaften des entsprechenden Mauerwerks ermittelt werden:

- Druckfestigkeit der Mauerwerkssteine,
- Biegezug- und Druckfestigkeit der Mörtel,
- Druckfestigkeit von Dreistein-Elementen,
- Mauerwerks-Druckfestigkeit senkrecht Lagerfugen,
- Mauerwerks-Druckfestigkeit senkrecht Stossfugen.

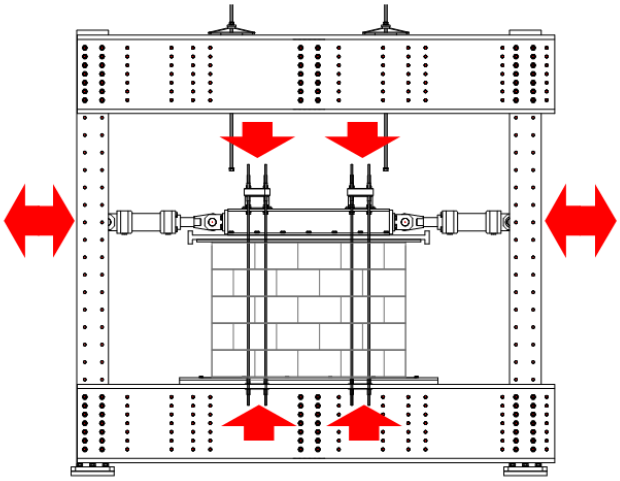


Abb. 3: Versuchsstand: Schematische Darstellung.

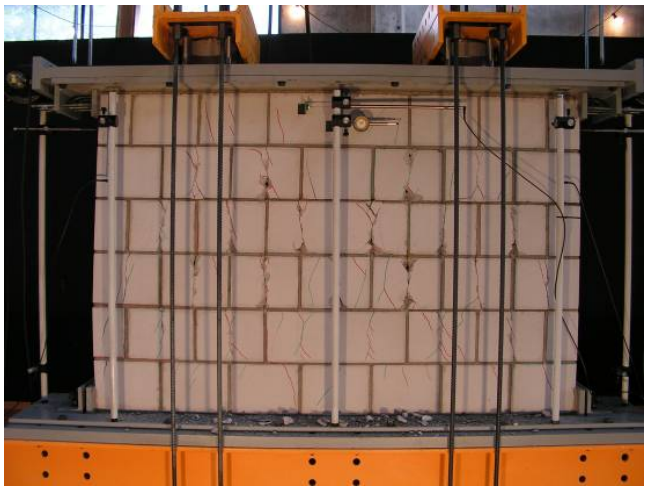


Abb. 4: Belastungsversuch an Kalksandsteinmauer.

Abb. 5: Druckversuche an Mauerwerkswänden senkrecht zu Lagerfugen.

Abb. 6: Druckversuche an Mauerwerkswänden senkrecht zu Stossfugen.

2.3 Statisch-zyklische Belastungsversuche

In einer ersten Phase wird die vorgesehene Normalkraft aufgebracht, mithilfe von zwei hydraulischen Flachpressen vom Typ Bieri HZ, mit einer Kapazität von 2 x 1'000 kN. Diese Normalkraft, die unabhängig von der Horizontalkraft über ein erstes Hydrauliksystem gesteuert wird, bleibt über den gesamten Belastungsversuch konstant.

In einer zweiten Phase wird die Horizontalkraft über ein zweites Hydrauliksystem eingeleitet, mithilfe von zwei hydraulischen Zug/Druckpressen vom Typ W&B ZBD, wobei die hydraulischen Anschlüsse mit umgekehrten Vorzeichen angebracht sind. Die Horizontalkraft wird stufenweise erhöht, alternativ auf beide Seiten. Im ungerissenen Bereich erfolgt die Laststeigerung kraftgesteuert, im gerissenen Bereich verformungsgesteuert.

Abb. 1 zeigt den an der HTA Freiburg aufgebauten Versuchsstand für die statisch-zyklischen Belastungsversuche. In Abb. 3 ist schematisch die Anordnung der vertikalen und horizontalen Pressen aufgezeichnet. Gemessen werden die verschiedenen vertikalen und horizontalen Verformungen und Kräfte.

3 VERSUCHSRESULTATE

3.1 Überblick

In den Jahren 2007 bis 2009 wurden an der HTA Freiburg 32 statisch-zyklische Belastungsversuche an Mauerwerkswänden durchgeführt. Im Rahmen dieses Beitrags ist es nicht möglich, einen Überblick über das gesamte Versuchsprogramm zu geben. Auch sind die verschiedenen Hersteller von Mauerwerkssteinen noch nicht bereit, eine Veröffentlichung aller Resultate zuzulassen. Bis Ende 2009 wird es jedoch möglich sein, die Resultate der einzelnen Produkte zu vergleichen.

Deshalb wird in den folgenden Abschnitten ein Auszug aus den Resultaten der statisch-zyklischen Belastungsversuche wiedergegeben, ohne die einzelnen Produkte namentlich zu erwähnen. Aufgezeigt werden die Resultate der folgenden Versuche an Mauerwerkswänden:

- Normbacksteine vom Typ MXE mit Zementmörtel- oder Dünnbettfugen,
- Thermisch isolierende Backsteine mit Leichtmörtel- oder Dünnbettfugen,
- Einfluss der vertikalen Normalkraft,
- Einfluss der Abmessungen der Mauerwerkswand.

3.2 Normbacksteine mit Zementmörtel oder Dünnbettfuge

Für die Normbacksteine des Typs MXE wurden zuerst drei Mauerwerkswände aus normalen Backsteinen mit Zementmörtelfugen erstellt. Anschliessend wurden drei Wände aus geschliffenen Backsteinen und Dünnbettfugen mit Klebemörtel erstellt. Wie in der Baupraxis üblich wurden die vertikalen Stossfugen nicht ausgebildet.

Die sechs Mauerwerkswände wurden statisch-zyklischen Belastungsversuchen unterzogen, wobei

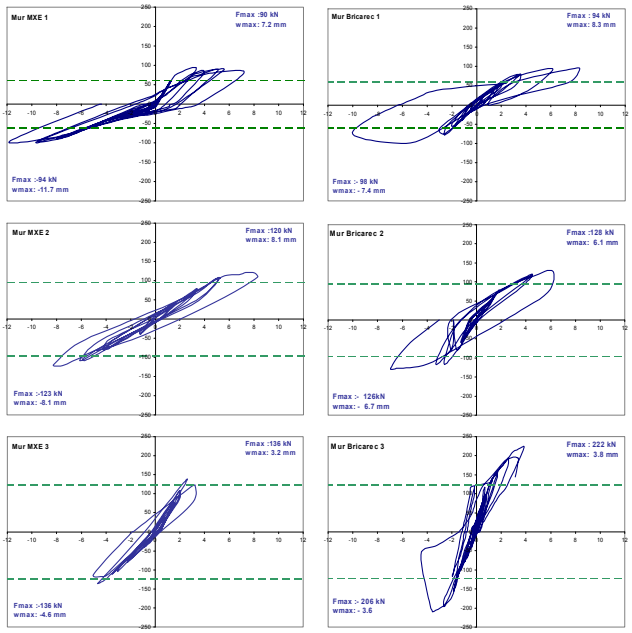


Abb. 7: Kraft/Verformungs-Diagramme: Normsteine mit Mörtel- oder Dünnbettfuge.

die aufgebrachte Normalkraft einer gleichmässig verteilten Druckspannung im Mauerwerk von 0.5, 1.0 und 2.0 N/mm^2 entsprach.

Durch diese Versuche konnte das unterschiedliche Verhalten zwischen den beiden Mauerwerksarten einerseits und zwischen den verschiedenen Belastungsgraden andererseits untersucht werden.

Die Kraft/Verformungs-Diagramme der sechs Mauerwerkswände sind in Abb. 7 aufgezeichnet. Sie geben Anlass zu folgenden Bemerkungen:

- Die gemessenen Horizontalkräfte sind für alle Versuche wesentlich höher als die entsprechenden Werte gemäss der SIA Norm 266 oder der FEMA Richtlinie 310.
- Die gemessenen Horizontalverformungen sind zwar nicht sehr gross, sie lassen jedoch trotzdem eine gewisse Duktilität des Mauerwerks zu.
- Der Vergleich zwischen den zwei Mauerwerksarten ergibt leicht höhere Horizontalkräfte der Dünnbettfugen bei kleinen Normalspannungen und erheblich höhere Horizontalkräfte bei grösseren Normalspannungen.
- Die Horizontalverformungen sind geringer für das Mauerwerk mit Dünnbettfugen, wobei der Unterschied zwischen den beiden Herstellungsarten geringer als erwartet ausfiel.
- Der Vergleich der verschiedenen Belastungsgrade ergibt, gegenüber der geringsten Normalspannung von 0.5 N/mm^2, eine Erhöhung der Horizontalkräfte um ca. 30% für Normalspannungen von 1.0 N/mm^2. Für Normalspannungen von 2.0 N/mm^2 beträgt die-

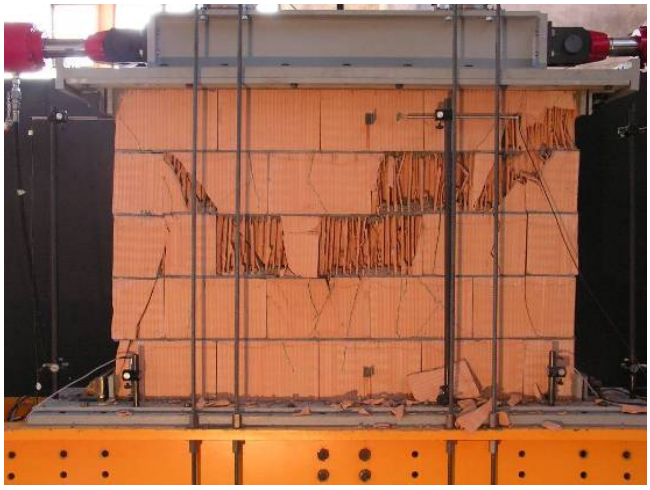


Abb. 8: Schubbruch einer Mauerwerkswand: Normbacksteine mit Zementmörtelfuge.

Abb. 9: Schubbruch einer Mauerwerkswand: Normbacksteine mit Dünnbettfuge.

se Erhöhung 45% bei Zementmörtelfugen und 100% bei Dünnbettfugen.

– Die Horizontalverformungen nehmen mit steigendem Belastungsgrad in einem ähnlichen Verhältnis ab.
– Für Mauerwerk mit Zementmörtelfugen verlaufen die Risse bei kleinen Normalspannungen vorwiegend durch die Fugen; bei höheren Normalspannungen verlaufen sie unabhängig durch Steine und Fugen (Abb. 8).
– Für Mauerwerk mit Dünnbettfugen verlaufen die Risse bei allen Belastungsgraden unabhängig durch Steine und Fugen (Abb. 9).

3.3 Isolierbacksteine mit Leichtmörtel- oder Dünnbettfuge

Für die thermisch isolierenden Tonbacksteine wurden ebenfalls drei Mauerwerkswände aus normalen Isolierbacksteinen und Fugen mit Leichtzementmörtel und drei Wände aus geschliffenen Backsteinen und

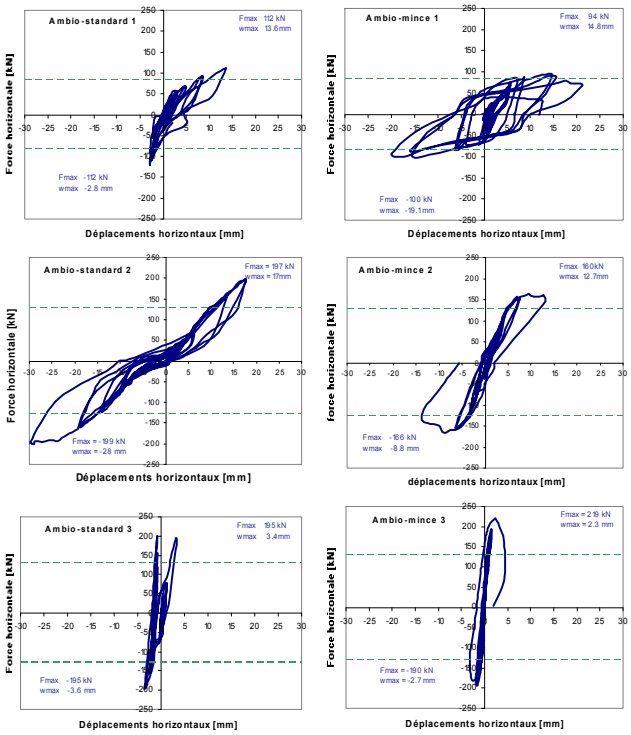


Abb. 10: Kraft/Verformungs-Diagramme: Isoliersteine mit Leichtmörtel- oder Dünnbettfuge.

Dünnbettfugen mit Klebemörtel erstellt. Die vertikalen Stossfugen waren nicht ausgebildet.

Die sechs Mauerwerkswände wurden statisch-zyklischen Belastungsversuchen unterzogen, wobei die aufgebrachte Normalkraft einer gleichmässig verteilten Druckspannung im Mauerwerk von 0.25, 0.50 und 1.00 N/mm^2 entsprach.

Durch diese Versuche konnte wiederum das unterschiedliche Verhalten zwischen den beiden Mauerwerksarten und zwischen den verschiedenen Belastungsgraden beobachtet werden.

Die Kraft/Verformungs-Diagramme der sechs Mauerwerkswände sind in Abb. 10 aufgezeichnet. Sie geben Anlass zu folgenden Bemerkungen:

– Die gemessenen Horizontalkräfte sind auch für die Isolierbacksteine in allen Versuchen wesentlich höher als die entsprechenden Werte gemäss SIA Norm 266 oder FEMA Richtlinie 310.
– Die Horizontalverformungen entsprechen ungefähr denjenigen der Normbacksteine. Sie sind somit zwar nicht sehr gross, sie lassen jedoch trotzdem eine gewisse Duktilität des Mauerwerks zu.
– Der Vergleich zwischen den zwei Mauerwerksarten lässt keine klaren Folgerungen zu. Die horizontalen Kräfte liegen in der gleichen Grössenordnung. Die horizontalen Verformungen hängen stark von der Normalspannung ab.

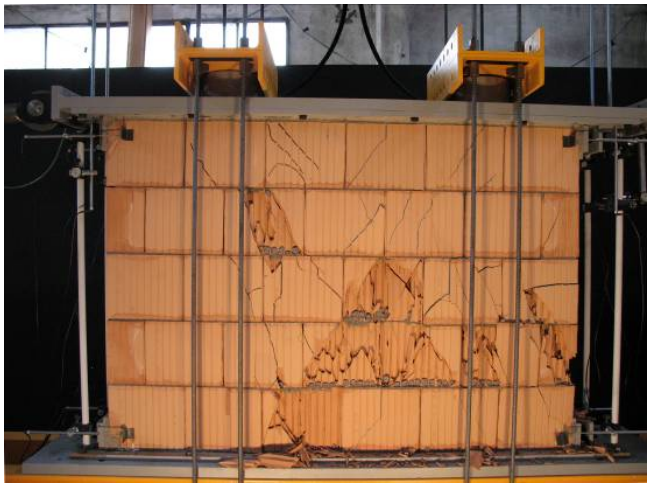


Abb. 11: Schubbruch einer Mauerwerkswand: Isolierbacksteine mit Leichtmörtelfuge.

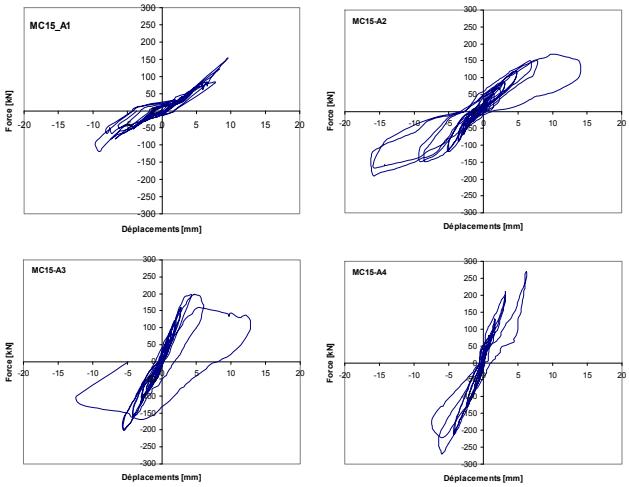


Abb. 12: Einfluss der vertikalen Normalkraft.

– Der Vergleich der verschiedenen Belastungsgrade ergibt, gegenüber der kleinsten Normalspannung von 0.25 N/mm^2, für beide Mauerwerksarten eine Erhöhung der Horizontalkräfte um ca. 70% für eine Normalspannung von 0.50 N/mm^2, und von 90% für eine Normalspannung 1.00 N/mm^2.
– Die Horizontalverformungen nehmen mit aufsteigendem Belastungsgrad in einem ähnlichen Verhältnis ab.
– Für Isolierbacksteine mit Leichtmörtelfugen verlaufen die Risse bei allen Belastungsgraden vorwiegend durch die Fugen (Abb. 11).
– Für Isolierbacksteine mit Dünnbettfugen verlaufen die Risse unabhängig durch Steine und Fugen.
– Das Verhalten von Mauerwerk aus Isolierbacksteinen mit Dünnbettfugen kann somit als relativ homogen bezeichnet werden.

3.4 Einfluss der vertikalen Normalspannung

Der Einfluss der Normalkraft wurde untersucht an vier identischen Mauerwerkswänden von 1500 mm Länge, 1200 mm Höhe und 150 mm Stärke. Diese Mauern waren hergestellt aus Zementsteinen von 500 x 190 x 150 mm, mit Lagerfugen aus Zementmörtel. Die vertikalen Stossfugen waren nicht ausgebildet.

Die vertikalen und für jeden Versuch konstanten Normalkräfte betrugen 113, 225, 450 und 675 kN, was gleichmässig verteilten Druckspannungen von 0.5, 1.0, 2.0 und 3.0 N/mm^2 entsprach.

Die Kraft/Verformungs-Diagramme der vier Mauerwerkswände sind in Abb. 12 aufgezeigt. Sie geben Anlass zu folgenden Bemerkungen:

– Für die geringste Normalspannung von 0.5 N/mm^2 werden horizontale Kräfte von +/- 138 kN und Verformungen von +/- 10 mm gemessen. Der Bruch erfolgt durch Rotation.
– Für eine Normalspannung von 1.0 N/mm^2 betragen die horizontalen Kräfte +/- 178 kN (+ 29%) und die Verformungen +/- 13 mm (+ 30%). Der Bruch erfolgt durch Schub.
– Für eine Normalspannung von 2.0 N/mm^2 betragen die horizontalen Kräfte +/- 197 kN (+ 43%) und die Verformungen +/- 6 mm (- 40%). Der Bruch erfolgt durch Schub.
– Für eine Normalspannung von 3.0 N/mm^2 betragen die horizontalen Kräfte +/- 271 kN (+ 96%) und die Verformungen +/- 6 mm (- 40%). Der Bruch erfolgt durch Schub.
– Die maximalen Horizontalkräfte nehmen mit der Erhöhung der Normalspannung zu. Die Zunahme ist jedoch nicht gleichmässig, sie hängt auch ab von der Art des Bruchs (Rotation oder Schub).
– Die Horizontalverformungen erreichen einen Höchstwert für eine Normalspannung von 1 N/mm^2. Ein günstiges Belastungsniveau liegt somit bei der minimalen Normalspannung, bei der die Art des Bruchs von Rotation auf Schub wechselt. Für diese Mauerwerkswand wurde auch die höchste Energie-Dissipation ermittelt.

3.5 Einfluss der Abmessungen

Der Einfluss der Abmessungen, insbesondere das Verhältnis von Länge zu Höhe der Mauerwerkswände, wurde untersucht an sechs Prüfkörpern von 1400 mm Höhe und einer variablen Länge von 500 bis 2500 mm. Das Verhältnis Länge/Höhe betrug 0.36, 0.72, 1.08, 1.44 und 1.80.

Die Wände waren hergestellt aus Zementsteinen von 500 x 190 x 150 mm, mit Lagerfugen aus Zementmörtel. Die vertikalen Stossfugen waren nicht ausgebildet. Um eine praxisgerechte Krafteinleitung über eine horizontale Deckenplatte zu gewährleisten,

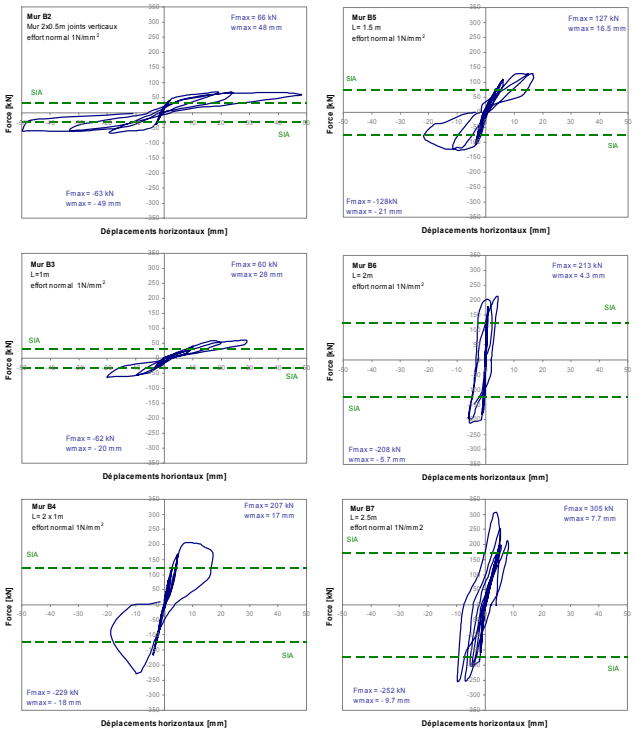


Abb. 13: Einfluss der Abmessungen: Verhältnis von Länge zu Höhe der Wände.

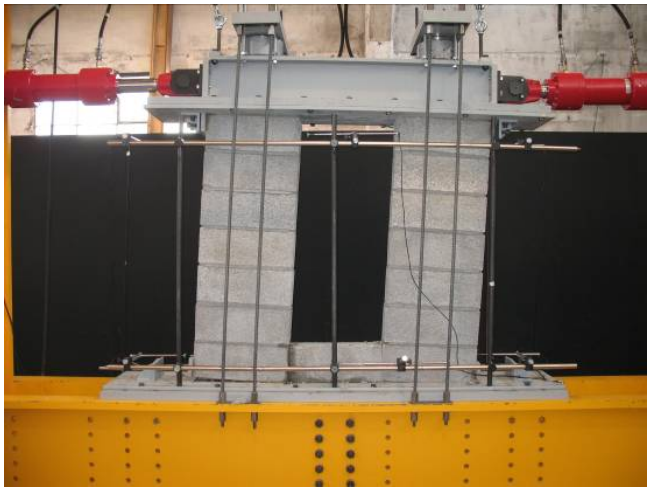


Abb. 14: Rotation einer Mauerwerkswand aus Zementsteinen, von 2 x 500 mm Länge.

wurden für die Versuche mit Mauerwerkswänden von 500 und 1000 mm Länge zwei Elemente gleichzeitig hergestellt (Abb. 14). Die Wand von 1000 mm Länge wurde zudem auch als einzelnes Element geprüft. Die Wände von 500 mm Länge wurden durch Einzelsteine und durch versetzte Steine erstellt.

Die Kraft/Verformungs-Diagramme der sechs Mauerwerkswände sind in Abb. 13 aufgezeigt. Sie geben Anlass zu folgenden Bemerkungen:

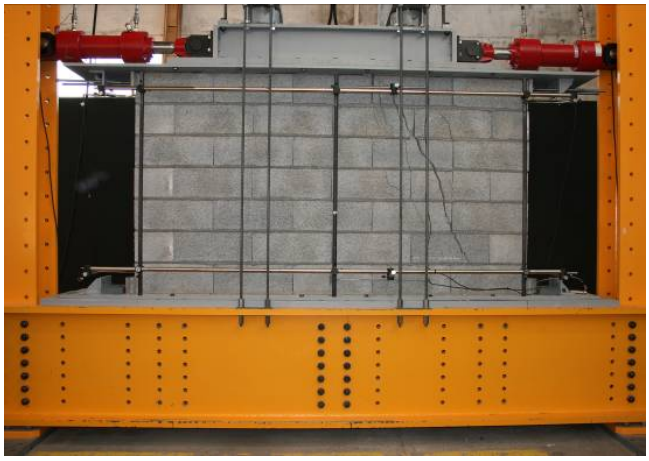


Abb. 15: Schubbruch einer Mauerwerkswand aus Zementsteinen, von 2500 mm Länge.

– Für Mauerwerkswände von 2 x 500 und 1000 mm, bei denen der Bruch durch Rotation erfolgt, beträgt die Horizontalkraft 61 kN (Abb. 14).
– Für den Versuch mit 2 Wänden von 1000 mm, bei denen die steife Deckenplatte eine Verdrehung verhindert, steigt die Horizontalkraft auf 105 kN.
– Für die längeren Mauerwerkswände von 1500, 2000 und 2500 mm beträgt die auf eine Länge von 1000 mm bezogene Horizontalkraft zwischen 105 und 110 kN, was einer Schubspannung von ungefähr 0.7 N/mm^2 entspricht (Abb. 15).

4 ZUSAMMENFASSUNG & FOLGERUNGEN

Im Rahmen eines Forschungsprojekts *Erdbebenwiderstand von Mauerwerkswänden* wurden an der Hochschule für Technik und Architektur (HTA) Freiburg zahlreiche experimentelle Untersuchungen an Mauerwerkswänden durchgeführt. Das Ziel dieser Untersuchungen war, einen Beitrag zur besseren Kenntnis des Verhaltens und der Eigenschaften der verschiedenen in der Schweiz hergestellten Mauerwerke zu leisten.

Den zentralen Teil der experimentellen Untersuchungen bildeten die statisch-zyklischen Belastungsversuche an Wänden von ungefähr 1800 mm Länge und 1400 mm Höhe. Diese Wände wurden gleichzeitig durch vertikale und horizontale Einwirkungen in Wandebene geprüft.

Die statisch-zyklischen Belastungsversuche zeigten durchwegs höhere Schubwiderstände als die in den verschiedenen Normen und Richtlinien enthaltenen Werte. Die Verformbarkeit der Mauerwerkswände bleibt naturgemäss beschränkt. Bestimmte Steine und einzelne Herstellungsarten lassen jedoch gewisse Verformungen zu.

Die auf das Mauerwerk einwirkende Normalkraft hat einen wesentlichen Einfluss auf dessen Schubwiderstand und auf dessen Verformungsverhalten. Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass eine Erhöhung der Normalkraft eine Erhöhung des Schubwiderstands und eine Verringerung der Verformungen nach sich zieht. Das Ausmass dieser allgemeinen Folgerung hängt jedoch stark von den einzelnen Mauerwerksarten ab.

Die Abmessungen und insbesondere das Verhältnis von Länge zu Höhe bestimmen in einem grossen Mass die Horizontalkräfte sowie das Verformungsverhalten von Mauerwerkswänden. Bei einem Verhältnis L/H < 1 erfolgt der Bruch im Allgemeinen durch Rotation. Die Horizontalkraft wird durch das Verhältnis der vertikalen und horizontalen Kräftepaare bestimmt.

Bei einem Verhältnis von L/H > 1 erfolgt der Bruch im Allgemeinen durch Schub. Die Horizontalkraft wird durch die Grundfläche der Mauer und die für das Mauerwerk ermittelte Schubspannung bestimmt.

Die Belastungsversuche haben gezeigt, dass die verschiedenen Mauerwerkswände befähigt sind, beträchtliche Horizontalkräfte in Wandebene aufzunehmen. Sie weisen auch eine gewisse, wenn auch bescheidene, Verformbarkeit auf. Es sollte somit möglich sein, Mauerwerkswände in bestimmten Fällen als Tragelement gegen horizontale Einwirkungen einzusetzen, insbesondere in nicht zu stark durch Erdbeben gefährdeten Zonen oder für Bauten, die in die Bauwerksklassen I, eventuell II fallen.

Die Auswertung der Versuchsresultate ist noch nicht abgeschlossen. Wir sind im jetzigen Zeitpunkt daran, bestimmte Folgerungen aus den Versuchen zu ziehen und diese der Normenkommission SIA 266 zu übermitteln. Es wird jedoch nicht möglich sein, aus dieser beschränkten Anzahl von Versuchen allgemeine Richtlinien zum Verhalten und zum Erdbebenwiderstand von Mauerwerkswänden zu erarbeiten. Dafür müssen noch zusätzliche experimentelle Untersuchungen an in der Schweiz hergestelltem Mauerwerk durchgeführt werden.

In weitere Untersuchungen müssen natürlich auch die verschiedenen Arten von bewehrtem Mauerwerk einbezogen werden. Diese Bewehrungen erhöhen, je nach Anordnung, den Schubwiderstand und/oder die Verformbarkeit der Mauerwerkswände. Es ist jedoch notwenig, die Effizient der verschiedenen auf dem Markt befindlichen Bewehrungen experimentell nachzuweisen.

Schlussendlich ist es auch wesentlich, dass Mauerwerkswände gemäss der in den entsprechenden Normen und Richtlinien enthaltenen Regeln erstellt werden. Dies betrifft die Eigenschaften der einzelnen Bestandteile (Steine, Mörtel, etc.), die fachgemässe Ausführung, sowie eine kompetente und lückenlose Qualitätskontrolle.

Des Weiteren muss unbedingt sichergestellt werden, dass nachträglich durch die verschiedenen am Bau beteiligten Handwerker keine Verletzungen (Löcher, Schlitze, Öffnungen) der tragenden Mauerwerkswände erfolgen. Solche Verletzungen stellen eine beträchtliche Schwächung dar und gefährden den Erdbebenwiderstand des Mauerwerks.

5 LITERATUR

Bachmann H. (2002), Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, Basel.

El Gawady M., Lestuzzi P., Badoux M. (2004), Static cyclic tests on URM walls before and after retrofitting with composites, 13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam, The Netherlands.

Eurocode 8 (2004), Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Comité Européen de Normalisation (CEN), Bruxelles.

Ganz H.R. (1985), Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.

FEMA 310 (1998), Handbook for Seismic Evaluation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

Lang K. (2002), Seismic Vulnerability of Existing Buildings, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich.

Lestuzzi P., Badoux M. (2008), Génie parasismique – Conception et dimensionnement des bâtiments, PPUR Lausanne.

Lestuzzi P., Mittaz X. (2007), Horizontaler Tragwiderstand von Mauerwerkswänden parallel zur Wandebene, DACH Mitteilungsblatt, September 2007.

Mistler M., Butenweg Ch., Fehling E., Stürz J. (2007), Verformungsbasierte seismische Bemessung von Mauerwerksbauten auf Grundlage zyklischer Schubwandversuche, Bauingenieur 3/2007.

SIA Norm 260 (2003), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Zürich.

SIA Norm 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke, Zürich.

SIA Norm 266 (2003), Mauerwerk, Zürich.

SIA Dokumentation D0171 (2002), Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden, Zürich.

Schweizerischer Erdbebendienst (2006), Erdbebengefährdung in der Schweiz, Zürich.

Zimmerli B., Schwartz J., Schwegler G. (1999), Mauerwerk – Bemessung und Konstruktion, Birkhäuser Verlag, Basel.

Interpretation der Verhaltensbeiwerte von über 100 zyklischen Schubversuchen in ganz Europa

Suikai Lu, Martin Kasa und Clemens Unger
Wienerberger AG, Wien

1 EINLEITUNG

Dieser Aufsatz gibt einen Überblick über 100 quasidynamische, zyklische Schubversuche mit wiederholenden Zyklen sowie steigenden Auslenkungen und dabei gleichbleibender vertikaler Auflast, die an Wienerberger Produkten in den vergangenen Jahren durchgeführt wurden. Hierbei sind verschiedene gebrannte Tonziegel sowie Hochlochziegel in Kombination mit verschiedenen Mörtel, DRYFIX© (PU-Mörtel) sowie duktilitätserhöhenden Maßnahmen an unbewehrten, bewehrten und auch Verfüllmauerwerk untersucht worden.

Die experimentelle Arbeit wurde an verschiedenen Instituten sowie Universitätslabors in ganz Europa durchgeführt.

Diese Anzahl an Versuchen stellt die größte Datenbank weltweit an zyklischen Schubversuchen an gebrannten Tonziegeln dar, wobei viele Versuche bis dato niemals veröffentlicht wurden. Der Aufsatz gibt Aufschlüsse über die wichtigsten Erkenntnisse und stellt eine Zusammenfassung dieser dar.

Der zweite Teil beinhaltet die Interpretation der Ergebnisse und in weiterer Folge eine analytische Abhandlung über die Beurteilung der Duktilität sowie der daraus abzuleitenden Verhaltensfaktoren für verschiedene Typen von Mauerwerk, welche als Grundlage für zukünftige Normen dienen soll um eine lineare realistische sowie wirtschaftliche Bemessung ohne Vernachlässigung des Sicherheitsaspekts durchführen zu können

2 ERLÄUTERUNG DES VERSUCHABLAUFS

Es wurden jeweils Wände in verschiedenen Abmessungen hergestellt und auf deren zyklische Schubtragfähigkeit geprüft. Hierbei ist jeweils eine ständige konstante Auflast mittels vertikalen Pressen simuliert worden um die Realität von darüberliegenden Lasten resultierend aus Geschoßdecken, Nutzlasten sowie Wänden darzustellen.

Der Zeitverlauf wurde so gewählt, dass jeder Auslenkungszyklus je dreimal in positiver sowie negativer Richtung gefahren wurde, bis zum nächst höheren Niveau übergegangen wurde.

Besondere Sorgfalt wurde auf die exakte Einhaltung sowie Definition der Randbedingungen gelegt, damit die Replizierbarkeit des Versuchs gegeben ist. Hierbei wurde unabhängig vom prüfenden Institut, entweder die Randbedingung: voll eingespannt oben und unten (fixed ended) oder oben frei auskragend (cantilever) gewählt.

3 LABORANORDNUNG 1

3.1 Versuchskonfiguration

Die Wände wurden als eingespannte Cantilever Wände getestet und wurden konstant mit einer vertikalen Last beansprucht. Am oberen Ende der Wand wurden seitliche Verschiebungen, über den biegesteifen Balken aufgebracht. Die Stahlbetonfundamente, auf denen die Prüfwand stand wurden mit Bolzen im Boden verankert (strong floor) um Verschiebungen zu vermeiden (siehe Abb. 1).

Abb. 1: Laboranordnung.

Der Versuchsaufbau bestand aus einem Stahlrahmen (Reaktionsrahmen) und zwei programmierbaren Hydraulikpressen, die am Stahlrahmen fixiert waren. Mit Hilfe dieser Pressen konnte sowohl eine konstante Vertikale Last, als auch die seitlichen Verschiebungen aufgebracht werden.
Die vertikale Last wurde mit Hilfe einer programmierbaren Presse (Belastungen bis zu1000 kN) in der Mitte der Wand aufgebracht. Um eine bestmögliche Kraftübertragung auf die gesamte Länge der Wand zu gewährleisten wurde ein Stahlträger unterhalb der hydraulischen Presse angeordnet.
Um die entstehenden Reibungen zu reduzieren wurde zusätzlich zischen dem Stahlträger und dem Betonelement ein Rolllager installiert. Ein weiters Rolllager wurde zischen Hydraulikpresse und Stahlträger installiert.

Die horizontale Kraft wurde ebenfalls mit einer Hydraulikpresse (250 kN) aufgebracht. Die Presse befand sich auf mittlere Höhe und wurde am Stahlrahmen befestigt. Die Simulation erfolgte durch zyklisches Aufbringen von Verschiebungen, die schrittweise erhöht wurden. Jede Belastungsstufe wurde dreimal wiederholt um eine seismische Beanspruchung zu simulieren. Der gesamte Versuchsablauf wurde computergesteuert durchgeführt.

3.2 Instrumentierung

Auf allen Wänden wurden Transducer (LVTD) installiert, um horizontale Verschiebungen sowie evtl. Rotationen zu messen. Die LVTD´s dienten auch dazu um eventuelle Verformungen des Fundamentbalkens zu berücksichtigen (siehe Abb. 2). Es wurden Druckmessdosen auf den Prüfwänden angebracht um die aufgebrachten Lasten jederzeit messen zu können.
Während der Tests wurde das auftretende Schadensbild durch Fotos festgehalten. Diese Fotos wurden anschließend auch für die Analyse des Versuches herangezogen.

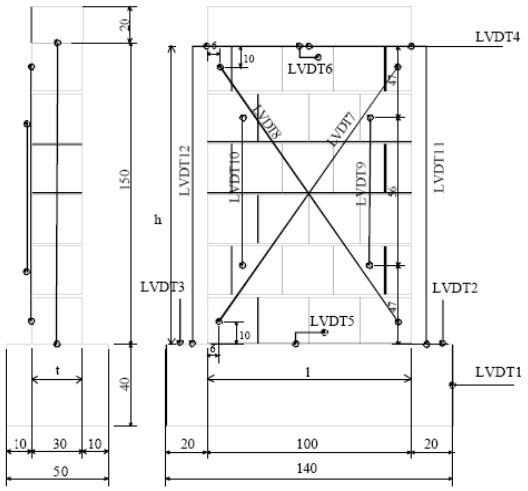


Abb. 2: Anordnung der Messinstrumente.

4 LABORANORDNUNG 2

4.1 Versuchskonfiguration

Die Prüfung entsprach einer eingespannten Cantilever. Die Wände wurden auf Stahlbetonbalken errichtet, welche wiederum an dem steifen Laborboden (strong floor) mittels vorgespannten Bolzen fixiert wurden um Verschiebungen zu verhindern.

Für die Einleitung der Kräfte wurden insgesamt 5 hydraulische Pressen verwendet.

Die vertikale Kraft wurde mittels drei „Amsler“ hydraulischen Pressen (Actuator) mit einer Gesamtkapazität von 2000 kN(eine zu 1000 kN und zwei zu je 500 kN) am oberen Balken und am Reaktionsrahmen fixiert, um eine gleichmäßige Eintragung zu gewährleisten. Die Pressen wurden mit einer hydraulischen Pumpe mit konstantem Öldruck angeschlossen um die Vertikalkraft konstant zu halten. Um Reibung zu vermindern wurden Rolllager zwischen dem Stahlbetonbalken und Stahlbalken angeordnet (siehe Abb. 3)
Vorprogrammierte laterale Verschiebungen wurden an der Stelle des Verbindungsbalkens am Wandkopf eingeführt.

Die horizontale Kraft wurde mit zwei 500 kN Amsler hydraulischen Pressen simuliert, welche links und rechts des Prüfkörpers platziert und am Reaktionsrahmen befestigt wurden.

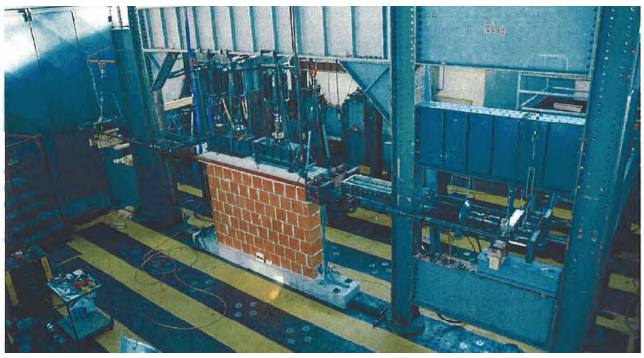


Abb. 3: Laboranordnung.

4.2 Instrumentierung

Alle Wände wurden mit Transducern (LVTD) instrumentiert, um horizontale sowie evtl. Rotationen und Verschiebungen des Fundamentbalkens zu berücksichtigen (siehe Abb. 4).

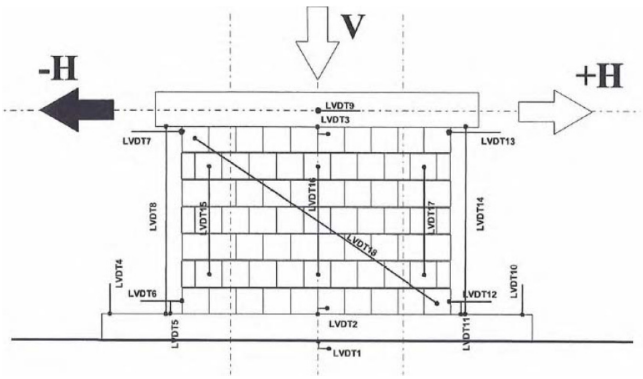


Abb. 4: Anordnung der Messinstrumente.

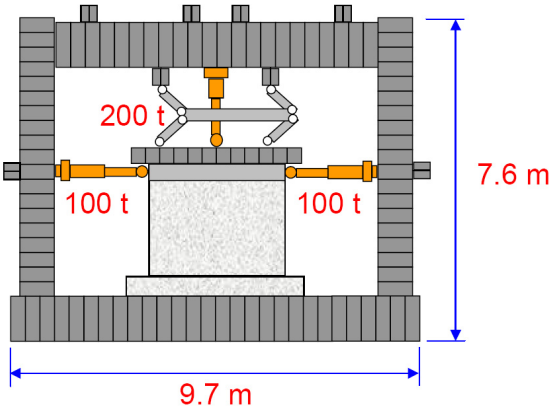


Abb. 5: Laboranordnung.

In den Aktuatoren wurden Kraftmessdosen angebracht um die jeweils induzierte Kraft zu dokumentieren.

Während der Prüfung wurden nach jedem Zyklus die Risse und Schädigungen aufgezeichnet und fotografiert.

5 LABORANORDNUNG 3

5.1 Versuchskonfiguration

Die Prüfanordnung entsprach einem beidseitig eingespannten Träger. Im ersten Schritt wurde die vertikale Last aufgebracht. Diese axiale Kraft wurde während des ganzen Versuchsablaufs konstant gehalten. Der Stahlträger diente dazu, um die Kraft gleichmäßig über die ganze Länge zu verteilen. Die horizontalen Kolben wurden weggesteuert gefahren. Zusätzlich wurde der Stahlträger von einem Parallelogramm fixiert (siehe Abb. 5), um die Rahmenbedingungen der Einspannung zu simulieren. Im zweiten Schritt wurde dann die horizontale Kraft in zyklischen Schritten aufgebracht, wobei die vertikale Auflast konstant gehalten wurde, um das inelastische Verhalten darzustellen. Es wurden je Verschiebungsschritt 2-3 idente Zyklen gefahren um stabile Hysterese abzubilden.

5.2 Instrumentierung

Es wurden die Wände auf der Vor- und Rückseite mit LVTD´s instrumentiert um die Verschiebungen aufzuzeichnen.

6 LABORAUFBAU 4

6.1 Versuchskonfiguration

Die Prüfung entsprach einem eingespannten Cantilever (siehe Abb. 6). Diese wurde mit einer, sich langsam ändernden, und wechselnden Belastung durchgeführt. Als erstes wurde die vertikale Last aufgebracht. Für die gleichmäßige Kraftübertragung wurde ein Stahlträger verwendet. Die vertikale Belastung war während des gesamten Versuches konstant.

Die horizontale Belastung wurde durch eine speziell angefertigte Halterung übertragen. Sowohl die die Richtung (+ oder -), als auch die Stärke der horizontalen Belastung wurden während der Prüfung variiert.

Die horizontale Verschiebung wurde in Teilschritten aufgebracht. Jede Belastungsstufe wurde 3 mal wiederholt. Nach 3 identischen Zyklen wurde die Verschiebung erhöht. Die Verschiebungen wurden in folgenden Abständen erhöht (mm):

- Zwischen 0-1 mm in Schritten von 0,25 mm (4x3 Zyklen)
- Zwischen 1-3 mm in Schritten von 0,50 mm (4x3 Zyklen)
- Zwischen 3-7 mm in Schritten von 1,00 mm (4x3 Zyklen)
- Zwischen 7-15 mm in Schritten von 2,00 mm (4x3 Zyklen bis zum Versagen)

Um die Reibung zu vermindern wurden Rolllager auf dem Versuchkörper und unter der hydraulischen Presse angeordnet. Der Versuch wurde mit weggesteuerten, hydraulischen Pressen durchgeführt, welche zu jeder Verschiebung die zugehörige Kraft ermittelten.

Es wurde folgendes Equipment für den Versuch verwendet:

- eine elektrisch steuerbare, hydraulische Presse (Firma Hydraulic Controls Inc., USA) um Verschiebungen aufzubringen
- ein System zur Datenerfassung und zur Aufzeichnung der gemessenen Daten
- Die hydraulische Geräte hatten eine Kapazität von 1000 kN für die vertikale Belastung und 500 kN für die horizontale Belastung
- Die Kraftaufbringung und die Datenerfassung erfolgte Computer unterstützt

Abb. 6: Laboranordnung.

Für die horizontale Lastaufbringung wurde die Computersoftware LAB VIEW (National Instruments, USA) verwendet. Diese Software steuerte sowohl die Größe als auch die Geschwindigkeit der aufgebrachten Lasten.

6.2 Instrumentierung

Für alle Versuche wurde ein kalibriertes Equipment verwendet. Kraftmessdosen (500 kN und 1000 kN) von jeder hydraulischen Presse wurden mit dem Computer über Kabeln verbunden. Die Aufzeichnung der vertikalen und horizontalen Kraft erfolgte kontinuierlich über ein elektronisches Messgerät (Force Konverter).

7 LABORAUFBAU 5

7.1 Versuchskonfiguration und Instrumentierung

Hier wurde der Versuch ebenfalls so angeordnet, dass zyklische, horizontale Verschiebungen mit anwachsenden Amplituden unter Beibehaltung einer konstanten Auflast in den Wandkörper eingebracht wurde. Die Wahl und Anordnung des Reaktionsrahmens ist in Abb. 7 dargestellt.

Abb. 7: Laboranordnung.

7.2 Instrumentierung

An beiden Seiten der Wand wurden LVTD´s angeordnet, um die Verformungen zu messen.

8 BEURTEILUNG DER VERSUCHE

8.1 Interpretation und Analyse

Im ersten Schritt ist eine Einhüllende der Hyteresen sowohl an der positiven als auch an der negativen Seite erstellt worden. Weiters ist die einhüllende Kurve billinearisiert worden, wobei das Kriterium der gleichen Flächen (Energie) (Chopra 2001) oberhalb und unterhalb der bilinearisierten Kurve gewählt wurde.

Um eine konservative Beurteilung durchführen zu können wird die idealisierte maximal mitberücksichtigte ultimative Verformung d_u errechnet. Dies ist jene Verformung bei der ein Abfall von 20% ($0{,}80\ H_{max}$) (Tomazevic, 1999) der maximal horizontalen Schubkraft erreicht wird. (siehe Abb. 8)

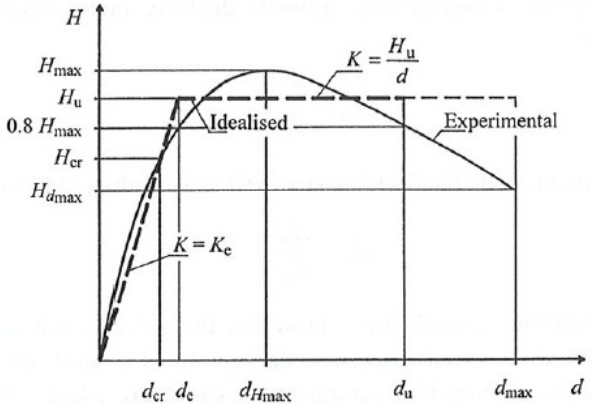


Abb. 8: Schematische Darstellung der Einhüllenden Kurve sowie die Bilinearisierung, Tomazevic (1999).

$$K_e = \frac{H_{cr}}{d_{cr}} \tag{1}$$

Die Steifigkeit K_e wird mit der Beziehung vom Risszustand (H_{cr}, Rissschubkraft und dazugehörige Verformng d_{cr}) nach Gleichung (1) ermittelt.
Weiters wurde in (Tomazevic and Tomazevic et. al. 1986, 1988, 1999) erforscht, dass folgende Bedingung für Mauerwerk gilt:

$$\frac{H_u}{H_{\max}} = 0{,}9 \Rightarrow H_u = 0{,}9 \cdot H_{\max} \tag{2}$$

Die Verschiebeduktilität $_u$ und die idealisierte elastische Verformung d_e kann in weiterer Folge mit Gleichung (3) bzw. Gleichung (4) errechnet werden.

$$_{u} = \frac{d_u}{d_e} \quad (3)$$

$$d_e = \frac{H_u}{K_e} \quad (4)$$

8.2 Ergebnisse der Versuche anhand eines Beispiels

Im Weiteren wird ein Beispiel einer Wand, welche in der Laboranordnung 3 getestet wurde dargestellt. Hierbei handelte sich um eine Wand welche mit Ziegeln der Fa. Wienerberger, Typ Porotherm 30 mit den Abmessungen l x h = 2,50 m x 1,75 m und Isomörtel gefertigt wurde (Auswertung in Tabelle 1).

		Positiv	Negativ
H,max	[kN]	244.6	229.00
d,max	[%]	1.50	1.50
d,Hmax	[%]	0,42	0,41
H,cr	[kN]	151.0	127.00
d,cr	[%]	0.03	0.04
H,u	[kN]	220.14	206.10
d,u (bei 0,8 H,max)	[%]	1.26	1.50
K,e	[kN/mm]	290.38	186.08
d,e	[%]	0.04	0.06
,u	[ ]	29.02	23.70
,u median	**[ ]**	**26.36**	

Tabelle 1: Analyse des Versuchs an einer Wienerberger Porotherm 30 Wand mit Isomörtel.

8.3 Ermittlung des Vehaltensbeiwerts q

Der Vehaltensbeiwert q dient dazu in einer linearen Berechnung, Nichtlinearitäten und plastische Tragreserven sowie Effekte der Dämpfung einzubauen.

Hierzu wurden zwei Extremrandbedingungen analysiert wobei zur Bewertung der Mittelwert herangezogen wurde.

Im Falle von VAR 1 (plastische und elastische Verformungen im Erdgeschoß und weiterführende elastische Verformungen in den Obergeschoßen) kann die Duktilität folgendermaßen berechnet werden (Paulay, 1992; Löhring, 2005)

$$_{Gebäude} = \frac{d_u}{d_e} = \frac{_{Erdgeschoß} - 1}{k \cdot n} + 1 \quad (5)$$

Worin n die Anzahl der Geschoße darstellt und (k=1 für n ≤ 2; k=2 für n > 2) einzusetzen ist.

Im Falle von VAR 2 (plastische und elastische Verformungen im Erdgeschoß und keine in den oberen Geschoßen) kann die Duktilität folgendermaßen berechnet werden

$$_{Gebäude} = _{Erdgeschoß} \quad (6)$$

Der Vehaltensfaktor wird danach mit dem bekannten Ansatz nach Abb. 9 ermittelt.

$$q_{Gebäude} = \sqrt{2 \quad _{Gebäude} - 1} \quad (7)$$

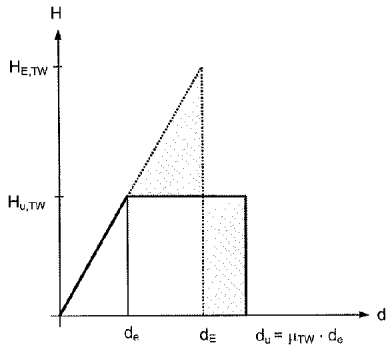


Abb.9: Randbedingungsbetrachtung für Verhaltensbeiwerte, Bachmann (2002).

9 ZUSAMMENFASSUNG DER ERGEBNISSE

Stoßfugen bzw. Anmerkungen	$q_{VAR\ 1}$	$q_{VAR\ 2}$	$q_{Mittelwert}$
Planziegel + Nut & Feder	2.16	3.17	**2.66**
Mörteltasche	3.41	5.51	**4.46**
Nut & Feder	3.00	4.74	**3.87**
Voll verfüllt	3.06	4.86	**3.96**
Knirsch (nicht verfüllt)	3.03	4.79	**3.91**
Mörteltasche + Lagerfugenbewehrung	3.92	6.46	**5.19**
Eingefasstes MWK	3.53	5.72	**4.62**
Eingefasstes MWK + Lagerfugenbewehrung	3.53	5.73	**4.63**
Wienerberger DRYFIX® (PU - Mörtel)	2.45	3.72	**3.08**
SBZ (Betonverfüllte Hohlziegel)	2.06	2.99	**2.53**

Tabelle 2: Zusammenfassung der q-Werte.

Bauwerkstyp	
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1996	1,5
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1	2,5
Eingefasstes Mauerwerk	3,0
Bewehrtes Mauerwerk	3,0

Tabelle 3: Empfohlene Tabelle der Vehaltensbeiwerte für Mauerwerk den Eurocode 8.

10 OVERSTRENGTH FAKTOREN

Genauso wie im Stahlbetonbau bestehen noch zusätzliche Tragreserven im Sinne von Überfestigkeiten wobei unter folgenden unterschieden werden kann.

10.1 Materialüberfestigkeiten: OSR 1

Dies resultiert aus den Fraktilwerten der charakteristischen Festigkeiten (5% und 95%) wobei man konservativerweise mindestens den Faktor für OSR 1 auf 1,10 setzen kann. Hierbei sind selbstverständlich keine Sicherheitswerte berücksichtigt, welche noch zusätzlich nach Normanforderung hinzukommen.

10.2 Gebäudeüberfestigkeit: OSR 2

OSR 2 wird mit α_u/α_1 definiert, wobei α_1 den Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung beim erstmaligen Erreichen der Festigkeit irgendwo im Tragwerk, während alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden und α_u den Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung bei der Entstehung von plastischen Gelenken an genügend vielen Querschnitten, um ein globales Tragwerksversagen herbeizuführen, wobei alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden, darstellen. Der Multiplikator α_u kann mit Hilfe einer nichtlinearen statischen (pushover) Berechnung bestimmt werden. Aus zahlreichen Studien wurde ermittelt, dass ein α_u/α_1 in Mauerwerksgebäuden von 1,40 besteht (Magenes, 2006).

10.3 Überfestigkeit: OSR

Die Verhaltensfaktoren in Kapitel 8 und 9 stellen reine Faktoren von den Ziegelmauerwerksstrukturen dar und beinhalten noch keine Überfestigkeiten. Würde man die Überfestigkeiten mitberücksichtigen, wären die Werte in Tabelle 2 noch mit dem OSR zu multiplizieren. Hierbei wäre OSR 1 = 1,10 und OSR 2 = 1,40, somit ergibt sich für OSR = OSR 1 x OSR 2 = 1,54.

11 CONCLUSIO

Aus den zahlreichen Studien und Versuchen an unterschiedlichsten Hochlochziegeln sowie Mörtelkombinationen konnte eindeutig der Verhaltensbeiwert bestimmt werden. Hierbei wurden auch unterschiedlichste Randbedingungen in unterschiedlichen Laboren/Laborkonfigurationen getestet um den Faktor der Unsicherheit eines Labors auszuschließen. Es muss ernsthaft in den empfohlenen Werten für q des EUROCODE 8 (EN 1998-1, 2005) für Mauerwerk eine Anhebung überlegt werden, da diese um einen Faktor >>2 zu konservativ sind und daher deutlich von den Versuchsergebnissen abweichen. Dies ist weder technisch noch wirtschaftlich vertretbar, da die Studie eindeutig höhere q-Werte belegt. Hinzu kommt natürlich die obligatorische Sicherheit, die in den Normen vorgeschrieben wird. Somit wäre der Ansatz, die q-Werte im Eurocode 8, Kapitel 9 auf die Werte der Tabelle 3 dieses Papers zu stellen, wobei noch genügende Sicherheitsreserven vorhanden sind.

12 LITERATUR

EN 1998-1:2005 (2005), Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.

Chopra, A.K.,(2001), Dynamics of Structures, Prentice Hall.

Löring, S.(2005), Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Dissertation, Univ. Dortmund, 2005.

Magenes, G., (2006). Masonry Building Design in Seismic areas: Recent experiences and prospects from a European Standpoint, Proc. 13th European Conference on Earthquake Engineering, Geneva, Switzerland, Paper No K9.

Magenes, G., Calvi, G. M.,(1997), In-Plane seismic response of Brick masonry walls, Earthq-Eng and Struct. Dynamics, Vol 26, pp 1091 – 1112.

Paulay T., Priestly M.J.N.(1992), Seismic design of reinforced concretes and masonry buildings, John Wiley.

Sullivan T.J., Calvi G. M., Priestley M. J. N. (2004), Initial Stiffness vs. secant Stiffness in displacement based design, Proc. 13th World Conf. on Earthq. Eng., Vancouver, Canada, Paper ID 2888.

Tomazevic, M., (1999), Earthquake-Resistant design of masonry buildings, Imperial College Press.

Tomazevic, M., Lutman, (1988) M., Seismic resistance of reinforced masonry walls, Proc. 9th World Conf. on Earthq. Eng. Vol. 6, pp VI/97-102.

Tomazevic, M., Klemenc. I. (1986), The behaviour of horizontally reinforced masonry walls subjected to cyclic lateral in-plane load reversals, Proc. 8th European Conf. on Earthq. Eng. Vol. 4, pp 7.6/1-8.

Bachmann H. (2002), Erdbebensicherung von Bauwerken, Birkhäuser Verlag, Basel.

Erdbebentauglichkeit von modernen hochwärmedämmenden Hochloch - Planziegeln

Suikai Lu[1], Miha Tomaževič[2] und Kay Blechschmidt[3]
[1] Wienerberger AG, Wien, Österreich
[2]Slovenian National Building and Civil Engineering Institute, ZAG, Laibach, Slowenien
[3] ZZ Wancor AG, Regensdorf, Schweiz

1 KURZFASSUNG

Dieser Bericht zeigt die Anwendungsmöglichkeit von neuartigen Produkten aus dem Hause Wienerberger für den Einsatz in energieeffizienten Häusern auf. Hochwärmdämmende Ziegel wurden aus Gründen von Energie einsparenden Aspekten speziell entwickelt, um den neuen Anforderungen gerecht zu werden sowie einen wichtigen Beitrag für den Umweltschutz und die Verhinderung der Erderwärmung zu bieten. Ein Fokus während der Entwicklungsarbeit ist es, die Standfestigkeit auch im Lastfall Erdbeben zu gewährleisten.

Hierfür wurden verschiedene Versuche am ZAG in Slowenien durchgeführt und präsentiert. Insbesondere wurden Schubversuche mit gleichbleibender Auflast durchgeführt. Die daraus gewonnenen Erkenntnisse über den ultimativen Drift, den Querkraftwiderstand, die Duktilität sowie den aus Hysteresen gewonnenen Werten, werden im Besonderen diskutiert. Weiters werden Anfangsschubfestigkeiten an 3-Stein Probekörpern sowie Wandfestigkeiten an Rilem-Druckkörpern genauer betrachtet. Aus Einzelsteinversuchen werden Blockfestigkeiten bestimmt und in weiterer Folge der Teilaspekt für verschiedene Erdbebenbeanspruchungen gesondert analysiert.

Der durch die Bildung von diagonalen Rissen gekennzeichnete Scherbruchmechanismus stellt in den meisten Fällen die kritische Versagensart von unbewehrten und eingefassten Mauerwerkswänden dar, wenn diese horizontalen seismischen Belastungen unterworfen werden. Obwohl andere Mechanismen ebenfalls möglich sind, hängt der Erdbebenwiderstand von Mauerwerksbauten vor allem von der Scherfestigkeit der Wände ab.

Es wurden zyklische Schubwiderstandsprüfungen an neun unbewehrten Mauerwerkswänden mit modernen hochwärmedämmenden Hochlochziegeln (Höhe / Längenverhältnis von 0,7) mit Dünnbettmörtel und knirsch vermauerten Stoßfugen (Nut und Feder) durchgeführt. Dabei wurden drei verschiedene vertikale Auflaststufen gewählt. Die experimentell ermittelten Ergebnisse wurden analysiert und auf deren Erdbebentauglichkeit untersucht.

Es hat sich gezeigt, dass bei vertikalen Vorspannungen von weniger als 10 % der Mauerwerksdruckfestigkeit das Schubversagen (treppenförmige Risse entlang der Lager- und Stossfugen) den Widerstand bestimmt und bei höheren Vorspannungen der Diagonalzugspannungsbruch.

2 EINLEITUNG

Gemäss Eurocode 8, Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, der europäischen Norm für die erdbebensichere Bemessung, sind in Erdbebenzonen für Mauerwerksbauten neben traditionellen Bauweisen, wo die Lager- und Stossfugen vollständig gemörtelt werden, auch Systeme mit teilweise gefüllten oder knirsch gestossenen Stossfugen, mit mechanisch ineinandergreifendem Nut-Feder-System, zulässig. Die Anwendungsbedingungen und möglichen Grenzen solcher Systeme werden in den nationalen Anhängen der einzelnen Mitgliederländer des CEN zur Hauptnorm spezifiziert.

Da experimentelle Informationen über das Erdbebenverhalten solcher Systeme fehlen, sind am Slovenian National Building and Civil Engineering Institute kürzlich eine Reihe von Wänden geprüft worden, um den Mechanismus des Erdbebenverhaltens zu studieren und die Werte der Parameter zu bestimmen, die für die Bemessung des geprüften Mauerwerk-Typs erforderlich sind. Zudem sind die Resultate der Prüfungen verwendet worden, um die Gültigkeit der für die Bestimmung der Scherfestigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden verwendeten typischen Methoden zu überprüfen.

3 MAUERWERKSWÄNDE, BESCHREIBUNG DER PRÜFUNGEN UND PRÜFRESULTATE

Es sind eine Reihe von neun unbewehrten Mauerwerkswänden bestehend aus hochwärmedämmenden Ziegeln der Fa. Wienerberger, Porotherm 30 Plan (Wandgeometrie, l=250 cm, h=175 cm und t=30 cm), mit einem Höhe-/Längenverhältnis von h/l = 0,7 geprüft worden.

Gemäss der im Eurocode 6, Entwurf, Berechnung und Bemessung von Mauerwerksbauten, spezifizierten Klassifizierung von Mauerwerk können diese Ziegel der Gruppe 2 zugeordnet werden.

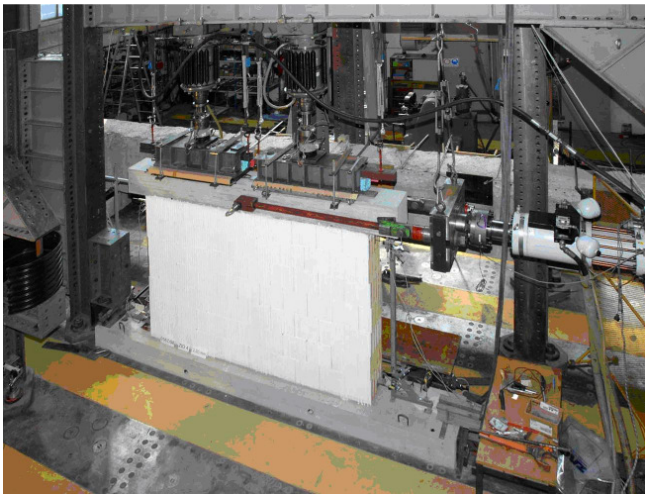


Abb. 1: Prüfeinrichtung.

Die an 6 Proben bestimmte mittlere Druckfestigkeit der Ziegel betrug 14.7 N/mm². Die oberen und unteren Oberflächen der Ziegel waren plangeschliffen, sodass für die Herstellung der Proben in den Lagerfugen ein im Werk gemischter Dünnbettmörtel mit einer mittleren Druckfestigkeit von 13.7 N/mm² verwendet wurde.

Wie bereits erwähnt, waren die Stossfugen knirsch mit einer Nut und Feder Verbindung gestossen. Die Druck- und die Anfangsscherfestigkeit des Mauerwerks wurden in Übereinstimmung mit den Europäischen Normen EN 1052-1 bzw. EN 1502-3 bestimmt.

Während der an drei Proben erhaltene Mittelwert der Druckfestigkeit des Mauerwerks 5.98 N/mm² betrug (charakteristischer Wert f_k = 4,98 N/mm²), betrug der an sechs Proben erhaltene Mittelwert der Anfangsscherfestigkeit des Mauerwerks 0,18 N/mm² (charakteristischer Wert f_{vko} = 0,10 N/mm²).

Zum Transport von der Baustelle zum Prüffeld wurden die Wände auf Stahlbeton-Fundamentblöcken hergestellt, die mit Löchern für die Aufnahme der Bolzen für die Verankerung derselben in der Prüfplatte versehen waren. Die Bolzen wurden vorgespannt, um jegliche Seiten- oder Schaukelbewegung der Fundamentblöcke zu verhindern. Oben an den Wänden sind Stahlbeton-Verbundbalken für die Anwendung einer konstanten vertikalen sowie einer in einer Ebene wirkenden zyklischen horizontalen Belastung angeordnet worden.

Die Wände waren mit einer Reihe von Kraftmessdosen zum Messen der Vertikal- und Querlasten sowie mit LVDTs zum Messen der Verschiebungen und zur Kontrolle der Prüfungen instrumentiert. Sie sind als einseitig in die Prüfplatte eingespannte Wände geprüft und einer konstanten vertikalen Belastung unterworfen worden. Zum Simulieren der horizontalen seismischen Belastungen sind zyklische seitliche Verschiebungen mit einer schrittweise erhöhten Amplitude, die am Ende jedes Verschiebungsweges dreimal wiederholt wurde, angewendet worden. Die Prüfeinrichtung bestand aus einem steifen Stahlrahmen (Reaktionsrahmen) und drei am Rahmen befestigten hydraulischen Zylindern zum Simulieren der konstanten vertikalen Schwerkraftbelastung (zwei 1000-kN-Zylinder) und der horizontalen seismischen Belastungen (ein doppeltwirkender 500-kN-Zylinder). Die Prüfeinrichtung ist in der Abbildung 1 gezeigt.

Die Wände sind mit drei Stufen der vertikalen Vorspannung mit den Werten 0,92 N/mm², 0,62 N/mm² und 0,34 N/mm² geprüft worden. In jeder Stufe wurden drei Proben geprüft, wobei diese Stufen 15 %, 10 % bzw. 5 % des Mittelwertes der Druckfestigkeit von Mauerwerk f = 5.98 N/mm² betrugen.

Obwohl in der Anfangsphase ein gewisses Schaukeln der Wände am Fundamentblock festgestellt wurde, war der vorherrschende Verhaltensmechanismus wie erwartet vom typischen Scher-Typ. Es bildeten sich gleichmässig über die Oberfläche der Wände verteilte, diagonal ausgerichtete Risse. Während jedoch bei allen Vorspannungsstufen klar eine diagonale Ausrichtung der Risse feststellbar ist, gingen bei niedriger Vorspannkraft die stufenförmigen Risse durch die Stoss- und Lagerfugen (Abbildung 2), bei hoher Druckvorspannung jedoch durch die einzelnen Ziegel (Abbildung 3). Zudem drehten sich die Ziegel bei niedriger Vorspannkraft bei zunehmender Amplitude der aufgezwungenen seitlichen Bewegungen, während bei hoher Vorspannkraft diese Drehung verhindert wurde und die Ziegel begannen Risse zu bilden und zu brechen. Die Verschiebungs- und Energiedissipationskapazität waren bei niedriger Vorspannung höher (Abbildungen 4 und 5).

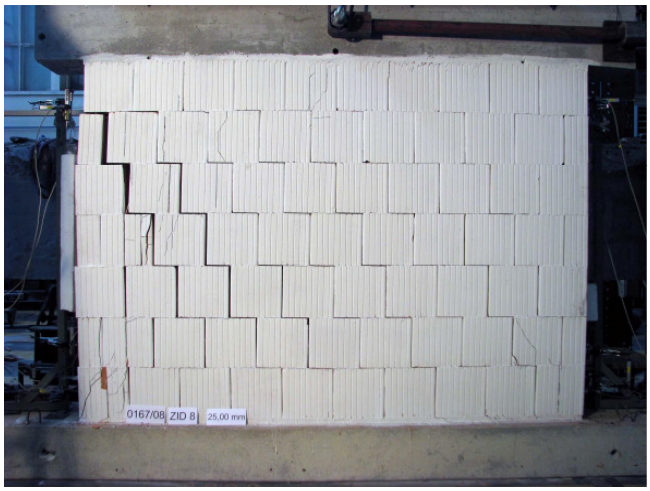


Abb. 2: Typisches Schadenmuster erhalten bei der Prüfung der Wand bei niedriger Vorspannungsstufe (0,3 N/mm²).

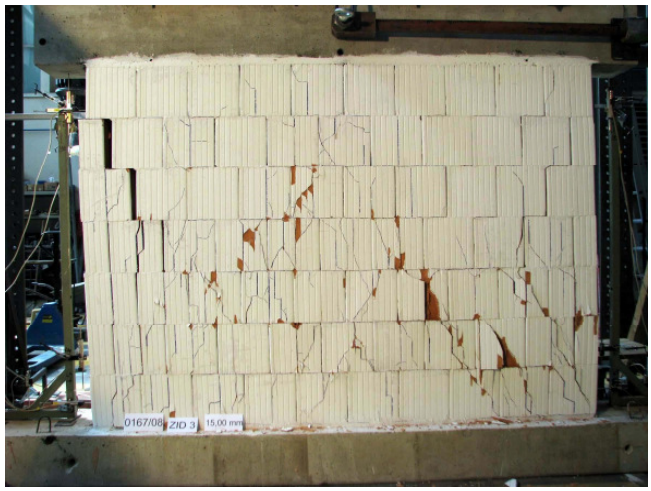


Abb. 3: Typisches Schadenmuster erhalten bei der Prüfung der Wand bei hoher Vorspannungsstufe (0,9 N/mm²).

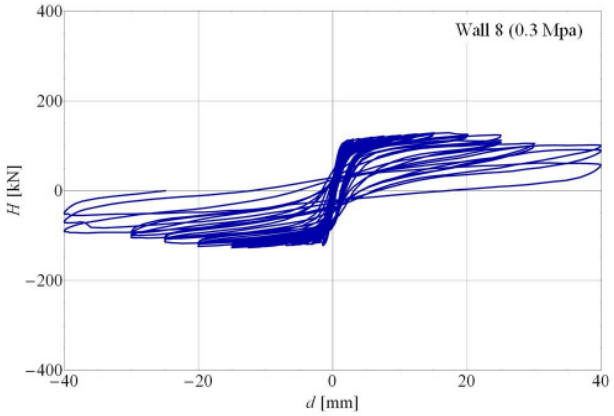


Abb. 4: Hystereseschleifen, erhalten bei der Prüfung der Wand bei niedriger Vorspannungsstufe (0,3 N/mm²).

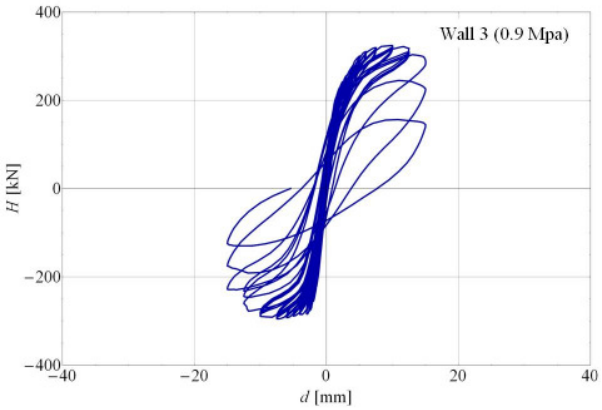


Abb. 5: Hystereseschleifen, erhalten bei der Prüfung der Wand bei hoher Vorspannungsstufe (0,9 N/mm²).

Wände	σ_o (N/mm²)	Rissgrenze			Maximaler Widerstand			Versagensgrenze		
		H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	Φ_{cr} (%)	H_{max} (kN)	d_{Hmax} (mm)	Φ_{Hmax} (%)	H_{du} (kN)	d_u (mm)	Φ_u (%)
1, 2, 3	0,92	235	1,8	0,09	303	8,0	0,41	131	16,7	0,84
4, 5, 6	0,62	208	2,3	0,12	221	8,9	0,45	111	25,0	1,26
7, 8, 9	0,34	119	2,3	0,12	130	14,0	0,71	71	40,0	2,02

Tabelle 1: Prüfresultate.

Die Prüfresultate sind in der Tabelle 1 zusammengefasst, worin die Widerstands- und Verschiebungswerte für typische Grenzzustände angegeben sind, die durch das Verhalten der geprüften Wände gegeben sind, wie Riss-(Schaden-)Grenze, die durch die horizontale Belastung und Verschiebung (H_{cr}, d_{cr}) festgelegt wird, wo die ersten Risse in den Wänden auftreten, die offensichtliche Änderungen der Steifigkeit der Wand bewirken; maximaler Widerstand, bestimmt durch den maximal erreichten Widerstand der Wand und die entsprechende Verschiebung ($R_{w,exp} = H_{max}$, d_{Hmax}); und Endzustand (Zusammenbruch), bestimmt durch die maximal erreichte Verschiebung der Wand und die entsprechende Querwiderstand (d_{max}, H_{dmax}). Für eine bessere Korrelation sind die Verschiebungswerte auch in der dimensionslosen Form der Rotation $\Phi = d/h$ (in %) angegeben.

Es muss darauf hingewiesen werden, dass die folgenden auf die Wände wirkenden Vertikallasten einzelnen Vorspannungsstufen entsprechen: σ_o = 0,92 N/mm² – V = 690 kN, σ_o = 0,62 N/mm² – V = 465 kN und σ_o = 0,34 N/mm² – V = 255 kN. In der Tabelle sind die durch die Prüfung von drei Proben erhaltenen Mittelwerte angegeben.

4 ERMITTLUNG DER SCHERFESTIGKEIT VON MAUERWERKSWÄNDEN

Für die Ermittlung der Scherfestigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden, die einer diagonalen Rissbildung unterworfen sind, sind bereits verschiedene Methoden und Gleichungen vorgeschlagen worden.
Turnšek und Čačovič führten die Annahme ein, dass die Zugfestigkeit des Mauerwerks, konventionsgemäss definiert, als die beim maximal erreichten Widerstand der Hauptzugspannung der Mauerwerkswand entwickelte Zugbeanspruchung unter der Annahme, dass die Wand elastisch, homogen und isotrop ist, die Scherfestigkeit der Mauer bestimmt.

Aufgrund dieser Idee wird die Situation, wo die diagonalen Risse entweder durch die Mörtelfugen oder die Ziegel oder durch beide verlaufen, von derselben Gleichung abgedeckt.

Nach Mann und Müller hingegen berechnet sich die Scherfestigkeit in Abhängigkeit vom Pfad der diagonalen Risse. Im Fall, wo die Risse durch die Stoss- und Lagerfugen verlaufen (treppenförmige Risse – Reibungsversagen der Lagerfugen), wird der Widerstand durch das Mohr-Coloumbsche Reibungsgesetz definiert, das Kohäsions- und Reibungskoeffizienten als kritische Parameter einführt. Im Fall, wo die Risse durch die Mauerziegel verlaufen, ist jedoch die Zugfestigkeit des Ziegelsteins kritisch und hat die Gleichung für die Berechnung der Scherfestigkeit der Wand die gleiche Form wie von Turnšek und Čačovič vorgeschlagen.

Kürzlich haben Calderini, Cattari und Lagomarsino die Entwicklung der Modelle für die Berechnung des in einer Ebene wirkenden Widerstandes von Mauerwerkswänden zusammengefasst.

Die aktuellste Version der Norm für den Entwurf, die Berechnung und die Bemessung von Mauerwerksbauten, Eurocode 6, verlangt einen Nachweis der gleitenden Scherbruchmechanismen (ähnlich zum Scherbruch der Lagerfugen gemäss Mann und Müller) mit der Anfangsscherfestigkeit anstelle der Kohäsion und des vorgeschriebenen Wertes des Reibungskoeffizienten als massgebliche Parameter für die Ermittlung der Scherfestigkeit von unbewehrten und eingefassten Mauerwerkswänden zu verwenden sind.

Die Resultate der in den vorherigen Kapiteln beschriebenen zyklischen Scherversuche von Wänden sind verwendet worden, um die experimentell erhaltenen Werte mit den mit Hilfe von Scherbruchmodellen und Annahmen erhaltenen Werten zu vergleichen.

Gemäss Eurocode 6 wird die Bemessungs-Scherfestigkeit einer Mauerwerkswand $R_{dw,EC6}$, wie folgt berechnet:

$$R_{\mathrm{dw,EC6}} = \frac{f_{\mathrm{vk}}}{\gamma_{\mathrm{M}}} t\, l_{\mathrm{c}} \ ,$$

wobei $f_{vk} = f_{vko} + 0{,}4\ \sigma_o$, und $l_{\mathrm{c}} = 3\left(\frac{l}{2} - e\right)$,

worin f_{vk} = charakteristische Scherfestigkeit von Mauerwerk, γ_M = partieller Sicherheitsfaktor für Mauerwerk, t = Breite der Wände, l_c = Länge des einer Vorspannung unterworfenen Teils der Wand (überdrückte Länge), σ_o = durchschnittliche vertikale Beanspruchung über dem der Vorspannung unterworfenen Teil der Wand, der eine Scherfestigkeit liefert, f_{vko} = charakteristische Anfangsscherfestigkeit des Mauerwerks bei null Druckvorspannung, $e = H\ h/V$ ist die Exzentrizität der vertikalen Belastung, h = Höhe der Wand. Der Ausdruck für l_c muss in Betracht gezogen werden, wenn die Exzentrizität der axialen Belastung e 1/6 der Länge der Wand übersteigt.

Um die berechneten Resultate mit den Experimenten zu vergleichen, sind die Mittelwerte der Anfangsscherfestigkeit (f_{vo} = 0,18 N/mm²) ohne Reduktion (γ_M = 1,0) in Betracht gezogen worden. Die Resultate der Berechnungen sind in der Tabelle 2 enthalten.

σo (N/mm²)	0,92	0,62	0,34
lc (cm)	144	125	107
σo,lc (N/mm²)	1,59	1,24	0,79
fv (N/mm²)	0,82	0,67	0,50
Rw,EC6 (kN)	354	254	160
Rw,exp (kN)	303	221	130

Tabelle 2: Scherfestigkeit von Wänden gemäss EC 6.

Obwohl der während der Prüfungen beobachtete Bruchmechanismus die Annahmen der vom Eurocode 6 empfohlenen Berechnungen nicht immer bestätigte ist eine relativ gute Übereinstimmung zwischen den berechneten und den experimentellen Resultaten im Fall erzielt worden, wo mit der überdrückten Länge analysiert wurde.

5 VERHALTENSBEIWERTE

Neben den statischen Druck- und Schubwiderstandswerten sowie den aus den zyklischen Schubversuchen gewonnenen Widerstandswerten wurden diese Hysteresen im Hinblick auf die Energiedissipationsfähigkeit untersucht.

Insbesondere wurde der Fokus auf die Duktilität gelegt, welche das Verhältnis der maximalen plastischen zur elastischen Verformung beschreibt. Bei der plastischen Verformung ist zu beachten, dass nicht der gesamte verfügbare Fließbereich herangezogen sondern nur der Bereich, bei dem der horizontale Widerstand auf 80% des Maximalwertes erreicht, um den konservativen Aspekt einer zusätzlichen Sicherheit gerecht zu werden.

Die Analyse der Hysteresen erfolgte nach Bilinearisierung der Einhüllenden Kurven. Die daraus abgeleiteten Duktilitätswerte wurden dann in weiterer Folge zur Bestimmung des Verhaltensbeiwerts q verwendet. Es konnte in jedem Fall ein q Wert > 2,0 für diese neuartigen hochwärmedämmenden Planziegeln ermittelt werden.

6 FAZIT

Die Untersuchungen am Slovenian National Building and Civil Engineering Institute ergaben eine Tauglichkeit der Verwendung von hochwärmedämmenden Hochlochziegeln, welche im Dünnbettmörtelverfahren und knirschen Stoßfugen (Nut & Feder) hergestellt wurden. Nicht nur im Hinblick auf die geforderten Widerstandswerte sondern auch auf die Erdbebentauglichkeit (Duktilitätswerte) erfüllt diese Art von Mauerwerk sogar den strengen Anforderungen vom Hocherdbebengebiet Slowenien und kann daher aufgrund der vorher genannten Untersuchungen, in hocherdbebengefährdeten Gebieten mit Einhaltung der in den Normen geforderten Bedingungen, eingesetzt werden.

7 LITERATUR

Eurocode 8 (2004) “Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”. EN 1998-1. CEN, Brussels.

Eurocode 6 (2004) “Design of masonry structures - Part 1-1: Common rules for reinforced and unreinforced masonry structures”. EN 1996-1-1, CEN: Brussels

Turnšek, V., Čačovič, F. (1970) “Some experimental results on the strength of brick masonry walls” Proc. of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on-Trent.

Mann, W., Müller, H., (1980) “Failure of shear-stressed masonry – An enlarged theory, tests and application to shear-walls” Proc. of the International Symposium on Load-bearing Brickwork, London, 1-13.

Calderini, C., Cattari, S., Lagomarsino, S., (2008) “In-plane strength of unreinforced masonry piers” Earthquake Engng. Struct. Dyn.

Vorgespannte Mauerwerkswände auf Schalldämmlagern

Ruedi Räss[1] und Aldo Vital[2]
[1]p+f Sursee
[2]Dr. Schwartz Consulting AG, Zug

1 EINLEITUNG

1.1 Anforderungen an Wohngebäude

Die erdbeben- und schallschutztechnischen Anforderungen an Gebäude nahmen in den letzten Jahren deutlich zu. Im Jahre 2003 wurden die neuen Tragwerksnormen (u.a. SIA 261, SIA 266) und im Jahr 2006 die revidierte Schallschutznorm im Hochbau SIA 181 eingeführt. Gebäude, welche ausschliesslich über konventionelle Mauerwerkswände verfügen, sind je nach Gebiet und Grundriss aufgrund der Erdbebeneinwirkungen nur noch bis ca. 2-4 Geschosse möglich. Einzelne Betonwänden können hier Abhilfe schaffen und grosse Horizontallasten abtragen, der Schallschutz, insbesondere der Körperschallschutz, kann dabei aber Probleme verursachen. Mit Mauerwerk ist eine gute Schalldämmung mit konstruktiven Massnahmen, wie Schalldämmlager, einfach zu erreichen. Die Kombination von beiden Anforderungen, dem Schallschutz und der horizontalen Lastabtragung, ist dagegen schwierig zu erfüllen.

1.2 Lösungsmöglichkeiten

Schlaffe Bewehrung im Mauerwerk ist ein Ansatz, hat jedoch den Nachteil, dass sie erst mit entsprechender Deformation der Wand aktiviert werden kann. Das hat zur folge, dass fast alle Wände schlaff bewehrt werden müssen. Weil sich die Massnahmen nicht auf einzelne wenige Wände beschränken, können die Kosten erheblich ansteigen.

Eine interessante Möglichkeit ist das Vorspannen von Mauerwerkswänden mit dem gleichzeitigen Einsatz von Schalldämmlager am Wandfuss. Dabei muss die Vorspannung schalltechnisch über die ganze Wandhöhe getrennt sein. Es sind dabei wenige vorgespannte Wände in einem Gebäude erforderlich, der grösste Teil kann konventionell ausgebildet werden.

2 TRAGSYSTEM VORGESPANNTE WÄNDE

2.1 Bemessung von Mauerwerkswänden

Die Mauerwerksbemessung in der Schweiz für die Tragsicherheit basiert auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie und erfolgt mittels Spannungsfeldern.

Vereinfacht wird davon ausgegangen, dass über der Mauerwerkswand eine unendlich steife Decke vorhanden ist, wodurch eine Reduktion auf Stabschnittkräfte möglich ist. Dabei darf jedes Geschoss einzeln betrachtet werden.

Eine gute Annäherung an die tatsächliche Traglast wird durch die Modellierung mit geneigten und vertikalen Druckstreben erzielt.

Die Bemessungsdiagramme für Mauerwerk nach Norm SIA 266 basieren auf zwei kombinierten Spannungsfeldern und liefern Resultate, welche zum Teil grosse Reserven aufweisen. Die Diagramme sind jedoch nicht für negative Kopfmomente ausgelegt, weshalb es häufig sinnvoll ist, direkt mit Spannungsfeldern zu arbeiten.

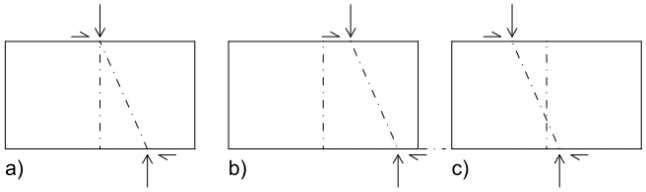


Abb. 1: Verschiedene Kopfmomente
a) Wand ohne Kopfmoment
b) Wand mit positivem Kopfmoment
c) Wand mit negativem Kopfmomente.

Zur Abtragung der Horizontalkräfte sind in den Wänden genügend grosse Normalkräfte erforderlich. Die resultierenden, diagonalen Kräfte müssen innerhalb des Wandquerschnittes liegen.

Es kommen bei schubbelasteten Wänden grundsätzlich zwei Spannungsfeld-Typen zum Einsatz. Die diagonalen Felder können eine Spannung von maximal f_y aufnehmen, vertikale Felder welche Diagonalen kreuzen eine Spannung von maximal f_x-f_y. Die Neigungen der Diagonalfelder dürfen zwischen Null und dem maximalen inneren Reibungswinkel liegen.

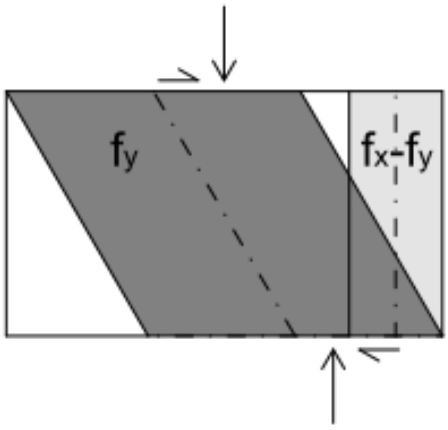


Abb. 2: Wand mit zwei Spannungsfeldern.

Die Spannungsfelder können frei angeordnet werden. Auch der Anzahl ist keine Begrenzung gesetzt. Häufig reichen aber zwei Spannungsfelder um eine genügend genaue Bemessung zu erreichen.

Bei einer reiner Normalkraftbelastung kann der ganze Mauersteinquerschnitt (f_x), für die Abtragung benutz werden. Bei einer schubbelasteten Wand muss eine Superposition des vertikalen (f_x-f_y) und des diagonalen (f_y) Spannungsfeldes gemacht werden.

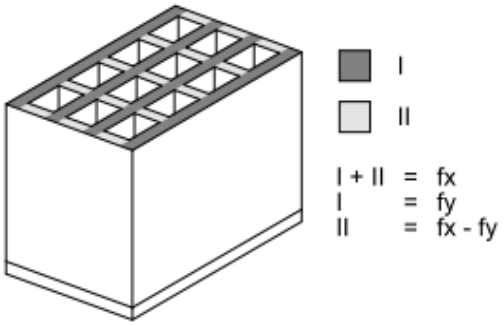


Abb. 3: Aufteilung der Steinstege in Lastabtragungsbereiche.

2.2 Tragverhalten vorgespannte Wände

Um horizontale Kräfte abzutragen, benötigt eine Mauerwerkswand, bzw. das diagonale Spannungsfeld, eine Normalkraft. Damit wird kommen die resultierenden, diagonalen Kräfte innerhalb des Wandquerschnittes zu liegen und das Gleiten wird verhindert. Durch Vorspannung kann die vorhandene Normalkraft beliebig erhöht werden. Normalerweise ist die Anordnung von Vorspannungen an den beiden Wandenden am effizientesten. Es ist auch eine asymmetrische Anordnung denkbar, um ein vorhandenes Kopfmoment auszugleichen. Bei der geometrischen Anordnung der Vorspannung sind die Spannungsfelder zu beachten.

Die Normalkraft der Vorspannung muss nicht erst, wie bei einer schlaffen Bewehrung, durch Wanddeformationen aktiviert werden. Sie wirkt von Anfang an, was zu einer Erhöhung der Steifigkeit führt. Dadurch können die konventionell ausgeführten Mauerwerkswände entlastet werden. Es sind nur bei einzelnen, langen Wänden Vorspannungen nötig, was sich positiv auf die Kosten auswirkt.

2.3 Bemessung von vorgespannten Wänden

Bei der Verwendung von Vorspannkabeln können alternativ zur geschossweisen Betrachtung die Spannungsfelder über die ganze mehrgeschossige Wandhöhe geführt werden. Dabei kommen die gleichen

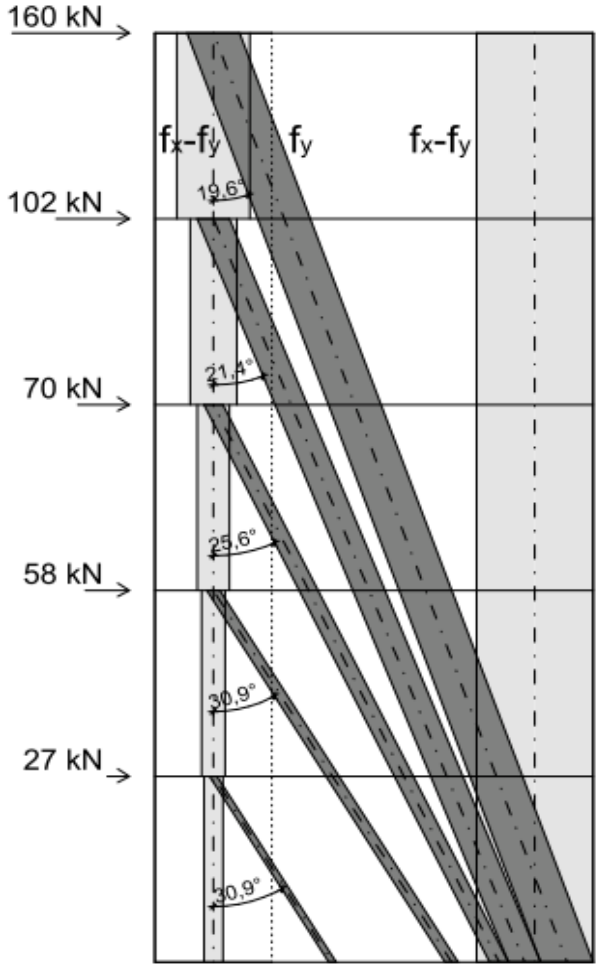


Abb. 4: Spannungsfelder über mehrere Geschosse.

Spannungsfeld-Typen mit den Festigkeiten f_y und f_x-f_y zum Einsatz. Die Resultate sind mit denen der geschossweisen Betrachtung vergleichbar.

2.4 Anforderungen an die Vorspannung

Es muss sichergestellt sein, dass die gewünschte Vorspannkraft über die ganze Nutzungsdauer erhalten bleibt. Es darf keine relevante Entlastung der Vorspannkraft infolge Kriechen und Schwinden des Mauerwerks und der dazwischen liegenden Betondecken stattfinden. Die schalltechnisch entkoppelten Vorspannanker können Langzeitverformungen aufweisen, welche entsprechend zu berücksichtigen sind.

Damit die Vorspannkräfte über die ganze Nutzungsdauer erhalten bleiben, empfehlen wir die Vorspannung mit Drähten oder Litzen auszuführen, die eine Zugfestigkeit f_{pk} von min. 1500 N/mm^2 aufweisen. Diese haben aufgrund ihrer hohen Zugfestigkeit eine grosse Dehnung und werden durch die Langzeitverformungen prozentual weniger stark entlastet als handelsübliche Stähle mit geringerer Zugfestigkeit. Die Vorspannungsverluste müssen rechnerisch berücksichtigt, bzw. überprüft werden.

Die durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass die Verformungen aufgrund der Schubbelastungen eine nur sehr geringfügige Veränderung der Vorspannkräfte verursachen. Dadurch können die vor der Horizontalbelastung vorhandenen Vorspannkräfte als konstant angenommen werden.

2.5 Anforderungen Schalldämmlager

Schalldämmlager können Querzugkräfte in der Mauerwerkswand verursachen. Es sind deshalb konstruktive Massnahmen zu ergreifen, welche diesen Effekt minimieren.

Eine mögliche Lösung ist der Einsatz von speziellen Lagerfugenbewehrungen zwischen den Schalldämmlagern und den Mauerwerkswänden, welche die Querzugkräfte aufnehmen. Eine weitere Möglichkeit besteht darin, die Schalldämmlager konstruktiv so auszubilden, dass sie keine bzw. weniger Querzugkräfte als die Mörtellagerfuge auf die Mauerwerkswände abgeben, indem sie z.B. eine integrierte Bewehrung aufweisen oder infolge ihrer speziellen Baustoffeigenschaften eine sehr geringe Querdehnung haben.

3 VERSUCHE

An der Hochschule Luzern – Technik & Architektur wurden in Zusammenarbeit mit p+f Sursee zwei Versuchsreihen im Auftrag des Verbandes Schweizerische Ziegelindustrie (VSZ) durchgeführt. Alle Wände wurden vertikal mit 2 Litzen à 0.6“ ohne Verbund vorgespannt.

Bei der ersten Versuchsreihe wurde festgestellt, dass die prozentuale Widerstandsschwächung durch den Einsatz eines Schalldämmlagers bei einer Schubbelastung stärker ausfällt als bei einer reinen Normalkraftbelastung. **Bei Schubversuchen sank der Widerstand gegenüber Wänden ohne Lager auf 70%, bei reiner Normalkraftbelastung auf 90%.** Auf die Ergebnisse dieser Versuchsreihe wird hier nicht weiter eingegangen.

3.1 Versuchsprogramm

Bei den Versuchen wurden folgende Materialien verwendet:

Für die Steine wurden Murfor RE (B15/19 RE von Swissbrick AG) aus einer Produktionsreihe verwendet.

- Für alle Wand- und Vorversuche wurde der Mauerwerkszementmörtel Fixit 920 verwendet.
- Für die Vorspannung kamen 0.6“-Litzen Stahlton-CONA zum Einsatz.
- Es wurden hochwertige 3 mm Vollgummilager am Wandfuss eingesetzt.

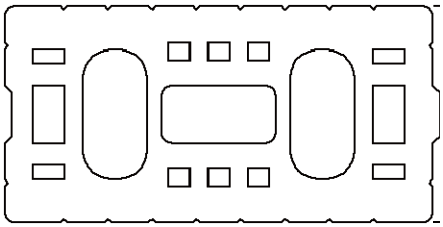


Abb. 5: Lochbild Murfor RE 15/19.

Die mit diesen Materialien erstellten Mauerwerkswände erreichten ein f_{xk} = 9.3 N/mm^2 und ein f_{yk} = 4.1 N/mm^2.

Aufgrund der starken Reduktion des Schubwiderstandes durch die Schalldämmlager (Querzugbelastung) wurde entschieden, in der zweiten Phase Lagerfugenbewehrungen einzusetzen, die für die Aufnahme von Querzugkräften ausgelegt waren. Die Versuche hatten zwischen der untersten Mörtelschicht und dem Betonsockel ein Schalldämmlager aus Vollgummi von 3 mm Stärke. In den untersten Mörtelschichten wurden Lagerfugenbewehrungen eingesetzt. Die Versuchskörper wurden am oberen Ende durch einen Betonriegel ergänzt. Die Verankerungen der Vorspannglieder wurden in den Betonelementen angeordnet.

Das Versuchsprogramm beinhaltete zwei unterschiedliche Wandlängen und verschiedene Kopfmomente.

Bezeichnung Versuch	Länge m	Höhe m	Tiefe m	N_{total} kN	M_{Kopf} kNm
WV2_3	0.77	1.22	0.15	300	-
WV2_4	0.77	1.22	0.15	300	positiv
WV2_5	0.77	1.22	0.15	300	negativ
WV3_6	1.08	1.22	0.15	300	-
WV3_7	1.08	1.22	0.15	300	positiv
WV3_8	1.08	1.22	0.15	300	negativ

Tabelle 1: Versuchsprogamm.

Mit den 3 verschiedenen Kopfmomenten werden alle Arten der Belastung geprüft, welche grundsätzlich bei horizontalbeanspruchten Mauerwerkswänden vorkommen können.

3.2 Versuchsdurchführung

Bei allen Mauerwerkswänden wurden die Randabstände der Vorspannglieder gleich gross ausgebildet. Die Stoss- und Lagerfugen wurden mit einer Stärke von ca. 10 mm erstellt.

Die vertikale Vorspannung (zwei 0.6“-Litzen) wurden in den Steinlöchern ohne Hüllrohr geführt und ohne Verbund ausgebildet. Die beiden Litzen hatten einen Abstand von 0.31 m bzw. 0.62 m und eine Vorspannkraft von je 100 kN. Die Vertikalzylinder, welche die Kopfmomente erzeugten, hatten zusammen eine Vertikalkraft von 100 kN. Daraus ergibt sich die totale Vertikalbelastung der Wände von 300 kN. Dies erzeugt bei den kurzen Wänden ein durchschnittliches σ_x = 2.60 N/mm^2 und bei den langen Wänden ein σ_x = 1.85 N/mm^2.

Die Horizontallasten wurden über Druckzylinder aufgebracht. Die horizontalen Lasten wurden zentrisch in die Betonriegel eingeleitet. Die Vertikallasten wurden durch zwei Druckzylinder über die Betonriegel in die Wand eingeleitet, mit welchen auch das Kopfmoment gesteuert wurde.

Nach der Belastung durch die Vertikalzylinder wurden die Horizontallasten, und falls vorhanden die Kopfmomente, statisch-zyklisch aufgebracht.

In Abb. 8 ist ein Belastungsablauf der Horizontalkräfte dargestellt. Die Versuche wurden kraftgesteuert

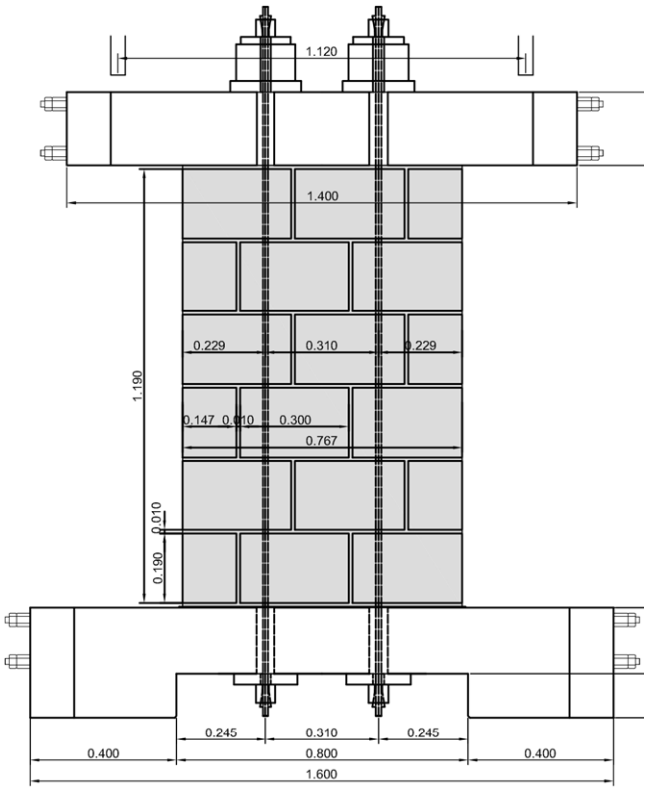


Abb. 6: Versuchskörper der kurzen Wände.

gefahren. Die Belastungsgeschwindigkeit der Horizontallasten auf einem bestimmten Lastniveau betrug ca. 10 kN/s. Um auf die entsprechenden Niveaus zu gelangen wurde die Last jedoch deutlich langsamer erhöht. Die Kopfmomente wurden falls vorhanden zeitgleich zu den Horizontallasten gesteuert. Sie wurden linear zur Horizontallast gesteigert. Das Verhältnis M/V wurde so gewählt, dass bei der rechnerischen Bruchlast die Resultierende der beiden Vertikalzylinder in der Achse der linken oder rechten Spannlitze lag.

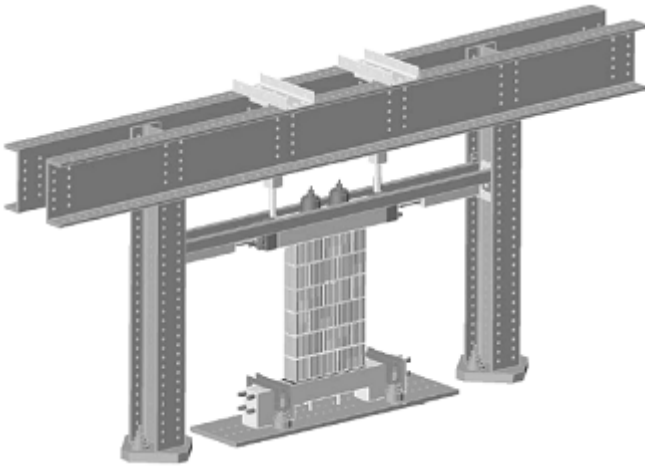


Abb. 7: Versuchsstand.

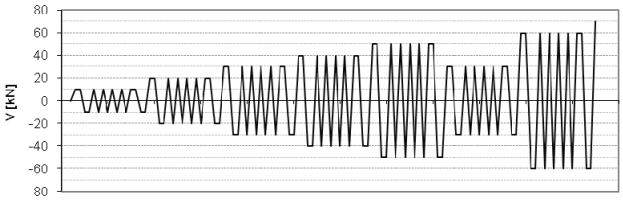


Abb. 8: Beispiel Belastungsablauf.

Jede Last wurde 6-mal positiv und 6-mal negativ aufgebracht. In den ersten und letzten beiden Laststufen wurde eine Netzablesung durchgeführt (erkennbar am horizontalen Verlauf der Belastungskurve). Die Steigerung fand in 10 kN Schritten statt. Sobald erste grosse Risse beobachtet wurden, wurde ein zusätzlicher Zyklus mit 30 kN durchgeführt, um die Steifigkeitsänderung zu ermitteln.

3.3 Versuchsergebnisse

In der untenstehenden Tabelle sind die Versuchsergebnisse aufgelistet.

Bezeichnung Versuch	$M_{Kopf,V}$ kNm	$V_{R,V}$ kN	$V_{R,r}$ kN	$V_{R,V}$/ $V_{R,r}$ -
WV2_3	0	60	49	1.22
WV2_4	16	40	37	1.08
WV2_5	-16	60	57	1.05
WV3_6	0	80	83	0.96
WV3_7	35	70	60	1.17
WV3_8	-24	80	102	0.78

Tabelle 2: Versuchsergebnisse Widerstände.

Bei allen Versuchen ausser WV3_8 stimmten die Versuchsergebnissen ($V_{R,V}$) gut mit den rechnerisch ermittelten Widerständen($V_{R,r}$) überein oder waren höher. WV3_8 hat einen deutlich niedrigeren Widerstand erreicht als die rechnerische Bruchlast. Dafür kann es mehrere Gründe geben: Beschädigung des Mauerwerks bei der Montage im Prüfstand, Streuungen der Mauerwerksfestigkeit, Ungenauigkeit des Modells der Spannungsfelder sowie Überlagerung dieser Effekte.

Die Kopfschiefstellung und die Tragwiderstände hängen, wie in der Tabelle ersichtlich, vom Kopfmoment ab. Ein positives Kopfmoment verkleinert und ein negatives Kopfmoment vergrössert die Steifigkeit.

Das Kopfmoment beeinflusst auch den Horizontallastwiderstand. Dies ist gut ersichtlich bei den Wänden mit positivem Kopfmoment. Die Wände mit negativem Kopfmoment erreichten in den Versuchen keinen grösseren, über viele Zyklen aufnehmbaren, Widerstand. Dies ist wahrscheinlich auf die Horizontallastabstufung von 10 kN zurückzuführen.

Bezeichnung Versuch	Länge m	δK, inkl. S. L %	δK, exkl. S. L. %
WV2_3	0.77	0.49	0.34
WV2_4	0.77	0.34	0.25
WV2_5	0.77	0.34	0.20
WV3_6	1.08	0.43	0.11
WV3_7	1.08	0.52	0.23
WV3_8	1.08	0.36	0.10

δK, inkl. S. L. = Maximale Kopfschiefstellung inkl. Schubdeformation Schalldämmlager bei VR, V

δK, exkl. S. L. = Maximale Kopfschiefstellung exkl. Schubdeformation Schalldämmlager bei VR, V

Tabelle 3: Versuchsergebnisse Kopfschiefstellungen

Eine wichtige Frage ist, ob die konstruktiven Massnahmen, welche die Festigkeitsschwächung durch die Schalldämmlager abmindern bzw. verhindern sollten, ihr Ziel erreicht haben.

Die ersten Rissbildungen fanden zwar oft direkt oberhalb der Schalldämmlager in Querrichtung der Steine statt. Diese konnten aber ihre Breite bei weiterer Belastung konstant halten und breiteten sich in die oberen Teile der Wände aus. Die Zerstörungen der Wände, bzw. die Versagensmechanismen, erfolgten meistens nicht direkt oberhalb des Schalldämmlagers. Aus diesem Grund darf davon ausgegangen werden, dass die konstruktiven Massnahmen ihr Ziel, die Festigkeitsschwächung durch die Schalldämmlager abzumindern bzw. zu verhindern, erreicht haben.

4 KONSTRUKTIVE AUSBILDUNG

Bei der konstruktiven Ausbildung sind einige Details zu beachten um die statischen und schallschutztechnischen Anforderungen zu erfüllen.

4.1 Systeme

Es sind verschiedene Systeme denkbar:

– Verwendung von Schlitzsteinen, wie z.B. ARMO. Dabei kann die Öffnung nach dem Erstellen der Wand rausgeschlagen werden und das Vorspannkabel eingezogen werden. Die Öffnung wird nachträglich geschlossen

– Nachträgliches Schlitzen der Mauerwerkswände. Dieses System kann auch für die Ertüchtigung bestehender Gebäude verwendet werden. Die Öffnung für die Vorspannkabel wird mit grosslöchrigen Steinen, ohne weitere Konstruktionselemente erstellt. Für die durchgeführten Versuche wurde dieses System gewählt.
– Verwendung von Hüllrohren während dem Erstellen der Mauerwerkswand.

4.2 Konstruktive Details

Die folgenden Details wurden für die Verwendung von Hüllrohren ausgearbeitet.

Es sind schraubbare Kunststoffhüllrohre mit einer Länge von ca. 60cm denkbar. Diese werden während dem Erstellen der Wand eingebaut. Der Stein oder Teile des Steins oberhalb des Deckendurchbruches wird weggelassen, damit der schalltechnisch anspruchsvolle Übergang sauber ausgebildet werden kann. Die korrosionsgeschützen Vorspannlitzen sind in einer Schalldämmung eingepackt. Sie erreichen dadurch einen totalen Durchmesser von ca. 22 mm. Diese gedämmte Litze wird von oben in die Hüllrohre eingestossen. Danach können alle Deckendurchbrüche schalltechnisch geschlossen und die Steinöffnung zugemauert werden. Die Litzen werden von oben oder unten vorgespannt. Die Ankerköpfe ruhen auf Schalldämmlagern.

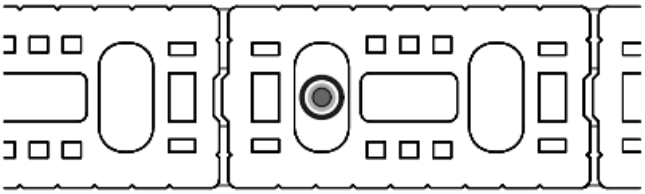


Abb. 9: Vorspannkabel mit Hüllrohr in Murfor RE 15/19.

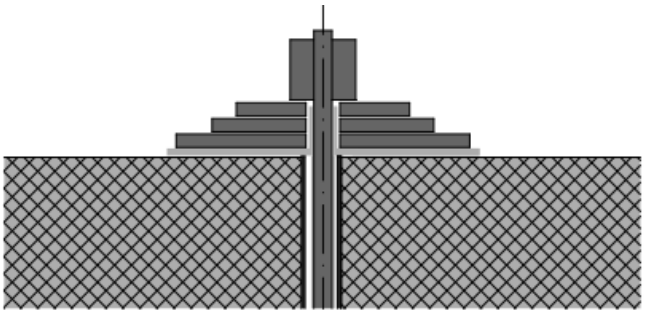


Abb. 10: Schallgedämmte Verankerung oben.

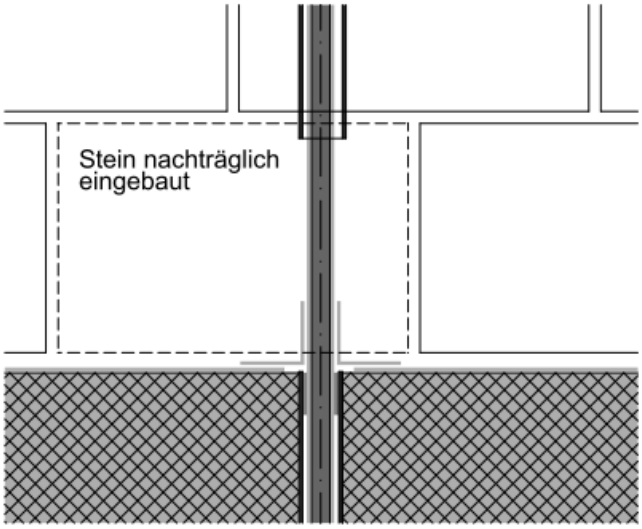


Abb. 11: Deckendurchbruch des Vorspannkabels mit Schalldämmung.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Durch die Verwendung von vorgespannten Mauerwerkswänden auf Schalldämmlager kann man dem Schallschutz und der Erdbebenanforderung gerecht werden. Die Vorspannung erhöht die hohe Wandsteifigkeit gegenüber konventionell ausgeführten Wänden. Dadurch müssen nur einzelne Wände vorgespannt werden, die Restlichen können konventionell ausgeführt werden.

Die Bemessung kann wie üblich mithilfe von Spannungsfeldern erfolgen. Die aufgebrachten Lasten durch die Vorspannungen können bei jeder Wand individuell angepasst werden.

Eine saubere schalltechnische Ausführung ist sehr wichtig und sollte überprüfbar sein. Die Schalldämmlager müssen querdehnungstechnisch auf das Mauerwerk abgestimmt sein, ansonsten kann eine starke Reduktion der Schubtragfähigkeit eintreten.

Quasi-statisch zyklische Versuche an vorfabrizierten, bewehrten Mauerwerkswänden

Michael Rupf, Bernard Braun, Katrin Beyer und Alessandro Dazio
Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich

1 MOTIVATION UND ZIELSETZUNG

Im Schweizerischen Hochbau, insbesondere im Wohnungsbau, werden Tragwände aus Mauerwerk immer öfter durch Betonwände ersetzt, obwohl Mauerwerkswände für den Wohnungsbau günstigere bauphysikalische Eigenschaften aufweisen. Der Hauptgrund dafür sind die in der letzten SIA-Normen Generation erhöhten Erdbebeneinwirkungen für die Schweiz, die es in vielen Fällen auch für Zonen geringer Seismizität nicht erlauben, mit den heutigen Bemessungsansätzen und Modellbildungen den Erdbebennachweis für 3-6 geschossige Wohnungsbauten mit ausschliesslich unbewehrten Mauerwerkswänden zu erbringen. Das Ziel dieser Arbeit ist es daher, ein bewehrtes Mauerwerkssystem zu entwickeln, das als Alternative zu Stahlbetontragwänden dienen kann.

Bewehrte Mauerwerkssysteme kommen bis jetzt in der Schweiz kaum zur Anwendung. Im Gegensatz zu den auf dem internationalen Markt verfügbaren bewehrten Mauerwerkssystemen wurde entschieden, ein vorfabriziertes System zu entwickeln, um die Qualitätssicherung und einen zügigen Baufortschritt einfach sicherstellen zu können. Die Wände sollen im Vorfabrikationswerk vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert und dann lediglich mit dem Kran versetzt und an das Fundament bzw. die Decke angeschlossen werden. Damit lassen sich zum einen die Bauzeiten verkürzen und zum anderen sind gewisse Baustelleneinrichtungen, wie z.B. Schalungstafeln für Stahlbetonwände, nicht mehr nötig. Das System unterscheidet sich von anderen bewehrten Mauerwerkssystemen insofern, als dass nicht vorgesehen ist, alle Wände als bewehrte Mauerwerkswände auszuführen, sondern nur so viele wie nötig, während die verbleibenden Wände als unbewehrte Mauerwerkswände ausgebildet werden. Das entstehende Gebäude ist daher ein System mit einer gemischten Tragstruktur, die sowohl bewehrte wie auch unbewehrte Mauerwerkswände aufweist.

Ziel zweier am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich durchgeführten Masterarbeiten war es, erste Abklärungen hinsichtlich möglicher Systeme und Bemessungsansätze für die einzelne Tragwand sowie das entstehende gemischte Tragsystem aus bewehrten und unbewehrten Mauerwerkswänden vorzunehmen. Gegenstand dieses Artikels sind jedoch lediglich die quasi-statisch zyklischen Versuche an zwei duktilen, vorfabrizierten und bewehrten Mauerwerkswänden, die im Zuge dieser Arbeit in Zusammenarbeit mit Keller Ziegeleien AG entwickelt wurden.

2 BEWEHRTE MAUERWERKSWAND - SYSTEME

Die bewehrten Mauerwerkswände wurden aus Schalungsziegeln des UNIPRETON Mauerwerkssystems gebaut. In Abb. 1a ist ein solcher Ziegel abgebildet und in Abb. 1b wird gezeigt, wie die Wände aufgebaut werden. Die Steine werden im Werk trocken, also ohne Verwendung von Fugenmörtel, zur Wand aufgeschichtet. Jeder Stein besteht aus zwei Zellen, die über die Wandhöhe einen durchgehenden Hohlraum bilden, in welchen ein Bewehrungskorb eingebracht werden kann. In jeder Lagerfuge wird eine horizontale Bewehrung eingeschoben und die Wand anschliessend mit einem selbstverdichtenden Beton gefüllt. Für den Anschluss der Mauerwerkswände an die angren-

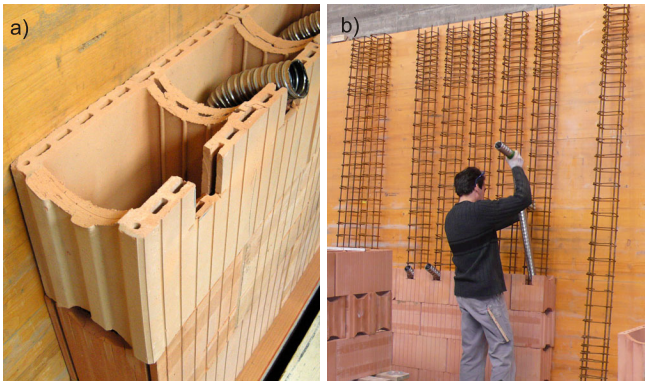


Abb. 1: UNIPRETON-Schalungsziegel (a) und Herstellung der Versuchskörper (b).

zenden Betonbauteile werden vor dem Ausbetonieren am Wandfuss und am Wandkopf Hüllwellrohre versetzt. Die Rohre mit der Anschlussbewehrung werden nach dem Versetzen auf der Baustelle vergossen.

Bei der Ausgestaltung der Bewehrung sind zwei unterschiedliche Systeme denkbar: Wird die vertikale Wandbewehrung als gegeben betrachtet bieten sich die Möglichkeiten, die Anschlussbewehrung stärker oder schwächer als die Wandbewehrung auszubilden.

2.1 BMW1: Schwache Verbindung

Beim ersten Versuchskörper BMW1 bestand die Anschlussbewehrung aus einem ø18 Stab pro Zelle und wies somit eine kleinere Querschnittsfläche auf als die Wandbewehrung mit 4 ø10 Stäben pro Zelle (Abb. 2). In Abb. 2 ist ebenfalls der qualitative Verlauf der Biegemomente für die Einwirkung und den Widerstand über die Wandhöhe dargestellt. Die Anschlussbewehrung ragte 750 mm aus dem Fundament heraus und wurde in die Hüllwellrohre der vorfabrizierten Wand eingebunden. Die Wand wurde auf ein Mörtelbett versetzt. Über jeden Armierungsstab der Anschlussbewehrung wurde eine Metallhülse geschoben, um den Verbund mit dem später eingebrachten Vergussmörtel auf einer Höhe von 200 mm zu unterbinden. Durch diese Massnahme wurde das plastische Gelenk künstlich verlängert und die Verschiebekapazität der Wand erhöht. Abb. 3 zeigt das Anschlussdetail während der Montage des Versuchskörpers.

Abb. 3: Anschlussdetail bei der Montage von BMW1.

2.2 BMW2: Starke Verbindung

Der einzige Unterschied zwischen BMW1 und BMW2 bestand in der Ausbildung der Anschlussbewehrung. Beim zweiten Versuchskörper BMW2 bestand die Anschlussbewehrung aus einem ø26 Stab pro Zelle und wies somit eine grössere Querschnittsfläche auf, als die Wandbewehrung, welche mit 4 ø10 Stäben pro Zelle analog zu BMW1 ausgebildet war. Die Anschlusseisen ragten 500 mm aus dem Fundament heraus. Auch die zweite Wand wurde auf ein Mörtelbett versetzt. Die Metallhülsen zur Verhinderung des Verbunds wurden nicht angebracht, da Fliessen der Längsbewehrung nicht beim Anschluss sondern in der Wand erwartet wurde. Die Bewehrungsführung und der qualitative Verlauf der Biegemomente über die Wandhöhe sind in Abb. 4 dargestellt.

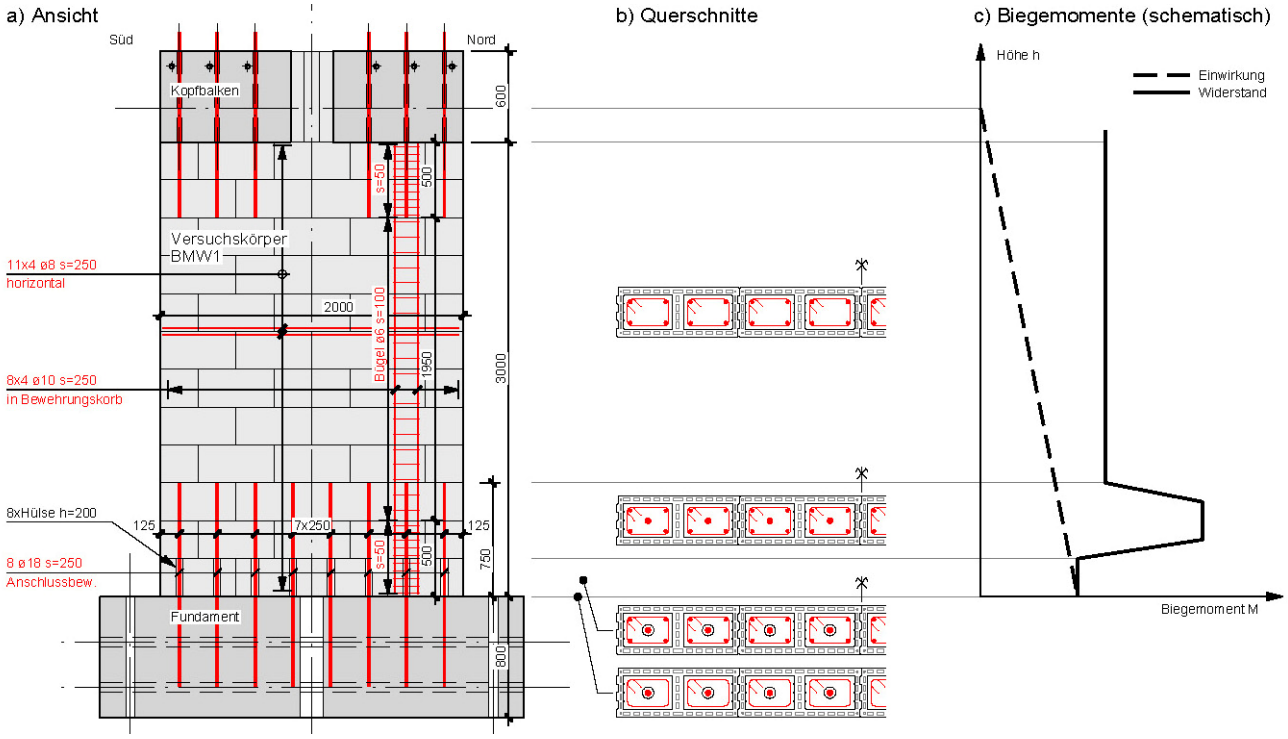


Abb. 2: BMW1: Ansicht (a), Querschnitte (b) und schematischer Verlauf des Biegemoments und -widerstands (c).

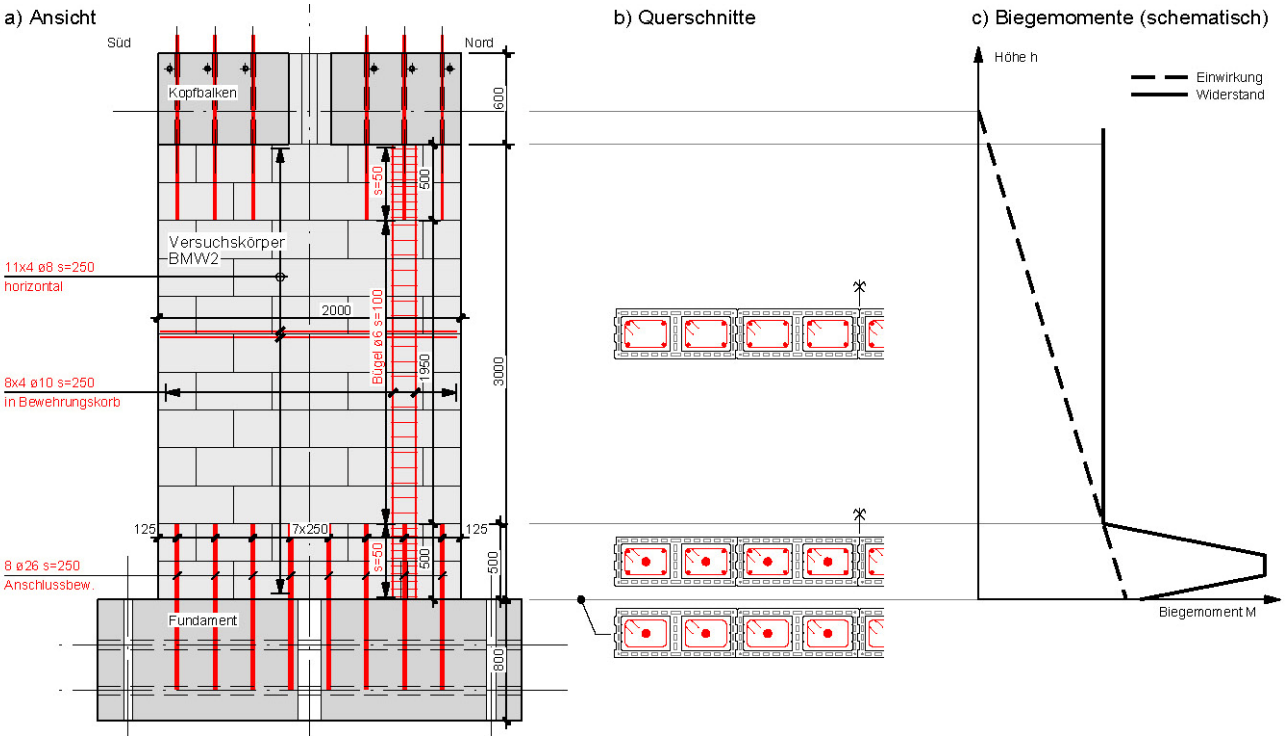


Abb. 4: BMW2: Ansicht (a), Querschnitte (b) und schematischer Verlauf des Biegemoments und -widerstands (c).

2.3 Materialeigenschaften

Parallel zu den zyklischen Wandversuchen wurden Materialtests an allen verwendeten Betonen, Mörteln und Bewehrungsstäben gemäss der Norm SIA 162/1 (1989) durchgeführt und ausgewertet.

Die wichtigsten Resultate für die Bewehrungsstähle sind in Tabelle 1 zusammengestellt. Für den Bewehrungsstahl wurde der Elastizitätsmodul E_s, die Fliessgrenze f_y, die Zugfestigkeit f_t und die Bruchdehnung A_{gt} bei f_t ermittelt. Für die Fliessgrenze f_y und die Zugfestigkeit f_t wird sowohl der dynamische als auch der statische Wert angegeben. Der dynamische Wert der Spannung entspricht dem Wert, welcher während der Belastung des Armierungsstabes gemessen wurde. Zur Bestimmung der statischen Werte wurde bei 0.5% und 2.0% Stahldehnung der Kolbenweg für zwei Minuten konstant gehalten und der Spannungsabfall gemessen.

Die bewehrten Mauerwerkswände wurden mit einem selbstverdichtenden Beton (SCC) verfüllt, bei welchem infolge der engmaschigen Bewehrung ein Maximalkorn von 8 mm verwendet wurde. Die Hüllrohre für die Anschlussbewehrung am Wandfuss und am Wandkopf wurden mit dem hochfesten Mörtel SikaGrout-314 ausgegossen. Das Mörtelbett zwischen Fundament und Versuchskörper wurde mit dem normalen Mauermörtel KELIT 110 erstellt. Vom Wandbeton wurden je drei Würfel und fünf Zylinder entnommen. Zwei Zylinder wurden halbiert und für vier Zugfestigkeitsmessungen verwendet. Vom Mörtel wurden pro Charge drei Prismen entnommen. In Tabelle 2 sind die ermittelten Materialparameter der Betone und Mörtel aufgelistet. Von sämtlichen Proben wurde die Rohdichte ρ, die Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ und die Zugfestigkeit f_{ctm} bestimmt; letztere wurde mittels „Double-Punch“ Versuchen bestimmt (Chen, 1970). Zusätzlich wurden vom Füllbeton der Wände die Zylinderdruckfestigkeit f_{cm}, der Elastizitätsmodul E_{cm} und die Dehnung ε_{c2m} bei f_{cm} ermittelt.

$Ø_{nom}$ [mm]	Ø8 8 Stk.	Ø10 6 Stk.	Ø18 6 Stk.	Ø26 5 Stk.
E_s [GPa]	215 ± 14.2	205 ± 1.2	203 ± 3.6	208 ± 12.4
$f_{y,dyn}$ [MPa]	510 ± 30.1	492 ± 5.1	536 ± 7.4	559 ± 6.5
$f_{t,dyn}$ [MPa]	599 ± 35.5	565 ± 6.3	636 ± 5.5	656 ± 5.8
$f_{y,stat}$ [MPa]	471 ± 32.6	457 ± 8.4	504 ± 12.2	528 ± 6.0
$f_{t,stat}$ [MPa]	548 ± 34.9	520 ± 10.7	584 ± 10.7	599 ± 5.9
A_{gt} [%]	7.99 ± 1.05	6.97 ± 0.76	9.27 ± 0.45	9.53 ± 0.10

Tabelle 1: Kennwerte der verwendeten Bewehrungsstähle (Mittelwerte und Standardabweichungen).

Bauteil	Wand BMW1	Wand BMW2	Hüll-rohre BMW1	Hüll-rohre BMW2	Mörtel-bett BMW2
Typ	SCC 0-8 mm		SikaGrout-314		KELIT 110
Alter [d]	26	68	19	12	12
ρ [kg/m^3]	2'370 ± 7.0	2'400 ± 4.6	2'200 ± 13.6	2'230 ± 7.8	1'690 ± 35.5
$f_{cm,cube}$ [MPa]	61.3 ± 1.4	79.0 ± 1.6	67.2 ± 1.6	77.5 ± 1.1	15.7 ± 1.2
f_{cm} [MPa]	52.0 ± 0.1	69.9 ± 0.8	-	-	-
f_{ctm} [MPa]	3.80 ± 0.25	5.81 ± 0.14	9.8 ± 1.18	6.1 ± 0.4	3.9 ± 0.5
E_{cm} [GPa]	33.3 ± 0.09	37.8 ± 0.34	-	-	-
ε_{c2m} [‰]	2.0 ± 0.1	2.3 ± 0.1	-	-	-

Tabelle 2: Kennwerte der verwendeten Betone und Mörtel (Mittelwerte und Standardabweichungen)

2.4 Vorhersage der Kraft-Verformungs-Beziehungen

Die Vorhersage erfolgte in zwei Schritten: In einem ersten Schritt wurde der voraussichtliche Versagensmechanismus bestimmt und in einem zweiten die Kraft-Verformungs-Beziehung für diesen Mechanismus berechnet.

Ein Schubbruch sollte bei beiden Versuchskörpern mittels eines genügenden horizontalen Bewehrungsgehalts vermieden werden. Der Querkraftwiderstand wurde mit den Ansätzen der Betonnorm SIA 262 (2003) bestimmt. Der Nachweis der Gleitsicherheit wurde ebenfalls basierend auf SIA 262 (2003) erbracht. Beim ersten Versuchskörper BMW1 wurde ein

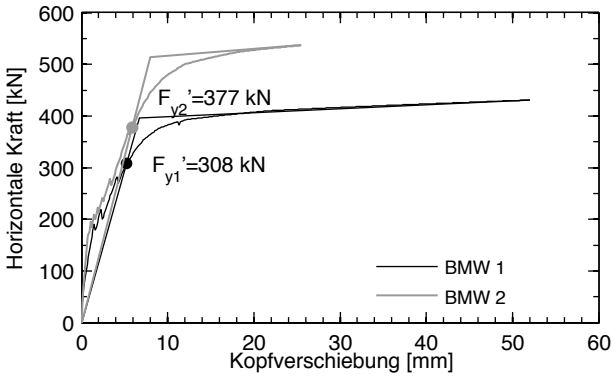


Abb. 6: Vorhersage der Kraft-Verformungs-Beziehungen.

Biegeversagen am Wandfuss erwartet, da die Anschlussbewehrung schwächer als die Wandbewehrung war (siehe auch Abb. 2c). Beim zweiten Versuchskörper BMW2 wurde ein Biegeversagen in der Wand selbst, oberhalb der stärker ausgebildeten Anschlussbewehrung vorhergesagt (Abb. 4c).

Die Kraft-Verformungs-Beziehung wurde u.a. mit dem Finite-Element-Programm SeismoStruct (Seismosoft, 2009) berechnet. Die Wände wurden als Stab modelliert, dessen Querschnitt über die Höhe entsprechend des Verlaufs der Längsbewehrung variierte (Abb. 5). Als Wandquerschnitt wurde im Programm ein Betonquerschnitt definiert, welcher in den Abmessungen den effektiven Betonquerschnitten entspricht. Das umgebende Mauerwerk wurde vernachlässigt und das innenliegende Mauerwerk wie Beton behandelt. Der Kopfbalken wurde als elastisches Element modelliert. Die Berechnungen beruhen auf der Annahme von eben bleibenden Querschnitten. Für die Materialparameter wurden die Mittelwerte aus den Materialversuchen verwendet (Abschnitt 2.3).

Die Kraft-Verformungs-Beziehungen des Kragarmsystems sowie die bilinearen Approximationen der beiden Vorhersagen sind in Abb. 6 dargestellt. Der Wert F_y' entspricht der horizontalen Kraft, für welche der erste Längsbewehrungsstab die Fliessdehung erreicht.

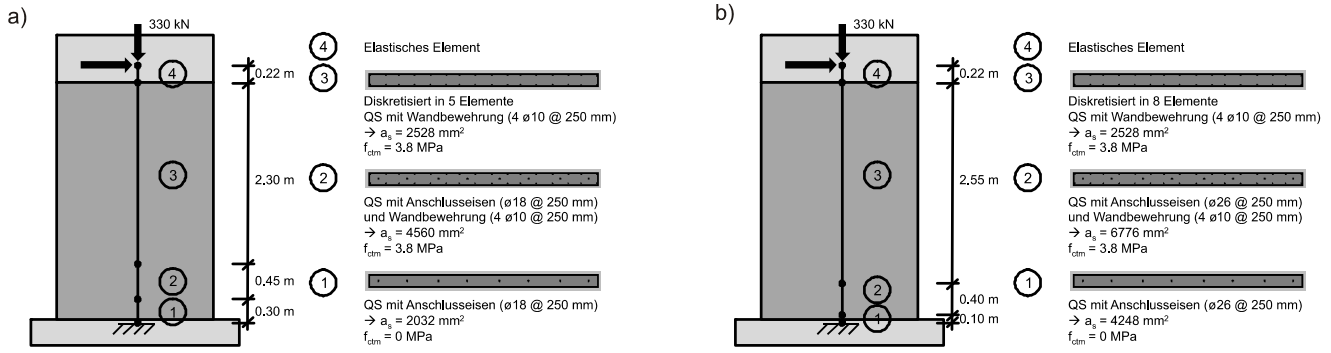


Abb. 5: Modelle für die Berechnung der Kraft-Verformungs-Beziehungen von BMW1 (a) und BMW2 (b).

3 VERSUCHSAUFBAU UND -DURCHFÜHRUNG

3.1 Referenzgebäude

Die beiden Versuchskörper sollen, in ihren Abmessungen und der aufgebrachten Belastung, einer im schweizerischen Wohnungsbau üblichen Tragwand entsprechen. Aus diesem Grund wurden die Abmessungen, die angreifende Normalkraft und das statische System der Versuchskörper anhand eines Referenzgebäudes entworfen. Das Referenzgebäude hat drei Obergeschosse. Die Wände sind hauptsächlich tragende und nichttragende unbewehrte Mauerwerkswände. Einige Betonwände dienen der Abtragung der Horizontalkräfte. Die Geschossdecken und die Wände im Untergeschoss sind in Stahlbeton ausgebildet. Das Untergeschoss wird als starrer Kasten betrachtet. Die bewehrten Mauerwerkswände sollen in Zukunft die Stahlbetonwände in den Obergeschossen ersetzen. Daher wird eine Stahlbetonwand mit einer Breite von 0.20 m, einer Länge von 4.00 m und einer Höhe von 8.45 m als Referenzwand für die beiden Versuchskörper verwendet. Die geschätzte effektive Kragarmhöhe bei einer Erdbebeneinwirkung beträgt 6.76 m was einer Schlankheit von 1.7 entspricht. Allfällige Kopplungseffekte der Decken wurden vernachlässigt.

Die Grösse der Versuchskörper wurde durch die Randbedingungen der Versuchseinrichtungen und die eingebauten Steine in Originalgrösse begrenzt. Die Wandlänge wurde zu 2.00 m, die Höhe zu 3.00 m und die Breite zu 0.20 m festgesetzt. Die Horizontalkraft griff am Kopfbalken auf einer Höhe von 3.22 m an, womit sich eine Schlankheit von 1.6 ergibt, welche in etwa der Schlankheit der Wand im Referenzgebäude entspricht.

Die Druckspannung auf der Höhe des Fusses der Referenzwand beträgt auf Gebrauchsniveau 0.825 N/mm^2. Im Versuch wurde diese Druckspannung mittels des Eigengewichts und einer externen Vorspannkraft erreicht.

3.2 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 7 dargestellt und besteht grundsätzlich aus der Reaktionswand, dem Prüfzylinder und dem Versuchskörper, welcher mittels des Fundaments biegesteif auf dem Aufspannboden befestigt ist.

Auf dem Versuchskörper wurde ein Kopfbalken zur Einleitung der Kräfte montiert. An dessen Stirnseiten wurden zwei Stahlplatten angebracht und mit zehn BBRV-Gewindestangen und einer Gesamtkraft von

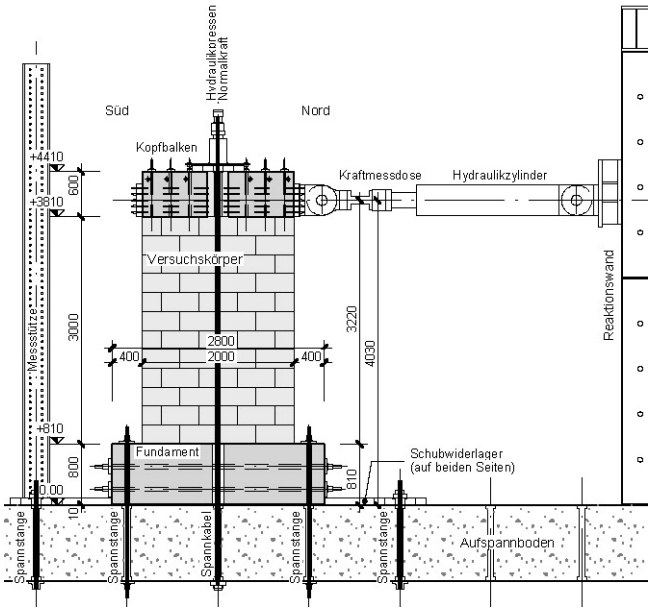


Abb. 7: Versuchsanlage (Bem.: Der leichteren Übersicht halber ist das System für die seitliche Führung nicht eingezeichnet).

900 kN zusammengespannt. Der Hydraulikzylinder wurde an der Stahlplatte an der Nordseite befestigt. Die projektierte Normalkraft wurde mittels Hohlkolbenpressen über zwei BBRV-Spannkabeln aufgebracht, welche seitlich der Wand verliefen. Das Fundament wurde auf den Aufspannboden gespannt und mittels zweier Schubwiderlager ein Längsgleiten des Fundamentes verhindert. Um eine Auslenkung der Versuchswände aus der Ebene zu verhindern, wurden zwei reibungsfreie seitliche Führungen auf Höhe des Kopfbalkens angebracht.

3.3 Messeinrichtung

Um die Wandverformungen zu erfassen wurden einerseits 13 Weggeber angebracht, welche in Abb. 8 mit u bzw. v bezeichnet sind. Andererseits wurde ein optisches Messsystem (NDI Optotrak Certus HD) eingesetzt. Hierzu wurden pro Steinreihe zehn LEDs befestigt, zwei pro Ziegelstein und jeweils eines an jedem Wandende. Weitere zehn LEDs waren auf dem Fundament befestigt, damit das Kippen und das Gleiten der Wand auf dem Fundament gemessen werden konnten. Das Messnetz bestand aus insgesamt 120 LED-Punkten, deren x-, y- und z- Koordinaten gemessen wurden.

Mit drei Kraftmessdosen wurden die Horizontalkraft des Hydraulikzylinders und die Normalkräfte der beiden Spannkabel gemessen. Diese Messgrössen sind in Abb. 8 mit F bezeichnet.

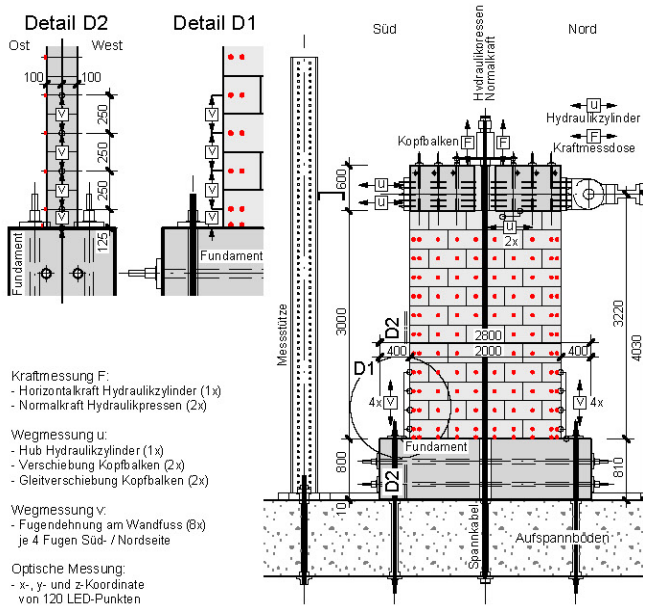


Abb. 8: Messeinrichtung.

Es wurde kontinuierlich während den Belastungsphasen gemessen. Zusätzlich wurde bei jeder Laststufe über eine Zeitdauer von zwei Minuten gemessen. Die Messfrequenz für die fest verdrahteten Messstellen betrug 2 Hz, für das optische Messsystem 10 Hz.

3.4 Belastungsgeschichte

Die Versuchsdauer bei BMW1 betrug zwei Tage und bei BMW2 einen Tag. Als Belastungsgeschichte wurde der in Abb. 9 gezeigte Standardablauf für Stahlbetonwände gewählt. Die Nullmessung wurde bei Laststufe LS00 durchgeführt bevor die Wandnormalkraft aufgebracht wurde (LS01). Im nächsten Schritt wurde der Hydraulikzylinder mit der Wand verbunden. Die weiteren Laststufen sind in Kraft- und Duktilitätsstufen gegliedert. In den ersten drei Zyklen wurde die Wand

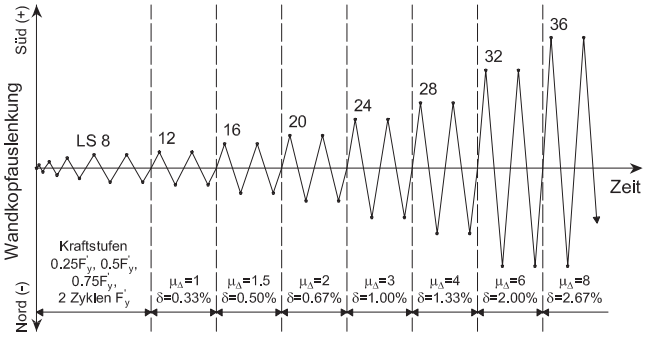


Abb. 9: Belastungsgeschichte.

so weit ausgelenkt bis eine Kraft von $\pm{}^1/_4\,F_y'$, $\pm{}^2/_4\,F_y'$ bzw. $\pm{}^3/_4\,F_y'$ erreicht wurde. Ab der Kraftstufe ${}^4/_4\,F_y'$ wurden jeweils zwei Zyklen pro Stufe gefahren. Die Werte für F_y' stammen aus den Vorhersagen (Abb. 6). Bei der Kraftstufe ${}^4/_4\,F_y'$ wurde die Verschiebung Δ_y' ermittelt, bei welcher geschätzt wird, dass der erste Armierungsstab zu fliessen beginnt, und daraus die nominelle Fliessverschiebung Δ_y abgeleitet, die einer Verschiebeduktilität von $_\Delta = 1.0$ entspricht. Während des Versuchs an BMW2 wurden die ersten Zyklen aus Versehen unter Annahme einer zu grossen Fliesskraft gefahren ($F_y' = 485$ kN anstatt 377 kN). Aus diesem Grund wurde im Zyklus ${}^4/_4\,F_y'$ die Fliessgrenze bereits überschritten. Die Zyklen mit $_\Delta = 1.0$ und 1.5 wurden daher ausgelassen und es wurde sogleich mit $_\Delta = 2.0$ weiterbelastet. Die Fliessverschiebungen der beiden Versuchskörper lagen in einer ähnlichen Grössenordnung. Deshalb wurde bei beiden Versuchen eine Kopfauslenkung von 10.7 mm als $_\Delta = 1.0$ definiert, was einer mittleren Schiefstellung von $\delta = 0.33\%$ entspricht. Der Steuerung der servo-hydraulischen Prüfzylinder erfolgte während des ganzen Versuchs über den Zylinderweg. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde bei beiden Versuchen fortlaufend von 1.2 mm/min auf 12 mm/min gesteigert.

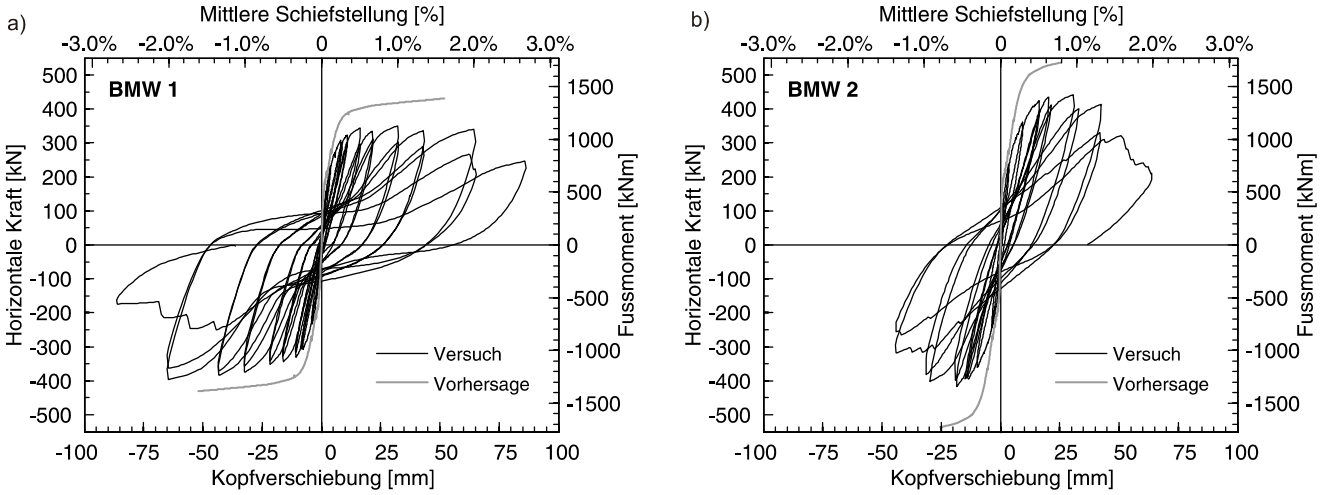


Abb. 10: Hysteresen für BMW1 (a) und BMW2 (b). Die Schiefstellung ist definiert als die Kopfverschiebung dividiert durch die effektive Höhe (h=3.22m).

4 ERGEBNISSE DER VERSUCHE

4.1 Versagensmechanismus

Bei beiden Wänden konnte der Versagensmechanismus treffend vorhergesagt werden. Bei BMW1 trat ein Biegebruch in der Anschlussbewehrung auf. Bei BMW2 lokalisierte sich der Biegebruch über der starken Anschlussbewehrung, auf der Südseite in der Fuge 3 und auf der Nordseite in der Fuge 4 oberhalb des Fundaments (Abb. 11d). Die abgeschlossenen Rissbilder sind in Abb. 11a und Abb. 11b ersichtlich. Bei beiden Wänden trat Versagen bei mittleren Schiefstellungen auf, die eher typisch für Stahlbetonwände ähnlicher Schlankheiten als für unbewehrte Mauerwerkswände sind (BMW1: δ = 2.66%, BMW2: δ = 2.00%).

4.2 Kraft-Verformungs-Beziehungen

Die Hysteresekurven aus den beiden Versuchen sind in Abb. 10 zusammen mit den vorhergesagten Kraft-Verformungs-Beziehungen dargestellt. Für die Kopfverschiebung wird der Mittelwert der beiden am Kopfbalken angebrachten induktiven Weggeber verwendet. Die Kraft wird mit der Kraftmessdose im Hydraulikzylinder gemessen.

Bei beiden Versuchen wurde der Wandwiderstand in der Vorhersage überschätzt. Als Grund konnte bei BMW1 das weiche Mörtelbett (Abb. 11c) ausgemacht werden, welches zu einer grösseren Druckzone am Wandfuss und somit zu einem kleineren Hebelarm der inneren Kräfte führte. Bei BMW2 wurde beobachtet, dass sich eine markante Druckdiagonale ausbildete, welche direkt zum Fusspunkt der Wand führte. Somit wurde im kritischen Schnitt bei der dritten Fuge ebenfalls der Hebelarm der inneren Kräfte reduziert.

4.3 Verformungsanteile

Die einzelnen Anteile der Kopfverschiebung sind in Abb. 12 aufsummiert dargestellt.

Bei BMW1 ist ersichtlich, dass der grösste Anteil der Verschiebung durch das Kippen, d.h. durch die Öffnung der Fuge zwischen Fundament und Wand, hervorgerufen wird. Die Schub- und Biegeverformungen der Wand sind vergleichsweise klein. Das Gleiten der Wand auf dem Fundament hat einen entscheidenden Einfluss auf das Wandverhalten, tritt aber erst auf, als die unterste Fuge infolge der konzentrierten plastischen Verformungen in diesem Bereich während eines Teils der Hysterese durchgehend geöffnet ist. Durch diese Fugenöffnung kann auch das Plateau in der Hysterese in Abb. 10a erklärt werden. Die grössten Verschiebungen werden bei BMW2 durch die Biegeverformungen hervorgerufen. Auch die Schub- und Kippverformungen leisteten einen wesentlichen Beitrag zur gesamten Wandkopfauslenkung. Die Schubverformung manifestierten sich in einer Schiefstellung der einzelnen Mauersteine, welche in der Abb. 11e ersichtlich ist.

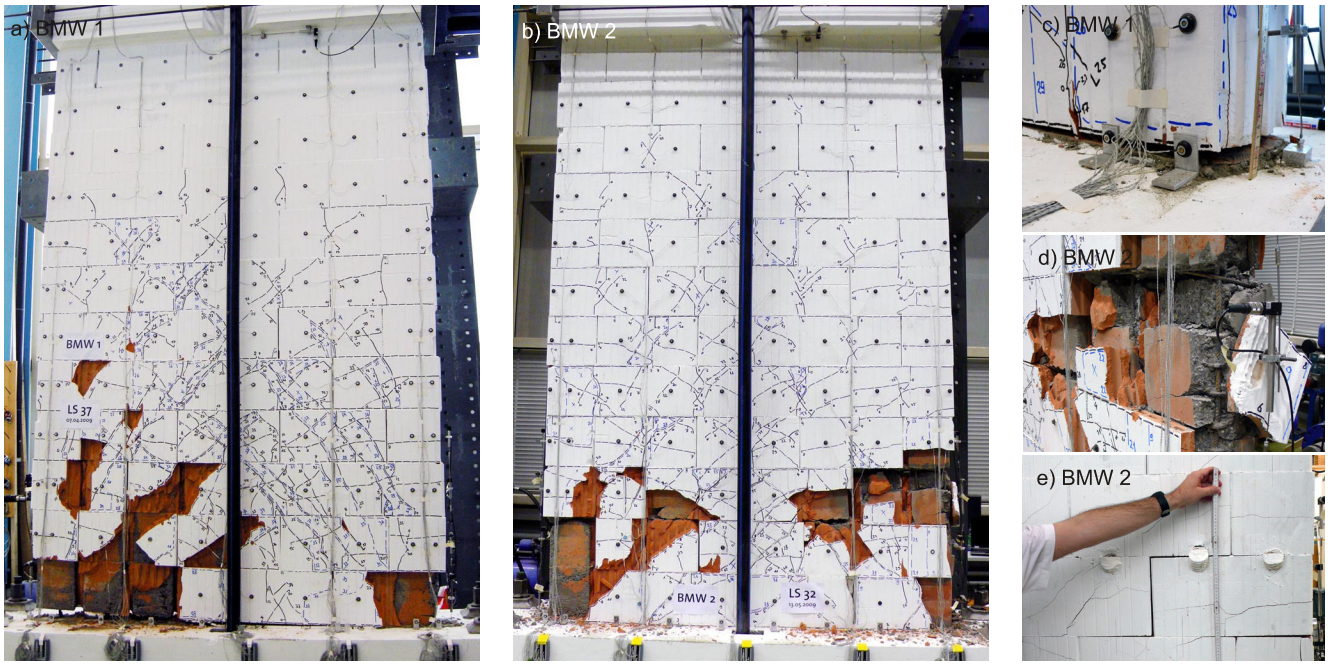


Abb. 11: Versuchsfotos: Abgeschlossenes Rissebild von BMW1 (a, δ = 2.66%) und BMW2 (b, δ = 2.00%), Fuge zwischen Fundament und BMW1 (c, δ = 2.66%), Biegeversagen von BMW2 infolge Bewehrungsbruchs in Fuge 4 (d, δ = 2.00%), Verkippung der Ziegel in Steinreihe 3 und 4 von BMW2 (e, δ = 1.00%).

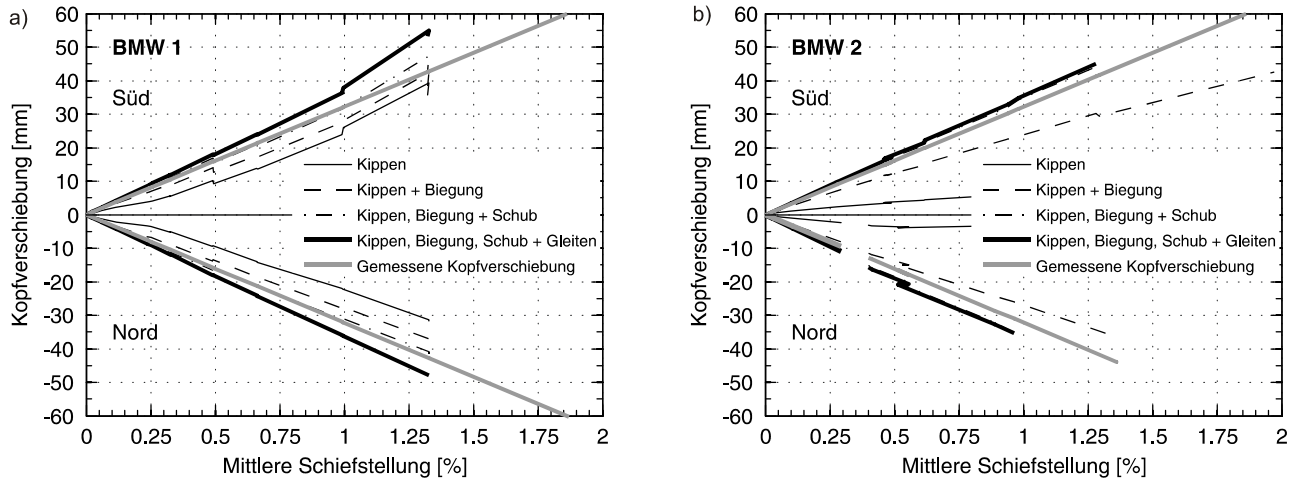


Abb. 12: Verschiedene Verformungsanteile an der Kopfverschiebung für BMW1 (a) und BMW2 (b).

Bei der Vorhersage der Wandkopfauslenkung wurde die Gleitverschiebung nicht berücksichtigt. Werden die Gleitverschiebungen von den gemessenen Wandkopfauslenkungen abgezogen, stimmen die gemessenen, maximalen Werte relativ gut mit der vorhergesagten Verschiebekapazität überein.

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK

Beide Versuchskörper haben – ähnlich wie kapazitätsbemessene Stahlbetontragwände – duktil auf Biegung versagt, nachdem sie mehreren Zyklen mit grossen inelastischen Verformungen ausgesetzt waren. Sichtbare Zerstörungen, wie zum Beispiel Abplatzungen der Ziegelhaut, sind erst bei verhältnismässig grossen Schiefstellungen aufgetreten. Beide Beobachtungen deuten darauf hin, dass bewehrte UNIPRETON Mauerwerkswände für ein günstiges Erdbebenverhalten des Tragwerks ausgelegt werden können. Zudem hat der Vergleich der Vorhersagen mit den Messergebnissen gezeigt, dass der Versagensmechanismus und die ungefähre Kraft- und Verformungskapazität mit bekannten Verfahren aus der Festigkeitslehre des Stahlbetons abgeschätzt werden können.

Aus den Versuchen und den Auswertungen geht hervor, dass der erste Versuchskörper BMW1 eine etwas grössere Verschiebekapazität aufweist als BMW2. Dies ist zum Teil auf das Versagen des Mörtelbettes zurückzuführen, das BMW1 eine zusätzliche Verformungsmöglichkeit bescherte. Da die grossen plastischen Verformungen bei BMW1 im Anschluss zum Fundament stattfanden, wies die Wand selbst nur relativ geringe Schäden auf, die sich hauptsächlich auf den Mauerstein konzentrierten. Der Beton und der Bewehrungsstahl von BMW1 wurden fast ausschliesslich im elastischen Bereich beansprucht.

Bei einer Weiterentwicklung des vorfabrizierten bewehrten Mauerwerksystems wird empfohlen, diese auf dem Bewehrungsanschluss der Wand BMW1 aufzubauen. Neben Verbesserungen bei der Herstellung zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit ist insbesondere dem Mörtelbett am Wandfuss und dem Gleitwiderstand am Wandfuss besondere Beachtung zu schenken.

In den beiden Versuchen wurde ein Schubbruch durch einen grossen Bewehrungsquerschnitt der Horizontalbewehrung bewusst verhindert. Damit lässt sich zum Querkraftwiderstand des Mauerwerksystems nur aussagen, dass dieser im Versuch genügend gross war. Weitere Versuche mit einer geringeren Horizontalbewehrung und einem bewusst herbeigeführten Schubbruch sind daher sehr empfehlenswert.

6 VERDANKUNGEN

Die Entwicklung der Bewehrung für die vorfabrizierten UNIPRETON Mauerwerkswände wurde in Zusammenarbeit mit Herrn Max Wassmer von Keller Ziegeleien AG in Pfungen durchgeführt, welche auch die Herstellung, den Transport und das Versetzen der Wände übernahm. Bei der Versuchsdurchführung haben Herr Dominik Werne, Herr Thomas Jaggi und Herr Christoph Gisler die Autoren unterstützt.

7 LITERATUR

Chen W. F. (1970), Double Punch Test for Tensile Strength of Concrete, ACI Journal, 67(12), 993-995.

Seismosoft (2009), SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, Version 4.0.3. (http://www.seismosoft.com)

SIA 162/1 (1989), Betonbauten Materialprüfungen, SIA-Norm, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich

SIA 262 (2003), Betonbau, SIA-Norm, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich

Non linear seismic analysis of masonry buildings by the equivalent frame model

Sergio Lagomarsino and Serena Cattari
Dept. of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Genoa, Italy

1 INTRODUCTION

The large population of existing and historical unreinforced masonry buildings all over the world requires to improve the knowledge of their seismic behaviour, setting up analytical and numerical models for their analysis. Safety evaluations are oriented to assessing whether or not retrofitting interventions are needed. In order to understand if an intervention is necessary and effective, accurate numerical models to predict the response of the structure are needed. In case of existing buildings, the possibility of simulating the actual conditions of the structure represents a crucial issue. On the one hand, models usually employed for new constructions are not always equally suitable for existing ones leading to results which are on unsafe side; on the other hand, the systematic adoption of too simplified assumptions may lead to severe underestimation of the actual resistance, that would lead to invasive retrofitting interventions.

In particular it is worth noting that, focusing the attention only on the methods of global analysis, the seismic response of un-reinforced masonry (URM) buildings is strictly related both to the in-plane capacity of walls and to the connection and load transfer effect due to the floors.

With reference to the latter issue, the two extreme hypothesis of infinitely rigid floors (full coupling among the masonry walls, whose displacements may be obtained by using the simple rigid body equations) or flexible floors (fully independent masonry walls, which may be analyzed separately) may be not suitable in case of existing buildings. In fact, wooden floors or vaults are often present in existing buildings, and they are characterized by a finite stiffness (intermediate between these two limit cases). In this case the effects associated to the three-dimensional response have to be taken into account.

With reference to former issue, that is the in plane response of complex masonry walls with openings, usually two main structural components may be recognized: piers and spandrels. The earthquake damage observation shows as usually cracks and failure modes are concentrated in these elements. Piers are the principal vertical resistant elements for both dead and seismic loads; spandrels, which are intended to be those parts of walls between two vertically-aligned openings, are secondary horizontal elements, coupling piers in the case of seismic loads. It is worth noting that, although “secondary elements”, spandrels significantly affect the boundary conditions of piers (i.e. fixed-fixed ends or cantilever) with great influence on the seismic capacity. Despite this, some simplified modelling strategies disregard the role of spandrels in the analysis of the in-plane response of a masonry wall (“weak spandrel-strong piers” or “strong spandrel-weak piers”, as proposed in FEMA 356 and 306 documents).

Among the possible choices of modelling strategies proposed in literature and codes (Cattari and Lagomarsino, 2009), in this paper attention will be focused on the Equivalent Frame model. According to this model, each resistant masonry wall is discretized by a set of masonry panels (corresponding to pier and spandrel elements), in which the non-linear response is concentrated, connected by rigid areas (Fig. 1). This approach requires a limited number of degrees of freedom, with a reasonable computational effort, allowing the analysis of complex 3D models of URM structures, obtained by assembling walls and considering only their in-plane contribution. Moreover it is worth noting that the idealisation as an equivalent frame easily allows to introduce other structural elements, like as reinforced concrete beams or columns, together with the masonry ones.

Several formulations, characterized by different degree of accuracy, may be adopted for the elements aimed to describe the response of masonry panels.

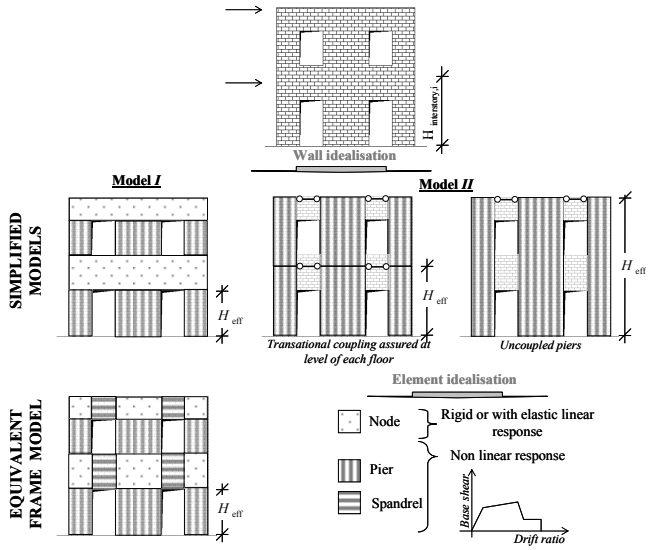


Figure 1: URM wall idealisation according to Simplified and Equivalent Frame Models.

On the one hand, at the research level many detailed models are available, like macro-elements based on a multi-scale approach aimed to provide a synthetic mechanical description of main deformation, damage and dissipation mechanisms of masonry elements through a limited number of degrees of freedom; for example the one proposed by Gambarotta and Lagomarsino (1996) is implemented in the research version of Tremuri program developed at the University of Genoa, starting from 2002 (Galasco et al., 2009). On the other hand, in the engineering practice field, the applicability at design scale requires, as suggested by codes, some simplifications which lead to the adoption of more simplified models, like as considering piers and spandrels as non-linear beams; this approach is adopted by the SAM II Program developed at the University of Pavia (Magenes and Della Fontana, 1998), with a commercial version (ANDILWall) released by ANDIL (www.crsoft.it/andilwall/andilwall.aspx), or by the commercial version of Tremuri, named 3Muri and released by Stadata (www.stadata.com).

In this paper the solutions adopted by the Tremuri program will be discussed, comparing also the differences associated to the adoption of more or less accurate models for masonry panels. In particular different topics will be considered: the strategies for the idealisation of the masonry wall in an equivalent frame, issues related to the idealisation of the different structural elements (both masonry and reinforced concrete), the problem of assembling a complete 3D model, the seismic procedures for non linear static analysis (pushover) and the capacity spectrum method.

2 IDEALISATION OF THE MASONRY WALL IN AN EQUIVALENT FRAME MODEL

First step for modelling of the masonry wall in an equivalent frame is the identification of the main structural components, previously introduced as *piers* and *spandrels*.

It is worth noting that both these types of elements allow us to overcome some troublesome issues related to the adoption of much more simplified models like as those proposed in FEMA 356 (ATC, 2000) or FEMA 306 (ATC, 1998). In fact, in case of these latter simplified models, the actual modelling of spandrels results un-requested. In particular, the idealisation of a “strong spandrel-weak pier” model (Model *I* in Figure 1) assumes that piers crack first, thus averting the failure of spandrels which are usually assumed as infinitely stiff portions, assuring a perfect coupling between piers (which corresponds to assume for piers the fixed-fixed boundary condition). On the contrary in case of “weak spandrel-strong pier” (Model *II* in Figure 1), the hypothesis of both null strength and null stiffness of spandrels is adopted then assuming the piers as uncoupled (which corresponds to the cantilever idealisation); however, it is worth noting that in most cases it is correct to assume that the vertical resistant elements are at least coupled by the translational displacement components due to the action carried on by floors. For that matter, as a rule, the assumption, which Model *I* is based on, seems consistent with new buildings in which masonry spandrels are always coupled to lintels, tie beams and slabs made of steel or reinforced concrete. In fact, these elements, being stiff and tensile resistant, assure, together with the masonry contribution, a consistent coupling between piers. On the contrary, in historical and existing buildings, spandrels are in most cases the weaker elements. In fact, lintels are usually made of wood or by masonry arches, tie beams are often absent and floors are flexible (e.g. due to the presence of vaults or wooden floors): thus Model *II* is assumed in most cases.

Once the choice has been made, according to the assumptions of Simplified Models, since only pier elements are modelled, the definition of both their effective height and boundary conditions plays a crucial role for the reliable assessment of the overall strength of the wall. It has to be stressed that only preliminary evaluations on the effectiveness of spandrels are requested in order to properly orientate the choice between these two extreme idealisations.

Despite the advantage of adopting very simplified and manageable models, since they are based on an aprioristic choice, the following troublesome issues

arise. First of all, it is conceivable that both of these limiting cases are inappropriate for certain walls, which may display both types of response in different regions or which can be involved in a different behaviour with the increasing of the non linear response of the structure. Moreover, it is not at all a foregone conclusion that the presence of certain constructive details (e.g. r.c. beams interposed inside the spandrels), not supported by a quantitative evaluation of their effectiveness, is sufficient to assure the achievement of the hypotheses which these simplified models are based on, as discussed recently in Cattari and Lagomarsino (2009).

On the contrary in case of the Equivalent Frame Model, since both pier and spandrel elements are modelled, the transition through different boundary conditions is directly a consequence of the progressive damage of elements. Actually, in some cases, the use of the Equivalent Frame Models is regulated in codes, by defining the cases in which masonry spandrels may be taken into account as coupling beams in the structural model (such as the Eurocode 8); these provisions mainly concern the bonding to the adjoining walls, the connection both to the floor tie beam and to the lintel.

Regarding the identification of the geometry of pier and spandrel elements, conventional criteria are usually assumed in the literature, supported by the damage assessment after earthquakes and by experimental campaigns (e.g. Benedetti et al., 1998; Calvi and Magenes, 1994; Yi et al., 2006). However, a systematic parametrical analysis either numerical or experimental has never been performed in order to define rigorous criteria.

Of course, in case of existing buildings, the pattern of pre-existing cracks has to be taken into account to properly define the geometry of spandrels and piers.

Usually the criteria for the definition of the height of masonry piers are defined as a function of the height of adjacent openings by supposing a conventional stresses diffusion (e.g. by conventionally assuming a cone diffusion at 30° degrees). Recently Yi et al. (2006) proposed to define it as the height over which a compression strut is likely to develop at the steepest possible angle (e.g. assuming that cracks can develop either horizontally or at 45°). Figure 2 shows the idealisation of a wall in masonry elements assumed by the Tremuri program in case of regularly arranged openings (the height of the rigid node is defined as the average value of the length B_s of the adjacent spandrels; this computation is made separately for each storey).

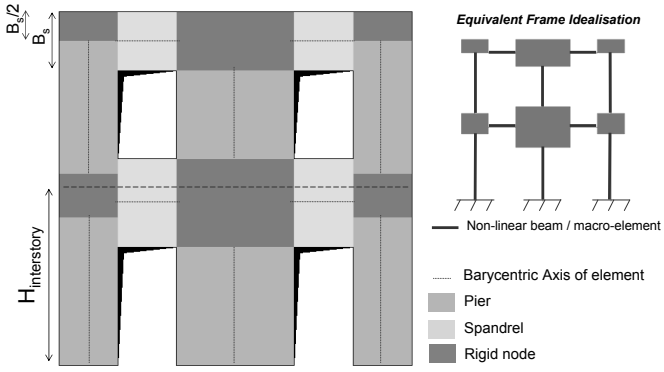


Figure 2: Identification of piers and spandrels by Tremuri program (default mesh proposed by the commercial version) in case of regularly openings.

Actually, although the identification of masonry piers and spandrels may result quite trivial in case of walls which have regular opening patterns, it turns out more difficult and ambiguous when openings are irregularly arranged.

In particular, in case of not perfectly aligned openings, Tremuri program conventionally assumes a mean value for the height of spandrel elements as a function of the overlapping part between the openings at the two levels (Fig. 3). Another significant case is that in which no overlap is present or the opening lacks at all. In this case it is assumed the portion of masonry should be idealized as a rigid area (Fig. 3).

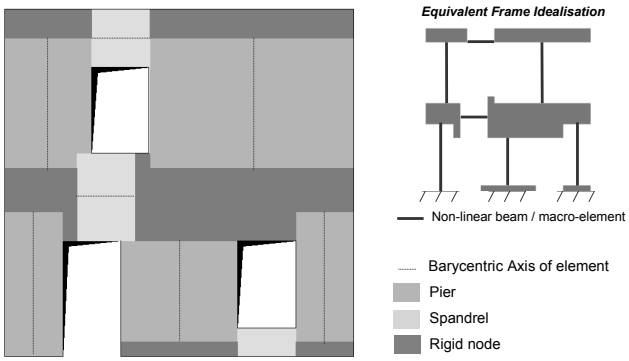


Figure 3: Identification of piers and spandrels by Tremuri program (default mesh by the commercial version) in case of irregularly arranged openings.

3 MODELLING OF STRUCTURAL ELEMENTS

3.1 Masonry elements

Once having idealised the masonry wall into an assemblage of structural elements, the reliable prediction of its overall behaviour mainly depends on the proper interpretation of the single panel response.

In case of more accurate macroelements, a synthetic mechanical description of main deformation, damage and dissipation mechanisms is usually

provided. In case of more simplified formulation, like as non-linear beams, the response is directly faced in terms of global stiffness, strength and ultimate displacement capacity by assuming a proper shear-drift relationship. A generalized relation like the one proposed in FEMA 356 (2000) is illustrated in Figure 1; unlike the latter, other codes, such as Eurocode 8 (2005) or the Italian one ("Norme Tecniche per le Costruzioni", 2008), assume a bilinear relationship without hardening and residual capacity.

Actually the specific characterization of this relationship (both in terms of stress-strain or generalized forces as a function of the degree of accuracy adopted) starts from the knowledge and interpretation of the different failure modes which may occur in masonry panels.

Observation of seismic damage to complex masonry walls, as well as laboratory experimental tests, have shown that a masonry panel subjected to in-plane loading may show two typical types of behaviour (that is, flexural and shear), to which different failure modes are associated (Fig. 4): *Rocking* and *Crushing* (flexural behaviour); *Sliding Shear Failure* and *Diagonal Cracking* (shear behaviour). As known, the occurrence of different failure modes depends on several parameters: the geometry of the pier; the boundary conditions; the axial load; the mechanical characteristics of the masonry constituents (mortar, blocks and interfaces); the masonry characteristics (block's aspect ratio, in-plane and cross-section masonry pattern). Actually it is worth noting that the classification of these failure modes usually is implicitly referred to the pier element type. In fact, while much research related to the behaviour of piers has been conducted during the last decades (FEMA 307 (ATC, 1999) collects some results of international experimental campaigns), tests on spandrels are very limited and quite recent (Calderoni et al., 2007; Gattesco et al., 2008).

This poor attention may be related to the two following reasons. The first one is that, until recently, research on masonry structures was related to the design of new buildings, rather than to the assessment of existing ones: thus the attention has been focused on constructive typologies in which the presence of stiff and tensile resistant elements coupled to spandrels makes the contribution of these masonry elements negligible. The second one is that models proposed and widely adopted in the past and, in particular, the simplified approaches in international codes, make the modelling of spandrels unnecessary, ad for the simplified models proposed in FEMA 256 (Fig. 1), or the POR Method (Tomazevic, 1978).

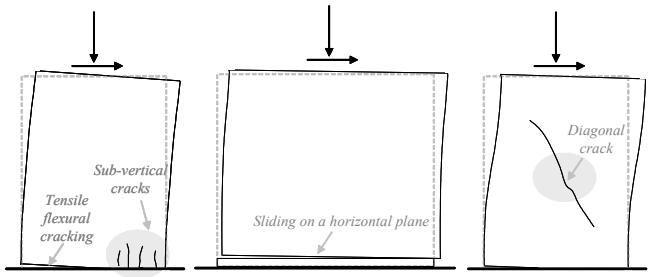


Figure 4: Main failure modes which occur in masonry piers (Calderini et al., 2009a).

Actually the boundary conditions which characterize spandrel elements are very different from those of masonry piers (in particular due to the interlocking phenomena which can be originated at the end-sections with the contiguous masonry portions): as a consequence some differences may be noticed. In particular in case of flexural behaviour (Fig. 5), due to low values of axial load which usually characterize spandrel elements (especially with lack of tie-rods or r.c. beams), *crushing* represents a very rare instance. Moreover, in case of the shear behaviour, due to the interlocking phenomena, *sliding failure* (meant as sliding on a vertical bed joint plane at the end-sections) usually cannot occur. Of course, in case of the mechanical interpretation of the structural response of spandrel and pier elements, it should properly be taken into account of these differences.

In the following some formulations, with different degree of accuracy, proposed for masonry piers and spandrels, will be discussed which have been implemented in the Tremuri program.

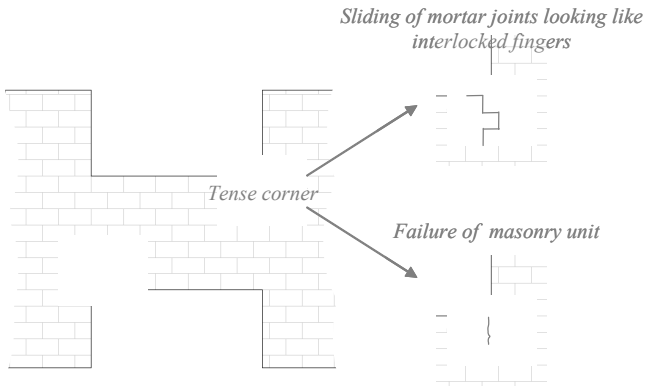


Figure 5: Possible failure patterns in case of flexural behaviour of spandrel elements.

3.1.1 Modelling the masonry piers

First of all, the attention will be focused on masonry piers, discussing two main formulations, such as the macro-element model (Gambarotta and Lagomarsino,

1996; Brencich et al., 1998) and the non-linear beam model.

The non-linear macro-element model (a much more accurate description of this model may be found in Galasco et al. 2004, Penna et al. 2004) permits, with a limited number of degrees of freedom (8), to represent the two main in-plane masonry failure modes, bending-rocking and shear-sliding (with friction) mechanisms, on the basis of mechanical assumptions. This model considers, by means of internal variables, the opening of tensile cracks at the corners (due to flexure) and the shear-sliding damage evolution, which controls the strength deterioration (softening) and the stiffness degradation.

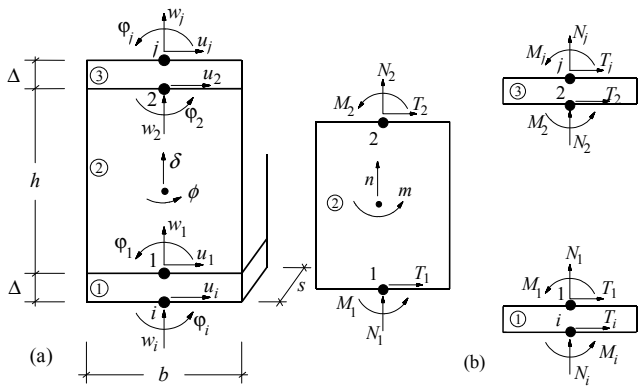


Figure 6: Kinematic model for the macro-element.

Figure 6 shows the three sub-structures in which a macro element is divided: two layers, inferior ① and superior ③, in which the bending and axial effects are concentrated. Finally, the central part ② suffers shear-deformations and presents no axial or bending deformations. A complete 2D kinematic model should take into account the three degrees of freedom for each node "i" and "j" on the extremities: axial displacement w, horizontal displacement u and rotation φ. There are two degrees of freedom for the central zone: axial displacement δ and rotation ϕ (Fig. 6). Thus, kinematics is described by an eight degrees of freedom vector, $a^T = \{u_i\ w_i\ \varphi_i\ u_j\ w_j\ \varphi_j\ \delta\ \phi\}$. It is assumed that the extremities have an infinitesimal thickness ($\Delta \rightarrow 0$). The overturning mechanism, which happens because the material does not show tensile strength, is modelled by a mono-lateral elastic contact between ① and ③ interfaces. The constitutive equations between the kinematic variables w, φ and the correspondent static quantities N and M are uncoupled until the limit condition $|M/N| \leq b/6$, for which the partialization effect begins to develop in the section.

The macro-element shear model is a macroscopic representation of a continuous model (Gambarotta and Lagomarsino, 1997), in which the parameters are directly correlated to the mechanical properties of the masonry elements. The macro-element parameters should be considered as representative of an average behaviour, but not as local parameters of the mortar joints; relations between local and global parameters may be established the Mann and Müller model (1980). In addition to its geometrical characteristics, the macro-element is defined by six parameters: the shear module G, the axial stiffness K, the masonry shear strength f_{v0}, the non-dimensional coefficient c that controls the inelastic deformation, the global friction coefficient and the β factor, that controls the softening phase.

In addition to the original formulation previously described, the macro-element used in the Tremuri program (research version) keeps also into account the effect (especially in bending-rocking mechanisms) of the limited compressive strength of masonry (Penna, 2002). Toe crushing effect is modelled by means of phenomenological non-linear constitutive law with stiffness deterioration in compression: the effect of this modelling on the cyclic vertical displacement-rotation interaction is shown in Figure 7.

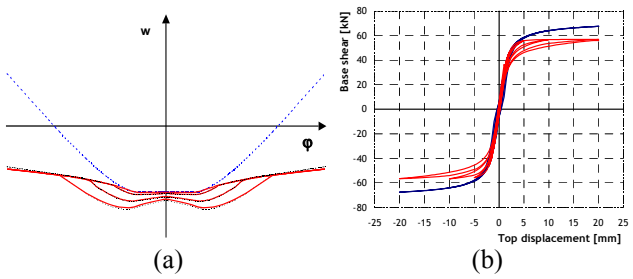


Figure 7: (a) Cyclic vertical displacement - rotation interaction with (red line) and without toe crushing (blue dots); (b) Force-displacement of a rocking panel with (red line) and without (blue line) crushing.

Afterwards, according to the recommendations proposed by the Italian seismic code and the Eurocode 8, a non-linear beam model (Galasco, 2006; Cattari and Lagomarsino, 2006) was implemented in Tremuri Program (both commercial and research versions) as an alternative to the macro-element. The masonry-panel's behaviour is given by a bi-linear relation with cut-off in strength and stiffness decay in non-linear phase (for non-monotonic action). The initial elastic branch is directly determined by the shear and flexural stiffness; then a secant stiffness unloading is assumed in the nonlinear range; they are computed on the basis of geometric and mechanical properties (Young modulus E, shear modulus G, panel geometry). The strength values related to the elastic limit state correspond to the ultimate ones,

because no hardening phase is assumed. The redistribution of the internal forces is made according to the element equilibrium. Moreover a ductility control governs the collapse of the panel, by the definition of a maximum drift (δ_u) based on the prevailing failure mechanism occurred in the panel, according to the Italian seismic code and Eurocode 8 (δ_u = 0.4% for shear failure or 0.8% for flexural failure). Once reached the collapse, the element contribution to the overall strength is only related to its capacity of carrying vertical loads.

For the definition of the ultimate strength, reference is made on the simplified models proposed in the Italian seismic code. These criteria, according to the most commonly used in the literature and in other codes, are based on the approximate evaluation of the local/mean stress state produced by the applied forces on predefined points/sections of the panel, assessing then its admissibility with reference to the limit strength domain of the constituent material, usually idealised through simple models and few mechanical parameters (e.g. the compressive strength of the masonry f_{cu}, the diagonal tensile strength of masonry f_t, the tensile strength of block f_{bt}, the parameters characterizing the mortar joints, that are the cohesion f_{v0} and the friction coefficient . , respectively).

The reliability of this approach has recently been assessed by Calderini et al. (2009a). Table 1 summarizes the criteria proposed in the Italian seismic code for masonry pier; it is worth noting that the criterion associated to the Diagonal Cracking failure mode is admitted only for existing buildings. Concerning the use of the criteria aimed to interpret the shear response of piers, it was proposed a critical review as a function of the masonry type examined. In particular, in the case of *Diagonal Cracking* it is possible to recognize two main types of model: models describing masonry as a composite material, considering the development of cracks along its constituting components (joints, blocks) separately, like that proposed by Mann and Müller (1980) and adopted in the German code DIN 1053-100 (2004); models describing masonry as an equivalent isotropic material, considering the development of cracks along principal stress directions, like that proposed by Turnšek and Čačovič (1971) and assumed in the Italian seismic code. Actually, these two models may provide very different strength forecast, as they describes typologies of masonry which are very different: thus, much more properly, a choice between them should be made as a function of the type of masonry examined. The anisotropy of masonry plays a decisive role in addressing such a choice. In fact, coherently with the hypotheses adopted, Turnšek and Čačovič's criterion seems to be more suitable if masonry behaves as a homogeneous and isotropic material, whereas Mann and Müller's theory seems to be more appropriate if masonry behaves as an anisotropic material.

It is worth noting that in case of the non-linear beam model it is quite easy taking into account of these differences simply modifying the strength criteria adopted as reference.

Failure mechanism	Ultimate strength
Bending moment[1]	$M_u = \frac{Nl}{0.425 f_m}\left(1-\frac{N}{lt}\right)$
Bed Joint Sliding[2]	$T_u = l' t f_{vo} + \quad N$
Diagonal Cracking[3]	$T_u = lt\frac{1.5\tau_o}{b}\sqrt{1+\frac{N}{1.5\tau_o lt}}$

[1] f_m compressive strength of masonry, l length of section, t thickness
[2] l' compressive length of section, friction coefficient, f_{v0} cohesion
[3] τ_0 masonry shear resistance, b factor of reduction as function of slenderness (Turnsek and Cacovič, 1971)

Table 1: Strength criteria adopted for masonry pier in the Italian seismic code

Of course, although with a different degree of accuracy, the two formulations above described for masonry pier represent an idealisation of the actual response of the panel. In particular, some relevant differences between these two models may be pointed out regarding these main issues: (i) the stiffness properties definition; (ii) the up-lifting phenomenon which occurs in piers due to reduction of the resistant section associated to flexural response; (iii) the cyclic behaviour.

Concerning stiffness (i), it is worth noting that in the macro-element the axial deformability is concentrated at its extremities. Thus, elastic bending flexibility and flexural cracks are not considered along the element. This implies the necessity of calibrating elastic mechanical parameters as a function of the boundary conditions. In particular a corrective factor varying from 1.5 (which corresponds to the boundary condition of cantilever beam) to 3 (which corresponds to the fixed-fixed boundary condition) has to applied to the Young modulus which characterizes masonry material in order to obtain the correspondence to the flexural stiffness of an equivalent beam. On the contrary in case of shear response, it is necessary to define inelastic compliance parameters to describe the damage progress at the scale of the structural element.

On the other hand, in case of non-linear beam, particular attention will be paid to the definition of initial mechanical properties. Since the model does not describe the progressive degradation of the stiffness in the non-linear range, a calibration of such parameters is thus necessary. Concerning this point, codes and recommendations (Italian seismic code, Eurocode 8) are very poor, providing only very scarce information; usually it is proposed to adopt reduced initial elastic stiffness properties, representing damaged conditions of the material; usually, unless more detailed information is available, a reduction of 50% is proposed. Figure 8 shows the idealisation of the actual response of a pier according to the assumption of a bi-linear curve such as the case of the non-linear beam.

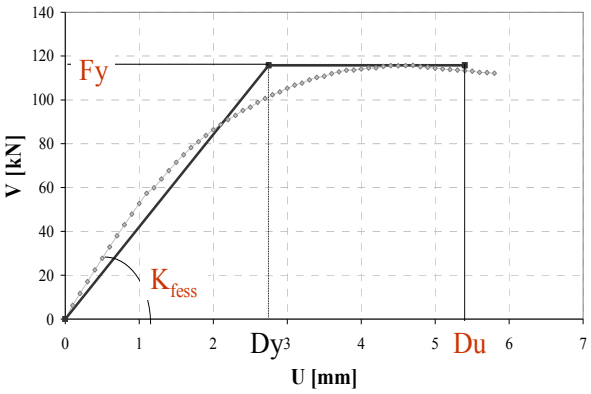


Figure 8: Idealisation of the pier response in case of the non-linear beam.

Concerning the up-lifting phenomenon (ii), whereas the coupling and the interaction between vertical displacement and rotation, related to a compressive damage or toe crushing effect, are considered in case of macro-element model (as showed in Fig. 7a), they are at all neglected in case of the non-linear beam. Such effect, may influence the global response of the wall, due to different force redistribution in the non-linear phase associated to the increasing of the lifting of the corners of the pier which in the case of the non-linear beam is only due to global overturning phenomena. The comparison between the results obtained by the macro-element and those provided by non linear detailed FEM analyses on masonry piers subjected to shear-vertical combined load (by adopting for masonry the constitutive law formulated by Calderini and Lagomarsino (2008)) shows how this phenomenon is overestimated by the macro-element (Cattari, 2007). Figure 9 shows some results of this comparison; as a function of the inelastic vertical compliance (C_{bn}) assumed in case of FEM model, a much higher agreement between the result may be observed. In Figure 9 the vertical displacement component (w) has been adimensionalized to the value ($w_{V=0}$) corresponding to the application of the axial load. Since in case of the non-linear beam, a reduced stiffness have been assumed (corresponding to 50% of the elastic value), the ratio $w/w_{V=0}$ is in this case equal to -2.

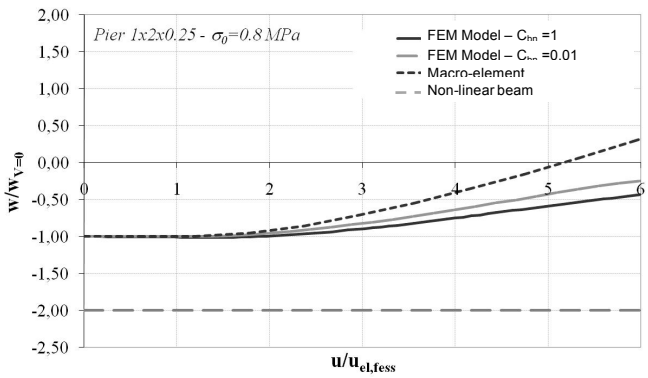


Figure 9: Up-lifting phenomenon on a masonry pier with fixed-fixed boundary condition subjected to shear-vertical combined load: comparison between FEM model and the macro-element one.

Finally concerning the cyclic behaviour (iii), of course the macro-element provides a much more accurate description of the actual response. Although also the formulation of the non-linear beam could be improved, it has to be pointed out that the main application of this simplified model is that of non linear monotonic static analyses (*pushover* analyses with fixed load pattern, with force or displacement control). In this sense, the cyclic characterisation plays a role only for the non-linear redistribution which may occur during the analysis. Actually, it is worth noting that, in case of non linear dynamic analyses, it should be possible anyway referring to this type of elements by properly calibrating the Rayleigh coefficients in order to increase the viscous damping to compensate for the absence of the hysteretic contribution.

3.1.2 Modelling the masonry spandrels

As previously introduced, the attention paid in the literature specifically on masonry spandrel is quite moderate. Actually, all the afore discussed criteria have been formulated and validated by comparison with experimental results on pier elements. Common practice is then to adopt the same failure criteria even in the case of spandrel elements, assuming spandrel behaviour as that of a pier rotated by 90°. However, the boundary conditions of spandrels are very different from those of piers, in particular due to the interlocking with the contiguous masonry regions, thus

it is not possible to use experimental results on piers for the definition of strength criteria for spandrels. Only a few codes propose some specifications for these elements. FEMA 306 (ATC, 1998) proposes an evaluation procedure for the moment capacity of the spandrel which, unlike the pier, is assumed to be derived from the interlocking between the bed joints and collar joint at the interface between the pier and the spandrel; however the result of this evaluation is only aimed at properly orientating the choice between Simplified Models *I* and *II* (see Figure 1). The Italian seismic code, which has recently been revised, makes a distinction in the resistance criteria of spandrels (in case of new buildings) as a function of the hypothesis assumed for the acting axial force: if it is known from the analysis the same criteria as the piers are assumed; if it is unknown (that is the case of floor assumed as infinitely stiff), for the flexural behaviour, when the spandrel is coupled to another tensile resistant element, a response as equivalent strut is assumed. Actually the computation of the actual axial load acting on spandrel elements represents a very crucial issue. Usually that provided by the analysis (if possible, such as the case of Tremuri program) represents an underestimation of the actual value (which is in any case usually very moderate); it is due to the effect of punctual interaction to floors which is neglected or due to lifting phenomena approximated only in approximate way. Moreover, the application of nodal forces in the pushover analysis is rather arbitrary; in the Tremuri program, the nodal forces are applied in each node at level of each floor, but other commercial programs are ambiguous in this sense, so other solutions could be adopted (e.g. the forces could be applied only on the external nodes), with an unrealistic effect on the axial load on spandrels.

As a consequence, due to both the low values of axial load usually or in case of lacking of other tensile resistant elements coupled to spandrel (as usual in case of existing buildings), the criteria proposed for the flexural response in codes and in the literature lead to very precautionary predictions of the strength: as a consequence in many cases *Rocking failure* tends to prevail over *Diagonal Cracking* much more frequently than that observed by earthquake damage assessment in existing buildings or in experimental campaigns.

In order to overcome this result, it turns out to be necessary to define more accurate criteria for the flexural behaviour of masonry spandrels. Regarding this issue, recently the Authors (Cattari and Lagomarsino, 2008) proposed an original formulation founded on the assumption that masonry exhibits an "equivalent" tensile strength f_{tu}, in the horizontal direction (parallel to mortar bed joints), by virtue of the interlocking phenomena. The formulation is based on the following main hypotheses: the distribution of tensile stresses (perpendicular to mortar head joints) and that of shear stresses (which develop on the bed joint) are assumed to be uniform; the mechanical properties of head joints are negligible. Thus, referring to a reference volume at the interface end-section, two main failure mechanisms are considered: *a'*) tensile failure of the block; *b'*) shear failure of the horizontal mortar joints.

Figure 10 illustrates the proposed domain for different values of the ratio η between f_{tu} and f_{cu}. It is worth noting that the beneficial effect due to the proposed criterion is decisive even for very moderate values of η, because it gives a strength (though minimum) even in those cases in which, in the absence of another tensile resistant element coupled to the spandrel, it would be identically equal to zero.

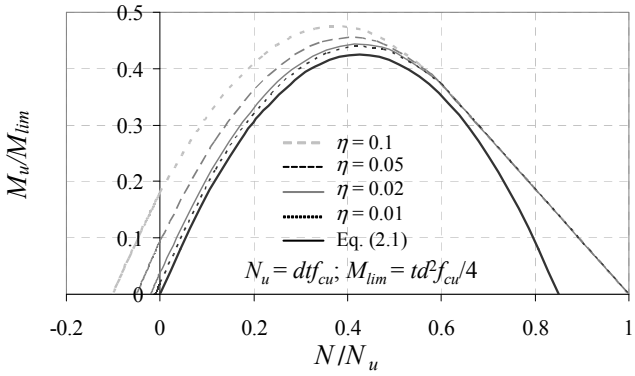


Figure 10: Failure domains proposed by Cattari and Lagomarsino (2008) for the flexural behaviour of spandrel for different values of $\eta = f_{tu} / f_{cu}$.

It is worth noting that the Italian seismic code specifies that, in case of existing buildings, it is allowed to count on the occurrence of a tensile horizontal strength (although minimum) in the spandrel (if it is properly interlocked with the contiguous masonry region).

With reference to the models adopted in the Tremuri program for spandrels, in case of macro-element the same formulation proposed for piers is adopted (actually in the literature there is no macro-element specifically formulated for masonry spandrels). However, it has to be stressed how, with respect to the case of piers, the macro-element used to model spandrel element may count on the effect due to the up-lifting and to that associated to dilation effect in case of presence of tie-rods coupled to spandrels. In case of the non-linear beam, the same basic formulation of pier is assumed by adopting the differences in the resistance criteria above illustrated.

3.2 Reinforced concrete, steel and wooden elements

First of all, it is worth noting that although there is a well-established background focused on the non-linear analysis of masonry structures and RC frames (also in the case of infilled frames), the set of numerical and experimental instruments for the study of their interaction effects is limited.

Tremuri program allows to use both non-linear masonry and r.c. elements, connected only in the nodes, so disregarding local interactions. Focusing the attention on mixed masonry-reinforced structures, it means that the case of confined masonry is not explicitly considered. In fact, in this latter case the adherence between masonry and concrete is guaranteed leading to a confinement or r.c. elements on the masonry ones.

Figure 11 shows some examples of mixed masonry-reinforced concrete structures which may be analyzed by the proposed model (presence of r.c. beam coupled to spandrels, buildings with external masonry walls and internal r.c. frames, raising-up of masonry buildings with a new r.c. storey, enlargement of a masonry building with a r.c. new portion). In these cases, the interaction among the different non linear elements is derived only by their differences in terms of stiffness, but combined failure criteria are not needed.

Aiming to model the non linear reinforced concrete elements, the approach adopted in Tremuri program (Cattari and Lagomarsino, 2006) idealizes the behaviour with elasto-perfectly plastic hinges concentrated at the ends of the element; the kinematic model take into account respectively three degrees of freedom (d.o.f.) for each node in the case of the beams and five d.o.f. in the case of the columns and the RC-walls (because of neglecting the rotation around the z-axis, according with the assumptions of 3D model described below).

The initial elastic branch, similar to masonry non linear elements, is again directly determined by the stiffness contributions in terms of shear and flexural behaviour; they are computed on the basis of geometric and mechanical properties (Young modulus E, shear modulus G, panel geometry). It is necessary to point out that in this calculus we refer only to the concrete section neglecting the contribution offered by the reinforcement; moreover the reduction of stiffness because of the cracking phenomena is kept into account by simplified reduction factor, remaining constant during the analysis. The strength values related to the elastic limit state correspond to the ultimate ones, because no hardening phase is assumed.

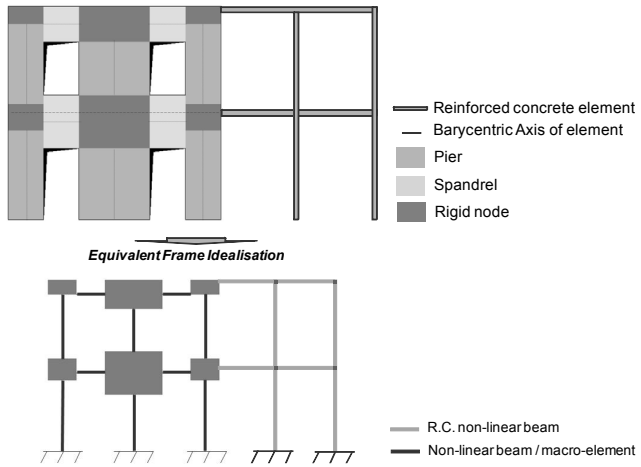


Figure 11: Example of a mixed masonry-reinforced concrete structure, which may be analysed by the Tremuri program.

The failure mechanisms are in according with the proposed criteria in Italian seismic code, equivalent to those in Eurocode 8, differently specified for each type of elements (beams, columns and RC-wall): a) shear and compressive/tensile failures, as brittle collapse; b) axial-bending, modelled by plastic hinge, as ductile failure. Despite of the simplified mechanical models, the strength values depend on the axial force at the current step of the analysis.

These non linear elements are based on a non linear correction procedure of the elastic prediction, obtained comparing the actual member forces with the member capacity specified by the ultimate values of resistance as above described.

In order to determine the formation of the plastic hinge, this comparison is made with the limit values obtained from the bending moment-axial force interaction domains (M-N domain), calculated with the usual hypothesis based on equilibrium conditions. The cases of RC-walls and columns are more complex since these elements can be affected by biaxial bending–compression behaviour: even if the process to determine the M_x – M_y – N domain is theoretically similar to the one of axial-bending behaviour, it is much more complicated because of the evaluation of the neutral axis. Therefore in this case the following simplification is made: the resistant bending moment in each plane considered, respectively $M_{x,Rd}$ and $M_{y,Rd}$, are individually calculated, on the basis of the actual axial force of the element, considering the case of axial-bending behaviour. Then, the interaction domain between $M_{x,Rd}$ and $M_{y,Rd}$ is assumed linear. It is necessary to point out that the plastic hinge, when it happens, involves at the same time both the X and Y planes.

The collapse of the section, in the case of the ductile mechanism, is determined correlating the

chord rotation (computed referring to the shear span L_V) with the ultimate value (θ_u), calculated as proposed in Annex C8A.6.1 of the Guidelines for the new Italian Technical Code (2009). The expression adopted to compute θ_u is founded on empirical approach based on experimental data, similar to the one proposed also in FIB (2003). Different parameters are aimed to keep into account the various phenomena which can occur. Once reached the collapse, as ductile or brittle failure, the element contribution to the overall strength is only related to its capacity of carrying vertical loads.

In the proposed formulation, the phenomena of instability and of the second order are not considered. The reliability of the proposed model has been verified (Cattari and Lagomarsino, 2006) by comparing the results provided by much more complex models for r.c. structures, such as some based on the fibre approach.

The choice of the simplified adopted approach is justified by the necessity to maintain low the computational effort; moreover this formulation is coherent with the degree of accuracy adopted for masonry elements.

In addition to r.c. elements, also steel and wooden beams or tie-rods (non-compressive spar elements) may be modelled. The formulation adopted is quite similar to those above illustrated, of course with the adoption of specific failure criteria.

4 3-DIMENSIONAL MODEL

The 3-dimensional modelling of whole URM buildings starts from some hypotheses on their structural and seismic behaviour: a) the bearing structure, both referring to vertical and horizontal loads, is identified, inside the construction, with walls and floors (or vaults); b) the walls are the bearing elements, while the floors, apart from sharing vertical loads to the walls, are considered as planar stiffening elements (orthotropic 3 or 4 nodes membrane elements), on which the horizontal actions distribution between the walls depends; c) the local flexural behaviour of the floors and the walls out-of-plane response are not computed because they are considered negligible with respect to the global building response, which is governed by their in-plane behaviour (a global seismic response is possible only if vertical and horizontal elements are properly connected).

Starting from the equivalent frame modelling discussed in the previous paragraphs for each wall, a complete 3D model may be assembled.

A global Cartesian coordinate system (X,Y,Z) is defined and the wall vertical planes are identified by the coordinates of one point and the angle formed with X axis. In this way, the walls can be modelled as plane frames in the local coordinate system and internal nodes can still be 2-dimensional nodes with 3 d.o.f.. Rigid end offsets are used to transfer static and kinematic variables between element ends and nodes. Figure 12 shows some examples of 3D mesh.

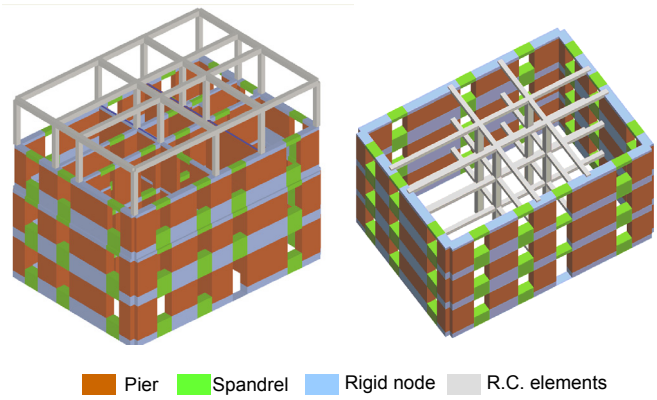


Figure 12: Examples of 3-dimensional mesh.

The 3D nodes connecting different walls in corners and intersections need to have 5 d.o.f. in the global coordinate system (u_X, u_Y, u_Z, φ_X, φ_Y): the rotational degree of freedom around vertical Z axis can be neglected because of the membrane behaviour adopted for walls and floors. These nodes can be obtained assembling 2D rigid nodes acting in each wall plane (see Figure 13) and projecting the local degrees of freedom along global axes. So in this case the assembly is obtained condensing the degrees of freedom of two 2-dimensional nodes by assuming the full coupling among the connected walls. Other programs (such as SAM II) operate by means of rigid beams which work in separated plans. In case of Tremuri program it has been preferred to adopt the above illustrated solution in order to reduce the total number of d.o.f. and to avoid potential numerical instability, associated to the introduction of rigid beams.

Having the 2D nodes no degrees of freedom along the direction orthogonal to the wall plane, the nodal mass component related to out-of-plane degrees of freedom is shared to the corresponding d.o.f. of the two nearest 3D nodes of the same wall and floor according to the following relations:

$$M_x^I = M_x^I + m(1-|\cos\alpha|)\frac{l-x}{l}$$
$$M_y^I = M_y^I + m(1-|sin\alpha|)\frac{l-x}{l} \qquad (1)$$

where the meaning of the terms is shown in Figure 13.

This solution then permits the implementation of static analyses with 3 components of acceleration along the 3 principal directions and 3D dynamic analyses with 3 simultaneous input components, too.

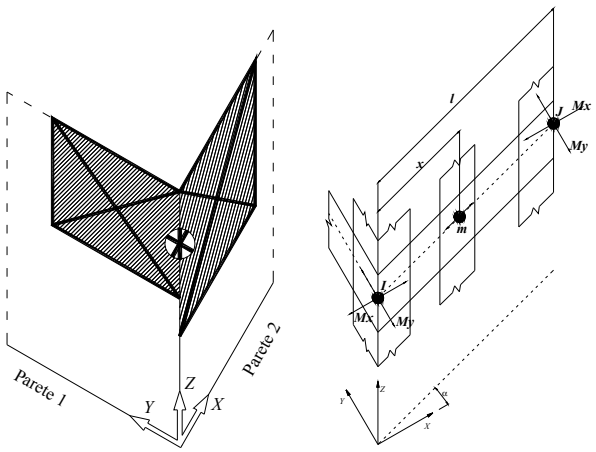


Figure 13: Assembling of 2D into 3D nodes and out-of-plane mass sharing.

Finally, some further remarks are related to the definition of the mechanical properties of floors. A proper assumption on the diaphragm stiffness may significantly affect the overall response: in fact, in the limit case of “infinitely” flexible floors, there would be no load transfer from collapsed walls to still efficient structural elements. On the contrary, in the limit case of “infinitely” stiff floors, this contribution could be overestimated. Although it represents a crucial feature to be considered, the floor behaviour in 3D modelling is frequently assumed (with a rough approximation) as rigid. This hypothesis may be not completely acceptable in case of existing buildings (e.g. historical masonry structures), where various ancient constructive technologies can be found (i.e. timber floors or structural brick or stone vaults).

In the case of Tremuri program, the floor elements, modelled as orthotropic membrane finite elements, with 3 or 4 nodes, are identified by a principal direction, with Young modulus E_1, while E_2 is the Young modulus along the perpendicular direction, ν is the Poisson ratio and $G_{1,2}$ the shear modulus. The modules of elasticity E_1 and E_2 represent the normal stiffness of the membrane and each one of them structurally describes the connection degree between the floor and the vertical wall parallel to its reference direction, both in linear and non-linear phases. In a few words, the normal stiffness of the floor along X-axis provide a link between the piers of a wall parallel to X-axis, influencing the axial force in the spandrels, but it does not control the loads transferred to a wall parallel to Y-axis. The most important parameter is $G_{x,y}$, which represents the shear stiffness of the floor and influences the horizontal force transferred among the walls, both in linear and non-linear phases.

The evaluation of these quantities may be rather simply identified in case of some floor typologies, ascribing it to the structural role shown by some specific elements. For example, the shear stiffness of a r.c. floor with beams and slab is mainly given by the slab. In this example, the beam axial stiffness leads to the definition of the Young’s modulus of the equivalent plane element. On the contrary, in case of various ancient floor technologies, as the case of vaults, beside thickness and material properties, the stiffening contribution strongly depends on shape and geometrical proportion (e.g. rise-to-span ratio). So, the definition of the elastic modules to be attributed to the equivalent plane element may be highly arbitrary.

Recently in Cattari et al. (2008) the definition of equivalent stiffness properties has been proposed for some types of vaults (barrel, cross and cloister vaults); starting from the results of FEM numerical simulations, by means of error minimization, analytical relationships have been defined. Moreover also in case of wooden floors, recently some authors proposed a critical review of the formula proposed in the literature and codes (Brignola 2009, Brignola et al. 2009).

A further improvement of the formulation adopted for floors could be associated to the assumption of a bilinear response (such as elasto-plastic) also for these elements. Of course in this case, proper values of drift limits and ultimate strength values should be defined. However, this latter goal seems useful in order to establish the limits beyond which the floor looses the capability of transferring loads.

5 SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES

In order to perform non-linear seismic analyses of masonry buildings a set of procedures has been implemented (Galasco et al., 2004): incremental static with force or displacement control; 3D pushover analysis with fixed load pattern; 3D time-history dynamic analysis (Newmark integration method; Rayleigh viscous damping).

The pushover procedure, with an effective algorithm, transforms the problem of pushing a structure maintaining constant ratios between the applied forces into an equivalent incremental static analysis with displacement control at only one d.o.f..

5.1 The pushover analysis

In the last decade the performance-based earthquake engineering concepts have led to an increasing utilization of nonlinear static procedures in the

evaluation of the seismic performance of masonry buildings (Coefficient Method, Capacity Spectrum Method, N2 Method). As known, these procedures are based on a comparison between the displacement capacity of the structure and the displacement demand of the earthquake. The definition of the displacement capacity requires the evaluation of a force-displacement curve ("pushover" curve), able to describe the overall inelastic response of the structure and to provide essential information to idealize its behaviour in terms of stiffness, overall strength and ultimate displacement capacity. This curve can be obtained by a non-linear incremental static (pushover) analysis, i.e. by subjecting the structure, idealized through an adequate model, to a static lateral load pattern (describing seismic forces), increasing the total force and/or the displacements.

In case of Tremuri program a particularly efficient numerical algorithm has been adopted in order to perform this type of analysis (Galasco et al., 2004).

The general formulation of the pushover problem can be represented by equations:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K_{FF}} & \mathbf{k_{Fm}} & \mathbf{K_{FC}} \\ \mathbf{k_{Fm}^T} & k_{mm} & \mathbf{k_{Cm}^T} \\ \mathbf{K_{CF}} & \mathbf{k_{Cm}} & \mathbf{K_{CC}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x_F} \\ x_m \\ \mathbf{x_C} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \lambda \mathbf{f_F} \\ \lambda f_m \\ \mathbf{r_C} \end{Bmatrix}, \qquad (2)$$

where m is the control degree of freedom and $\mathbf{f}_F$ is the applied load pattern coefficient vector.

The system of equations can be transformed subtracting the *m-th* row, multiplied by a proper factor, from the first *m-1* rows; the *i-th* equation then becomes:

$$\left(k_{i1} - \frac{f_i}{f_m} k_{m1}\right) x_1 + \ldots + \left(k_{im} - \frac{f_i}{f_m} k_{mm}\right) x_m + \ldots + \left(k_{in} - \frac{f_i}{f_m} k_{mn}\right) x_n = 0 \cdot \qquad (3)$$

The new system of equations, with a modified stiffness matrix,

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{K}}_{\mathbf{FF}} & \tilde{\mathbf{k}}_{\mathbf{Fm}} & \tilde{\mathbf{K}}_{\mathbf{FC}} \\ \mathbf{k_{Fm}^T} & k_{mm} & \mathbf{k_{Cm}^T} \\ \mathbf{K_{CF}} & \mathbf{k_{Cm}} & \mathbf{K_{CC}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{x_F} \\ x_m \\ \mathbf{x_C} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \lambda f_m \\ \mathbf{r_C} \end{Bmatrix}, \qquad (4)$$

is then equivalent to a displacement control one, in which the *m-th* d.o.f. x_m is the imposed one. This formulation can be easily rewritten by introducing the non-linear contribution and in incremental form, in order to be implemented in the non-linear procedure.

5.2 Critical issues on the application of pushover analyses to existing masonry buildings

The non linear static analysis represents, in particular for existing buildings (both unreinforced and mixed masonry-reinforced concrete buildings), the proper approach for the seismic assessment: on the one hand, it provides a quite accurate and reliable evaluation of the structural response; on the other hand, it requires a computational effort which usually is sustainable also at the engineering practice level.

However its application poses some critical issues, such as: (i) the choice of the control node; (ii) the load pattern to be adopted; (iii) the proper conversion of the pushover curve into the capacity curve of the equivalent single degree of freedom system.

Regarding the control node (i), issues related to its proper choice both in plan and in elevation may be highlighted. In order that the result of the analysis is theoretically consistent, it needs that the control node is adopted upon the level in which the collapse occurs. Usually, as a consequence, codes propose to assume the control node at the top floor. Regarding the in plan location, the choice represents a very crucial issue in case of existing buildings with wooden floors or vaults: in fact, while in case of rigid floors the result is almost insensitive to the control node, much critical is the case of the flexible ones. Actually, in this latter case, the results may be significantly affected by the control node adopted, in particular in case of shear masonry walls characterized by very different stiffness. The global displacement capacity is greater and the numerical results are more accurate if the control node is located in the wall which collapses rather than in one which remains in the elastic range. As a consequence, it should be correct to assume the control node in that wall which firstly fails.

A reasonable compromise is to assume, for the analysis, a generic node at the level of the last floor, but to refer for the pushover curve to the average displacement of all nodes located at this level, eventually weighted with the pushover nodal force.

Regarding the load pattern (ii), codes usually propose to assume the following two: a) "uniform" (proportional to nodal mass); b) "modal" (proportional to a lateral force distribution consistent with the first fundamental modal shape of the structure). This latter pattern aims to interpreter the seismic action by emphasizing the dynamic amplification provided by the structure. However the "modal" pattern risks being not suitable in case of flexible floors: in fact, in this case, a very low fraction of the mass may participate with the fundamental mode (the limit case is that each wall is independent from the others). In this case, it could be preferable referring to a loading pattern proportional to the product of the nodal masses and the nodal height (quoted as "triangular"): in this way,

all the structural masses would be involved in the pushover analysis.

Moreover, both these two patterns ("modal" and "triangular") could not be adequate in the case of structures with irregularity in elevation (as an example the case of an original masonry with raising-up by mean of a r.c. frame). In those cases, it seems reasonable referring to the adaptive pushover analysis or the multi-modal one. According to the adaptive pushover, at each step of the analysis, the load pattern is upgraded as a function of the progressing of the non linear response occurred in the structure. However, it is worth noting that, whereas for other structural types (such as reinforced concrete or steel buildings) the application of this procedure has been widely investigated, in case of masonry structures very few references may be founded in the literature (Galasco et al., 2006). Further researches are needed in this field, due to the distinctive features of masonry structures (such as the softening response of masonry under shear, the presence of flexible floors).

6 VALIDATION OF THE MODEL AND EXAMPLES

As discussed in the previous paragraphs, since the Equivalent Frame Model allows us to obtain complete 3D models of URM structures with the advantage of a reasonable computational effort, it seems, among the possible modelling strategies (from very simplified models like as those proposed by FEMA to much detailed models like as non linear Finite Element Models), very suitable for the analysis of standard masonry buildings.

In the past and also recently some validations of the proposed model have been carried out. In particular the capability of the model to simulate the actual damage patterns occurred after earthquakes was investigated; moreover, in the case of simulation of full scale experimental tests, the comparison in terms of pushover curve (that is in terms of global stiffness, strength and ductility response) has been analysed. As an example, Figure 14 shows the damage pattern simulation provided for the Hall of Castelnuovo Belbo village, in Piedmont, Northern Italy (Penna et al., 2004).

A complete 3D macro-element model has been used in order to simulate the building seismic response and the damage pattern surveyed after August 21st, 2000 Monferrato earthquake (M=4.6). In particular, by means of a non-linear time-history analysis, the global seismic response has been investigated: an artificial accelerogram scaled to the maximum recorded PGA during the seismic event (0.14 g) has been used as input.

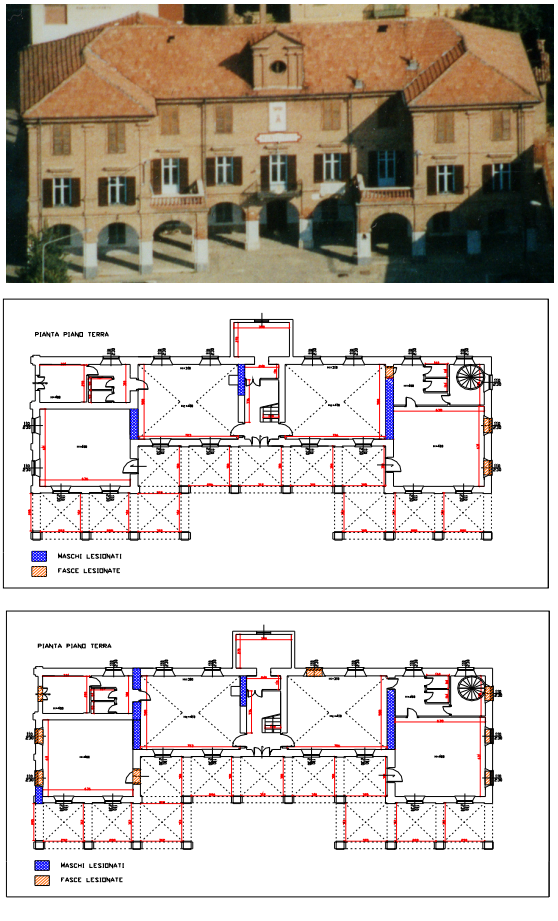


Figure 14: Damage simulation of Hall of Castelnuovo Belbo village (Italy): surveyed (top) and simulated damage at the ground floor.

A comparison between the results obtainable from a Finite Element model by shell elements, adopting the non linear continuum damage model proposed by Calderini and Lagomarsino (2008), and those obtainable by the Equivalent Frame approach, by using the Tremuri program with non-linear beams, was performed recently (Calderini et al., 2009b), by considering a small masonry building prototype, for which experimental results are available (Calvi and Magenes, 1994).

This comparison substantially confirms the reliability of the Equivalent Frame modelling approach, in particular for masonry walls characterized by regular opening patterns. A good agreement in terms of damage pattern, pushover curve and generalized force occurred in masonry panels has been obtained (Figure 15 and Figure 16 show the results in term of damage pattern at failure and in term of force-displacement curve, respectively). However, some critical issues have been evidenced, in particular related to the need of defining proper reduced elastic stiffness parameters for the non-linear beam, as it is

impossible to describe in details the progressive damage of the structural elements.

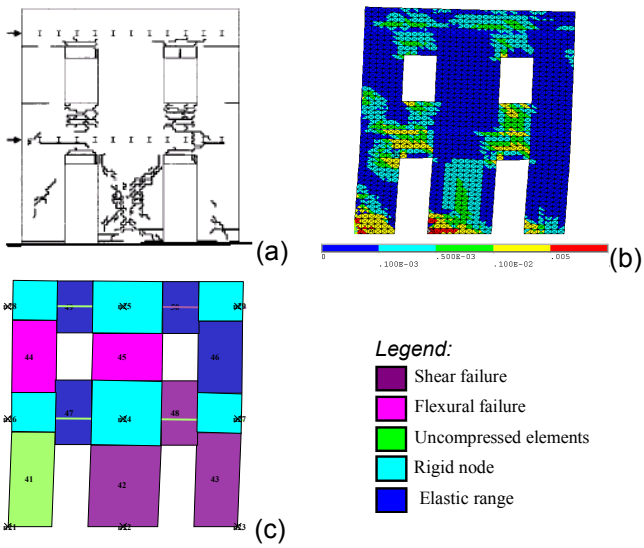


Figure 15: Damage pattern in the experimental tests and numerical simulation: (a) experimental damage; (b) damage in finite element model (principal inelastic strains); (c) damage in equivalent frame model.

Moreover, a crucial issue is related to the proper modelling of spandrel elements. Actually, as noticed in Cattari and Lagomarsino (2009), the advantages of the use the Equivalent Frame model with respect to the simplified procedures proposed in FEMA may be defeated by the adoption of resistance criteria, in particular for spandrel elements, which are not accurate. In particular it may occur in case of existing buildings in which spandrels are usually classified as "weak" elements, due to the lack of other coupled structural elements.

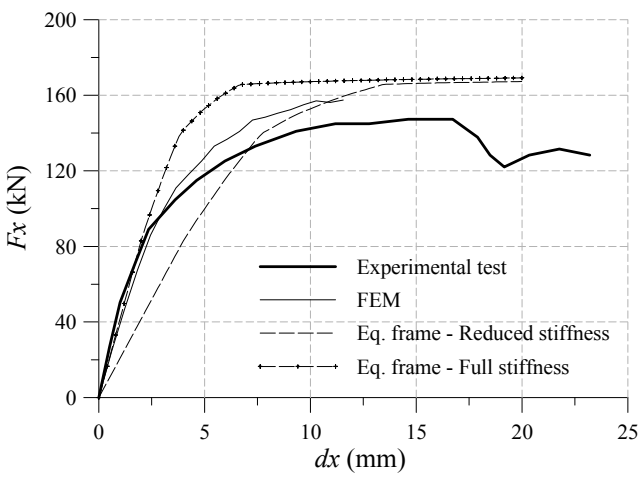


Figure 16: Overall shear force-displacement curves (from Calderini et al., 2009b).

As a consequence, the adoption of too much conservative hypotheses may leads to results which of course are on the safe side, but with a too severe underestimation of the actual resistance. In this context, the possibility to take into account by codes the contribution of a horizontal tensile strength (even if very low) associated to the interlocking phenomena in masonry appears to be crucial. Figure 17 shows the results of non linear static analyses performed in a three -storey URM wall with two lines of vertically aligned openings (Cattari and Lagomarsino, 2009) by adopting both the Simplified Models proposed in FEMA documents and the Equivalent Frame Model. In particular, the following cases have been compared by adopting respectively: Model *I* and Model *II* which represent the two extreme idealisation proposed in FEMA document; Equivalent Frame (EF) Model in which the strength criteria equal to those of piers have been assumed for the spandrel (Case *A*); EF Model in which for the flexural behaviour the criterion proposed in Cattari and Lagomarsino (2008) has been assumed for the spandrel by assuming η as 0.05 (Case *B*); EF Model in which reinforced concrete beams have been modelled coupled to spandrel elements (Case *C*).

Finally, it is worth noting that the possibility to perform non linear analyses (both dynamic or static) represents the fundamental tool for a much more exhaustive knowledge of the structural response of masonry buildings. Moreover it may lead to reduce the use of retrofitting interventions which, in some cases, the damage assessment after recent earthquakes showed to be unnecessary or even harmful.

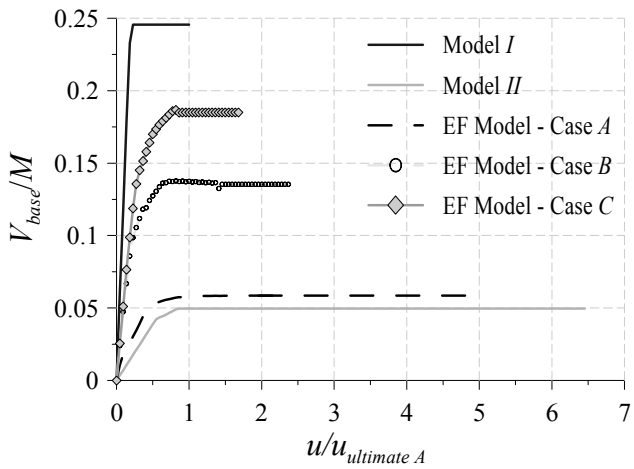


Figure 17: Results of pushover analysis (uniform load pattern) for different models in terms of V_{base}/M (shear base adimensionalized to the total mass of the structure) versus $u/u_{ultimateA}$ (displacement of control node located on top of the wall adimensionalized to the ultimate value obtained in the case of Model *I*).

As an example, the results of non linear numerical analyses (Cattari and Lagomarsino 2006) on mixed masonry-reinforced concrete buildings showed that, in the case of r.c. stringcourses coupled to spandrel elements, both a significant increase of the overall shear strength but also a significant decrease in the global ductility may occur. In fact, the presence to the r.c. stringcourses produces a soft story mechanism, with a concentration of the displacement demand at the first story (high value of inter-storey drift), differently from the case of progressive damage of spandrels (Fig. 18).

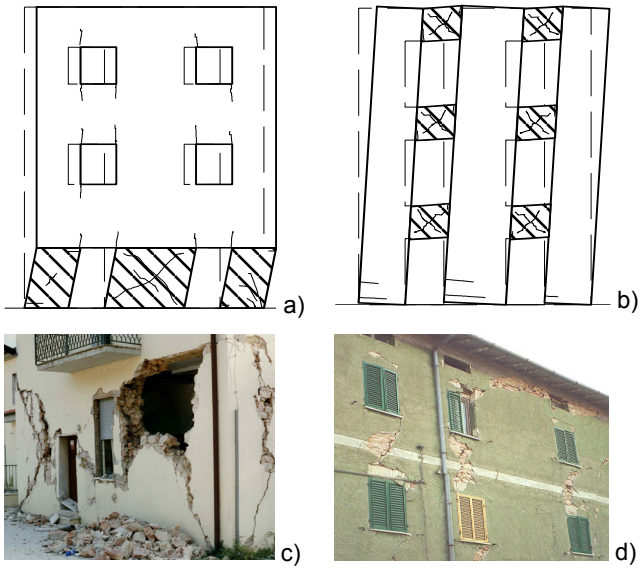


Figure 18: Typical collapse mechanisms in ancient masonry buildings: a)–c) soft story mechanism (strong spandrels); b)-d) uniform mechanism (weak spandrels).

It is worth noting that a “uniform” global mechanism (characterized by a first localisation of the damage on spandrels and with a subsequent collapse of piers only in the final phase) would be advisable for many reasons: (i) it agrees with the “capacity design” criterion (strategy which is currently adopted for other structural types such as r.c. or steel buildings); (ii) it complies with the concept of “sustainable repair” (damage is concentrated in secondary elements, the spandrels, with positive effects for life safety and post-earthquake use of the building); (iii) experimental campaigns have pointed out that damage to spandrels produces a more significant energy dissipation than that to piers (Benedetti et al. 2001).

7 CONCLUSIONS

In the present paper the theoretical bases of the programme Tremuri are explained, relative to the modelling of masonry (piers and spandrels) and reinforced concrete elements, to the assembling of masonry walls into a 3D model and to the different types of non linear analyses, both static and dynamic.

The validation of the results obtained was made considering both experimental tests and real case studies, damaged by earthquake.

The main objective of the program is to allow a reliable seismic analysis of real complex masonry buildings, in particular the existing ones, in order to design effective retrofitting interventions by means of an accurate interpretation of the actual behaviour.

The computational effort is low, so allowing the use at the engineering practice level.

8 REFERENCES

3Muri Program, release 4.0.1., STA Data, Turin (http://www.stadata.com/)

ANDILWall Program, release 2.0.1, ANDIL Assolaterizi, (http://www.crsoft.it/andilwall/)

Applied Technology Council (ATC) (1998). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Basic procedures manual, FEMA 306, Washington D.C.

Applied Technology Council (ATC) (1999). Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings. Technical resources, FEMA 307, Washington D.C.

Applied Technology Council (ATC) (2000). Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 356, Washington D.C.

Benedetti D., Carydis P., Pezzoli P. (1998). Shaking table tests on 24 simple masonry buildings. Earth. Eng. and Struc. Dyn., 27, pp. 67-90.

Benedetti D., Carydis P., Limongelli M.P. (2001). Evaluation of the seismic response of masonry buildings based on energy functions. Earthquake Engineering and Structural Dynamic 30, 1061-1081.

Brencich A., Gambarotta L., Lagomarsino S. (1998). A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings, Proc. of the XI European Conference on Earthquake Engineering, Paris, A.A. Balkema (Abstract Volume & CD-ROM), p. 602.

Brignola A. (2009). Evaluation of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. PhD Thesis, University of Genova.

Brignola A., Pampanin S., Podestà S. (2009). Evaluation and control of the in-plane stiffness of timber floors for the performance-based retrofit of URM buildings. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering.

Calderini C., Lagomarsino S. (2008). A continuum model for in-plane anisotropic inelastic behaviour of masonry. Journal of Structural Engineering ASCE; 134(2): 209-220.

Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S. (2009a). In-plane strength of unreinforced masonry piers. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38(2), 243-267.

Calderini C., Cattari S., Lagomarsino S. (2009b). In-plane seismic response of unreinforced masonry walls: comparison between detailed and equivalent frame models. Proc. of Int. Conf. on Computational Methods in Structural

Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2009), Rhodes, Greece, 22-24 June 2009.

Calderoni B., Cordasco E.A., Lenza P. (2007). The role of spandrel masonry beams on the seismic behaviour of masonry buildings (in Italian). Ingegneria Sismica, 1, Year XXIV, pp. 26-40.

Calvi G.M., Maneges G. (1994). Experimental research on response of URM building systems, in Proc. of the US-Italy workshop on Guidelines for seismic evaluation and rehabilitation of unreinforced masonry buildings edited by Abrams D.P. and Calvi G.M, Technical Report NCEER-94-0021, Pavia.

Cattari S., Lagomarsino S. (2006). Non linear analysis of mixed masonry and reinforced concrete buildings, Proc. of the 1st ECEES, Geneva, Switzerland, CD-Rom.

Cattari S., Galasco A., Lagomarsino S., Penna A. (2006). Critical aspects on the non linear pushover analysis of masonry buildings (in Italian), Proc. of the Workshop on design for rehabilitation of masonry structures (WONDERmasonry), University of Florence.

Cattari S. (2007). Modelling of existing masonry and mixed masonry-reinforced concrete buildings by the equivalent frame approach: formulation of synthetic models (in Italian). Ph.D. Thesis, University of Genoa, Italy.

Cattari S., Lagomarsino S. (2008). A strength criterion for the flexural behaviour of spandrel in un-reinforced masonry walls. Proc. of the 14th WCEE, Beijing, China (CD-ROM).

Cattari S., Resemini S., Lagomarsino S. (2008). Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings, Proc. of 6th International Conference on Structural Analysis of Historical Construction, Bath.

Cattari S., Lagomarsino S. (2009). Modelling the seismic response of unreinforced existing masonry buildings: a critical review of some models proposed by codes, Proc. of the 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, May 31-June 2, 2009, CD-Rom.

Guidelines for the application of the Italian Technical Code (2009). Ministry of Public Works, Circ. 2/2/2009, n. 617, G.U. 26/2/2009 n. 47, suppl. n. 27.

DIN 1053-100 (2004). Masonry: Design on the basis of semi-probabilistic safety concept.

Eurocode 8 (2005). Design of structures for earthquake resistance. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. ENV 1998-3, CEN: Brussels.

Fédération Internationale du Béton (FIB) working group (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, State-of-art report prepared by Task Group 7.2.

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., Resemini S., (2004). Non-linear Seismic Analysis of Masonry Structures, Proc. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver 1-6 August, paper n. 843, 15 p.

Galasco A. (2006). Seismic analysis of masonry buildings (in Italian). PhD Thesis, University of Genoa.

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., (2006). On the use of Pushover Analysis for Existing Masonry Buildings, Proc. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3-8 September 2006, Geneva, Switzerland, paper n. 1080, CD-ROM.

Galasco A., Lagomarsino S., Penna A., Cattari S. (2009). TREMURI program: Seismic Analyses of 3D Masonry Buildings, University of Genoa (mailto:tremuri@gmail.com).

Gambarotta L., Lagomarsino S. (1996), Dynamic response of masonry walls (in Italian), Proc. of the conference: Mechanics of Masonry between Theory and Design, Messina, September 1996.

Gambarotta L., Lagomarsino S. (1997). Damage models for the seismic response of brick masonry shear walls. Part I: The mortar joint model and its applications; Part II: the continuum model and its applications. Earthquake Eng. Struct. Dynamics, 26, pp. 423-462.

Gattesco N., Clemente I., Macorini L., Noè S. (2008). Experimental investigation on the behaviour of spandrels in ancient masonry buildings. Proc. of the 14th WCEE, Beijing, China, on CD-ROM.

Norme Tecniche per le Costruzioni (Italian Technical Code) (2008). D.M. 14/1/2008. G.U. n. 29 4/2/2008.

Magenes G, Della Fontana A (1998). Simplified Non-linear Seismic Analysis of Masonry Buildings. Proc. of the British Masonry Society 1998; 8: 190-195.

Mann W., Müller H. (1980). Failure of shear-stressed masonry – An enlarged theory, tests and application to shear-walls. Proc. of the International Symposium on Load-bearing Brickwork, London, 1-13.

Penna A. (2002). A macro-element procedure for the non-linear dynamic analysis of masonry buildings (in Italian), Ph.D. Thesis, Polytechnic of Milan, Italy.

Penna A., Cattari S., Galasco A., Lagomarsino S. (2004). Seismic Assessment of Masonry Structures by Non-linear Macro-element Analysis, Proc. of IV International Seminar "Structural Analysis of Historical Construction-Possibilities of Numerical and Experimental Techniques", 2, Padua.

Tomazevic M. (1978). The computer program POR. Report ZRMK (in Slovenian).

Turnsek V., Cacovič F. (1971). Some experimental results of the strength of brick masonry walls, Proc. 2nd I.B.M.A.C. International Conference, Stoke on Trent.

Yi T., Moon F.L., Leon R.T., Kahn L.F. (2006). Lateral Load Tests on a Two-Story Unreinforced masonry Building, Journal of Structural Engineering, ASCE, 132:5, 643-652.

Numerische Modellierung von Mauerwerk der Gründerzeit

Thomas Furtmüller
Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik, Universität Innsbruck

1 ÜBERBLICK UND MOTIVATION

In diesem Beitrag werden Ansätze zur numerischen Modellierung von Mauerwerk im Rahmen von Finite Elemente (FE) Berechnungen diskutiert. Nach einem Überblick verschiedener Modellierungsarten hinsichtlich ihres Detailgrads und der daraus resultierenden Vereinfachungen und Limitationen wird auf Homogenisierungsverfahren eingegangen. Diese erlauben für regelmäßige Gefüge wie z.B. einem Läuferverband, aus dem Verhalten der Einzelkomponenten Mörtel und Ziegel auf das verschmierte, „makroskopische" Verhalten zu schließen. Die Untersuchungen beziehen sich insbesondere auf Mauerwerk, wie es in Gründerzeitbauten in Wien anzutreffen ist.

Durch Inkrafttreten der Bestimmungen des Eurocodes 8 in Österreich ergaben sich schärfere Bestimmungen hinsichtlich des Erdbebennachweises. Insbesondere für Gründerzeitbauten, die durch einen sog. „Dachgeschoßausbau schwer", charakterisiert durch eine Zusatzmasse von 720 kg/m², ausgebaut werden sollen, ergeben sich mit den bestehenden Bemessungsmodellen Probleme. Durch ein verbessertes Materialmodell ließe sich diese Situation verbessern.

2 MODELLIERUNGSARTEN FÜR MAUERWERK

Für die Modellierung von Mauerwerk im Rahmen von FE-Berechnungen ist zunächst die grundlegende Frage zu klären, ob die beiden Gefügeteile Mörtel und Ziegelstein getrennt diskretisiert werden oder ob das Verhalten des Mauerwerks verschmiert betrachtet wird. Im ersten Fall spricht man auch von diskreten Modellen bzw. Modellen auf der Mikro- bzw. Mesoebene. Deren Vorteil liegt darin, dass – die geeigneten Materialmodelle für die Gefügeteile vorausgesetzt – alle Versagensarten abgebildet werden können. Dies setzt allerdings in der Regel die Bestimmung von vielen Materialparametern voraus. Der gravierendste Nachteil der diskreten Modellierung ist aber der erhebliche numerische Aufwand, sodass diese Art der Diskretisierung praktisch auf Detailuntersuchungen beschränkt bleibt.

Bei einer vereinfachten diskreten Modellierung wird das Verhalten des Mörtels und des Verbundes zwischen Mörtel und Ziegel durch ein Materialmodell beschrieben. Der Reduktion der zu ermittelnden Materialparameter und des Modellierungsaufwands steht der Verlust der Zuordenbarkeit von Versagensarten gegenüber.

Will man größere Strukturen berechnen, so wird man das Mauerwerk in der Praxis jedoch nur mehr verschmiert, also durch ein „Makromodell", beschreiben können. Diese Modelle sind jedoch – dem Verhalten des Verbundwerkstoffs Mauerwerk entsprechend – komplizierter in ihrer Formulierung. Zudem wird das Versagen des Materials über das Gefüge verschmiert dargestellt. Eine Zuordnung zu den einzelnen Arten wie z.B. „Zugversagen des Mörtels" oder „Schubversagen der Lagerfuge" ist, wenn überhaupt, nur mehr indirekt möglich.

Eine weitere Frage, die sich stellt, ist jene, ob die zu berechnende Struktur zwei- oder dreidimensional diskretisiert werden soll bzw. ob die aus einer 2D-Modellierung resultierenden Vereinfachungen zulässig sind. An dieser Stelle soll nur die Vernachlässigung des sog. Hilsdorf-Effekts, vgl. Mistler (2006), erwähnt werden.

Darüber hinaus ist zu klären, ob dynamische Effekte berücksichtigt werden sollen, oder ob eine statische Betrachtung ausreichend ist. Dies ist dann der Fall, wenn der Erdbebennachweis im Rahmen der Kapazitätsspektrumsmethode über Pushover-Analysen erfolgt.

2.1 Bestehende Makromodelle

In der Literatur finden sich zahlreiche Makromodelle, von denen hier zwei kurz vorgestellt werden sollen.

Das der deutschen Mauerwerksnorm DIN 1053 zugrundeliegende Schubbruchmodell wurde von Mann und Müller (Mann & Müller (1978)) entwickelt.

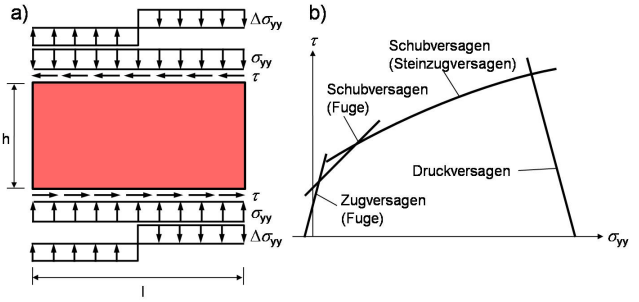


Abb. 1: Zur Schubbruchtheorie nach Mann und Müller.
a) Am Einzelstein angesetzter Spannungszustand
b) Abgeleitete Versagenskriterien

Basierend auf dem in Abbildung 1(a) dargestellten Spannungszustand für einen einzelnen Ziegel formulieren sie vier Versagenskriterien, siehe Abbildung 1(b). Diesen liegen die folgenden Voraussetzungen bzw. Vereinfachungen zugrunde:

– Vernachlässigung der Spannungsübertragung über die Stoßfugen
– Verhältnis Steinhöhe h zu Steinlänge l ca. 1 : 2
– Gefügeausbildung im Läuferverband mit halber Steinlänge Überbindemaß

Dieses relativ stark vereinfachte Modell wurde in Mistler (2006) als Werkstoffmodell im Rahmen der mehrflächigen Plastizitätstheorie für FE-Berechnungen implementiert.

Grundlage der Schweizer Mauerwerksnorm SIA 177 ist das Modell von Ganz (Ganz (1985)). Dieses berücksichtigt auch Normalspannungen senkrecht zu den Stoßfugen, sodass die Richtungsabhängigkeit der Mauerwerksfestigkeit abgebildet werden kann. Dabei wird ebenfalls ein Läuferverband mit halber Steinlänge Überbindemaß vorausgesetzt. Insgesamt werden 12 Bruchbedingungen, basierend auf jenen für die Einzelkomponenten, abgeleitet. In Abbildung 2 ist die sich daraus ergebende Versagensfläche, d.h. die aufnehmbare Schubspannung in Abhängigkeit der Horizontalspannung σ_x und der Vertikalspannung σ_y , abgebildet.

In adaptierter Form wurde das Modell von Ganz in Schlegel (2004) als mehrflächiges Plastizitätsmodell für dreidimensionale FE-Berechnungen implementiert.

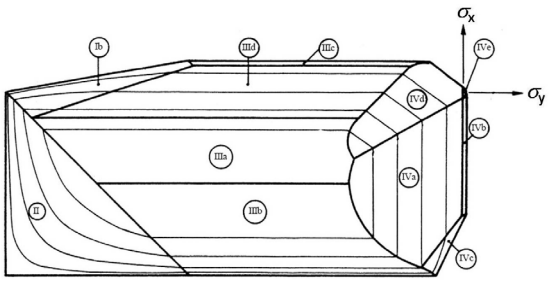


Abb. 2: Versagensfläche nach Ganz (1985).

Es stellt sich jedoch die Frage, inwieweit Makromodelle, wie die beiden beschriebenen, für Gründerzeitbauwerke anwendbar sind. Mauerwerk der heutigen Zeit wird in der Regel aus Hochlochziegeln gebildet, während in der Gründerzeit Vollziegel mit Abmessungen von ca. 290x140x65 mm verwendet wurden. Deshalb und auch aufgrund der den Makromodellen zugrundeliegenden Annahmen und Vereinfachungen soll in der Folge ein alternatives, weniger phänomenologisches mechanisches Modell zur Bestimmung des makroskopischen Verhaltens von Mauerwerk beschrieben werden.

3 HOMOGENISIERUNG

Mit Homogenisierungsverfahren lässt sich eine Brücke zwischen dem Mikro- und dem Makrobereich schlagen, im Fall von Mauerwerk also zwischen dem Verhalten der beiden Baustoffe Mörtel und Ziegel und jenem des Verbundwerkstoffes.

Unter Berücksichtigung der regelmäßigen Struktur von Mauerwerkswänden genügt es, eine sogenannte

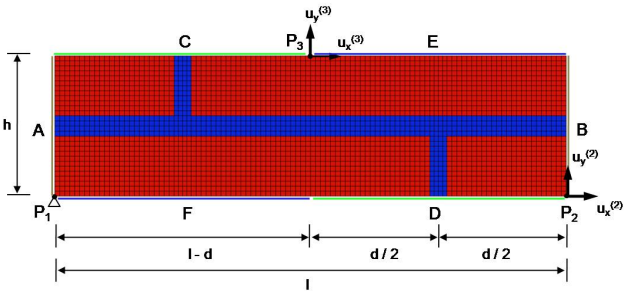


Abb. 3: Einheitszelle für Läuferverband.

repräsentative Einheitszelle zu betrachten. In den weiteren Ausführungen wird dabei von einem Läuferverband mit konstantem Überbindemaß ausgegangen. Darüber hinaus wird Scheibenverhalten vorausgesetzt, d.h. die Homogenisierung erfolgt unter der Annahme eines ebenen Spannungszustandes.

In der Literatur finden sich zahlreiche verschiedene Einheitszellen für Mauerwerk, vgl. z.B. Anthoine (1995), Lourenço (1996), Massart el al. (2004). Alle haben sie gemeinsam, dass sie zwei Basisvektoren $\mathbf{v}_1$ und $\mathbf{v}_2$ enthalten, die die Eigenschaft haben, dass beliebige ganzzahlige Linearkombinationen $a \cdot \mathbf{v}_1 + b \cdot \mathbf{v}_2$ wieder zu einem Punkt zeigen, der dem Ausgangspunkt in einer anderen Einheitszelle entspricht. Für die in Abbildung 3 dargestellte Einheitszelle nehmen diese die Periodizität des Mauerwerks beschreibenden Vektoren die Form $\mathbf{v}_1 = (l \quad 0)^T = \overline{P_1 P_2}$ und $\mathbf{v}_2 = (d \quad h)^T = \overline{P_1 P_3}$ an.

Damit die Einheitszellen auch im verformten Zustand ohne Klaffungen bzw. Überlappungen zusam-

menpassen, müssen an sich entsprechenden Berandungsabschnitten zwei Bedingungen erfüllt sein (Anthoine (1995)): Die Verzerrungen müssen gleich groß (periodisch) und die Spannungsvektoren müssen entgegengesetzt gerichtet gleich groß (anti-periodisch) sein.

In Abbildung 3 sind die sich entsprechenden Berandungsteile jeweils in gleicher Farbe dargestellt (Abschnitt A und B bzw. C und D bzw. E und F). In Anthoine (1995) wird gezeigt, dass sich ein Verschiebungsfeld, das die oben angeführten Bedingungen erfüllt, in der Form

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}) = \mathbf{E} \cdot \mathbf{x} + \mathbf{u}^p(\mathbf{x}) \tag{1}$$

anschreiben lässt. Dabei stellt $\mathbf{u}$ den Verschiebungsvektor im Punkt $\mathbf{x}$ der Einheitszelle dar. $\mathbf{E}$ ist der makroskopische Verzerrungstensor, der prinzipiell aus einer Mittelung der „mikroskopischen", d.h. im Mörtel und im Ziegel vorhandenen Verzerrungen $\boldsymbol{\varepsilon}$ über den Bereich der Einheitszelle S in der Form

$$E_{ij} = \frac{1}{S}\int_S \varepsilon_{ij}\, dS \quad i,j = x,y \tag{2}$$

entsteht. $\mathbf{u}^p(\mathbf{x})$ stellt schließlich einen periodischen Verschiebungsanteil dar, der an sich entsprechenden Berandungen gleiche Werte annimmt. Dieser unbekannte Anteil verschwindet, wenn die Verschiebungsdifferenz zwischen zwei solcher Berandungen betrachtet wird:

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}+\mathbf{v}_i) - \mathbf{u}(\mathbf{x}) = \mathbf{E} \cdot \mathbf{v}_i \quad i = 1,2 \tag{3}$$

In Mistler et al. (2007) wird, basierend auf Gleichung (3), ein „Kontrollsystem", bestehend aus den Freiheitsgraden in drei Knoten, definiert, das es erlaubt, einen makroskopischen Verzerrungszustand $\mathbf{E}$ durch alleiniges Vorschreiben von Verschiebungen in diesen Knoten auf die Einheitszelle aufzubringen. In Abbildung 3 stellen die Punkte P_1, P_2 und P_3 die Kontrollknoten dar. Setzt man die Verschiebungen von P_1 null und wertet Gleichung (3) für die verbleibenden Kontrollknoten aus, so ergibt sich

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_2 &= \begin{pmatrix} u_2^{(x)} \\ u_2^{(y)} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_{xx} & E_{xy} \\ E_{xy} & E_{yy} \end{bmatrix} \cdot \mathbf{v}_1 = \begin{pmatrix} E_{xx} l \\ E_{xy} l \end{pmatrix} \\ \mathbf{u}_3 &= \begin{pmatrix} u_3^{(x)} \\ u_3^{(y)} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_{xx} & E_{xy} \\ E_{xy} & E_{yy} \end{bmatrix} \cdot \mathbf{v}_2 = \begin{pmatrix} E_{xx} d + E_{xy} h \\ E_{xy} d + E_{yy} h \end{pmatrix} \end{aligned} \tag{4}$$

Die Komponenten des makroskopischen Verzerrungstensors $\mathbf{E}$ werden somit – im Rahmen einer verschiebungsgesteuerten FE- Analyse – durch Vorschreiben der Knotenverschiebungen $u_2^{(x)}$, $u_2^{(y)}$ und $u_3^{(y)}$ vorgegeben. Die vierte Beziehung in Gleichung (4), $u_3^{(y)} = E_{xx} d + E_{xy} h$, lässt sich nach Einsetzen der entsprechenden Größen für E_{xx} und E_{xy} als zusätzliche Gleichung zur Vermeidung von Starrkörperrotationen zu

$$u_3^{(x)} = \frac{d}{l} u_2^{(x)} + \frac{h}{l} u_3^{(y)} \tag{5}$$

umformen. Alle weiteren Knoten der Berandung sind, Gleichung (3) entsprechend, über die periodischen Randbedingungen

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_B - \mathbf{u}_A &= \mathbf{u}_2 \\ \mathbf{u}_E - \mathbf{u}_F &= \mathbf{u}_3 \\ \mathbf{u}_C - \mathbf{u}_D &= \mathbf{u}_3 - \mathbf{u}_2 \end{aligned} \tag{6}$$

miteinander zu verknüpfen. Die Indizes A bis F entsprechen den in Abbildung 3 markierten Bereichen.

Zur Ermittlung der makroskopischen Spannungen $\boldsymbol{\Sigma}$ betrachtet man die Arbeit, die von diesen entlang der Verzerrungen $\mathbf{E}$ geleistet werden, $W = lh\boldsymbol{\Sigma} : \mathbf{E}$, und setzt sie jener Arbeit gleich, die von den Knotenkräften in den Kontrollknoten entlang der Knotenverschiebungen geleistet werden:

$$\begin{aligned} lh\left(\Sigma_{xx} E_{xx} + 2\Sigma_{xy} E_{xy} + \Sigma_{yy} E_{yy}\right) = \\ = F_2^{(x)} u_2^{(x)} + F_2^{(y)} u_2^{(y)} + F_3^{(y)} u_3^{(y)} \end{aligned} \tag{7}$$

Einsetzen der Beziehungen aus Gleichung (4) ergibt nach Koeffizientenvergleich

$$F_2^{(x)} = h\Sigma_{xx}, \; F_2^{(y)} = 2h\Sigma_{xy} - d\Sigma_{yy}, \; F_3^{(y)} = l\Sigma_{yy} \tag{8}$$

woraus sich die Komponenten des makroskopischen Spannungstensors aus den Knotenkräften ermitteln lassen.

3.1 Linear-elastisches Materialverhalten

Beschränkt man sich zunächst auf linear-elastisches Materialverhalten von Mörtel und Ziegel, so gilt es, den elastischen Materialsteifigkeitstensor $\mathbf{C}$ zu ermitteln, der die makroskopischen Spannungen mit den Verzerrungen verknüpft. Unter Verwendung der Voigt'schen Notation lässt sich dies als

$$\boldsymbol{\Sigma} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{E} \quad \text{bzw.} \quad \begin{pmatrix} \Sigma_{xx} \\ \Sigma_{yy} \\ \Sigma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} \\ C_{21} & C_{22} & C_{23} \\ C_{31} & C_{32} & C_{33} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} E_{xx} \\ E_{yy} \\ 2E_{xy} \end{pmatrix} \tag{9}$$

anschreiben. Die Komponenten von $\mathbf{C}$ erhält man spaltenweise durch Aufbringen von drei Einheitsverzerrungen der Form

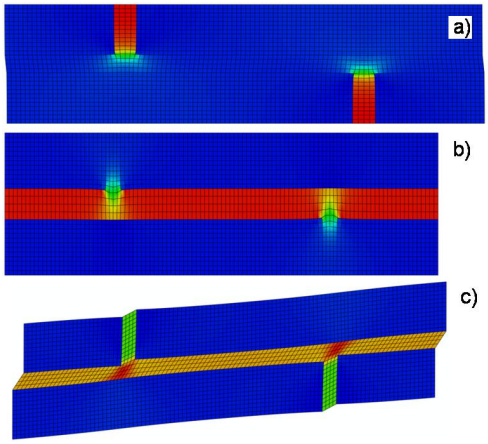


Abb. 4: Einheitslastfälle.
a) Lokale horizontale Normalverzerrungen zufolge $\mathbf{E}^{(1)}$
b) Lokale vertikale Normalverzerrungen zufolge $\mathbf{E}^{(2)}$
c) Lokale Gleitungen zufolge $\mathbf{E}^{(3)}$

$$\mathbf{E}^{(1)} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E}^{(2)} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E}^{(3)} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \tag{10}$$

und Berechnung der Spannungen aus Gleichung (8).

Im Folgenden wird die prinzipielle Anwendbarkeit dieses Vorgehens für eine einfache Mauerwerkstruktur gezeigt. Als elastische Parameter (Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl ν) wurden für die Ziegel E = 8000 N/mm² und ν = 0.1 bzw. für den Mörtel E = 1000 N/mm² und ν = 0.2 gewählt.

Abbildung 4 zeigt die lokalen, d.h. die im Ziegel und Mörtel vorhandenen Verzerrungen nach Berechnung der in Gleichung (10) angegebenen Einheitslastfälle. Aufgrund des viel weicheren Mörtels lokalisieren die Verzerrungen bei reiner Normalverzerrung in horizontaler Richtung (Abbildung 4(a)) in der Stoßfuge, bei reiner Normalverzerrung in vertikaler Richtung (Abbildung 4(b)) in der Lagerfuge, bzw. bei reiner Schubverzerrung (Abbildung 4(c)) in beiden Fugen.

Basierend auf diesen Berechnungen ergibt sich der Steifigkeitstensor zu

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} 5940 & 445 & 0 \\ 445 & 3977 & 0 \\ 0 & 0 & 1585 \end{bmatrix} \tag{11}$$

Dies entspricht – wie es für Mauerwerk charakteristisch ist – dem Steifigkeitstensor eines orthotropen Werkstoffes. Zur Verifikation der Homogenisierung wurde ein Ausschnitt einer Mauerwerkswand, bestehend aus acht Scharen mit jeweils fünf vollen Ziegeln, zum Einen diskret und zum Anderen mit dem in Gleichung (11) angegebenen verschmierten elastischen Materialverhalten modelliert. Abbildung 5 zeigt jeweils

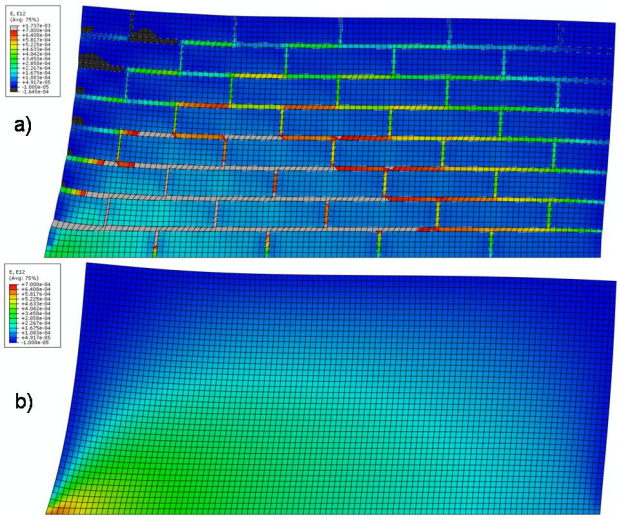


Abb. 5: Gleitungen in einer Mauerwerkswand nach elastischer Berechnung.
a) Diskrete Modellierung
b) Verschmierte Modellierung

die Gleitungen bzw. die verformte Struktur für beide Berechnungsarten. Die Wand wurde dabei durch eine Gleichlast auf der linken Seite belastet, am Boden eingespannt und an den anderen Berandungen frei verschieblich modelliert. In beiden Bildern wurde dieselbe Überhöhung für die Verschiebungen und dieselbe Skala für die Gleitungen gewählt. Somit kann daraus geschlossen werden, dass das globale Verformungsverhalten im homogenisierten Modell sehr gut wiedergegeben wird. Naturgemäß kann die Lokalisierung der Verzerrungen in den weichen Mörtelfugen wie in Abbildung 5(a) nicht bzw. nur in verschmierter Form abgebildet werden.

3.2 Inelastisches Materialverhalten

Um die Traglast von Mauerwerkswänden bestimmen zu können, benötigt man im Rahmen einer diskreten Modellierung geeignete physikalisch nichtlineare Werkstoffmodelle für Mörtel und Ziegel. In der Literatur finden sich Ansätze zur Beschreibung des Materialverhaltens im Rahmen der Schädigungsmechanik (z.B. in Massart et al. (2004) bzw. in Wu & Hao (2006)) oder im Rahmen der Plastizitätstheorie (z.B. in Lourenço (1996)), worauf im Weiteren näher eingegangen wird.

Für die Ziegel wurde für die im Folgenden beschriebenen Berechnungen die Fließfunktion nach Drucker-Prager verwendet, um etwaiges Zugversagen (Reissen) abbilden zu können. Für die Mörtelfugen kam ein in Lourenço (1996) beschriebenes Materialmodell zur Anwendung, das auf der Diskretisierung der Mörtelfugen durch „Interface-Elemente“, also im Rahmen der in Kapitel 2 angeführten vereinfachten

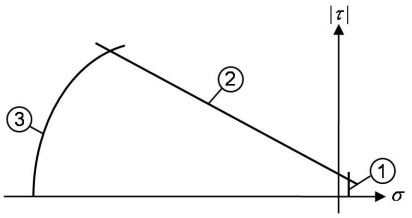


Abb. 6: Fließfläche nach Lourenço (1996)

diskreten Modellierung, beruht. Das Materialverhalten wird dabei über eine Spannungs-Relativverschiebungsbeziehung beschrieben, die für Scheibenelemente die Form

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{C} \cdot \mathbf{u} \quad \text{bzw.} \quad \begin{pmatrix} \sigma \\ \tau \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_n \\ u_t \end{pmatrix} \tag{12}$$

annimmt. Dabei stellen u_n und u_t die Verschiebungen normal bzw. tangential zur Fugenebene dar, k_n und k_t sind die entsprechenden Steifigkeiten, die aus dem Elastizitäts- bzw. Schubmodul des Mörtels und der Fugendicke bestimmt werden können.

Der elastische Bereich wird durch drei Fließfunktionen begrenzt. Diese sind in Abbildung 6 dargestellt und entsprechen dem Zugversagen (Fließfläche 1), dem Schubversagen (Fließfläche 2) und dem Druckversagen (Fließfläche 3). Unter Berücksichtigung jeweils isotroper Ver- bzw. Entfestigung über skalare Verfestigungsparameter κ lauten die Fließfunktionen:

$$\begin{aligned} f_1(\boldsymbol{\sigma}, \kappa_1) &= \sigma - f_t(\kappa_1) \\ f_2(\boldsymbol{\sigma}, \kappa_2) &= \tau + \sigma \tan\varphi(\kappa_2) - c(\kappa_2) \\ f_3(\boldsymbol{\sigma}, \kappa_3) &= \sigma^2 + C_{ss}\tau^2 - \left(f_m(\kappa_3)\right)^2 \end{aligned} \tag{13}$$

Als Materialparameter treten dabei die Zugfestigkeit f_t, die Druckfestigkeit f_m, der Reibungswinkel φ, die Kohäsion c sowie der Parameter C_{ss} auf. Für die Zugfestigkeit, den Reibungswinkel und die Kohäsion wird jeweils eine exponentielle Entfestigung angenommen, für die Druckfestigkeit eine parabolische Verfestigung mit anschließender exponentieller Entfestigung. Für weitere Details der numerischen Implementierung des Materialmodells sei auf Lourenço (1996) verwiesen.

Abbildung 7 zeigt nach dem Schema gemäß Kapitel 3.1 ermittelte makroskopische Spannungs-Verzerrungskurven unter Verwendung des oben beschriebenen Materialmodells. Es wurde dabei das Verhalten unter reiner Normalverzerrung E_{xx} (senkrecht zu den Stoßfugen wirkend) bzw. E_{yy} (senkrecht zu den Lagerfugen wirkend), jeweils im Druck- und Zugbereich, untersucht. Unter vertikalen Normalverzerrungen (Abbildung 7(b) bzw. 7(d)) zeigt sich dabei für die Vertikalspannung Σ_{yy}, dargestellt durch blaue

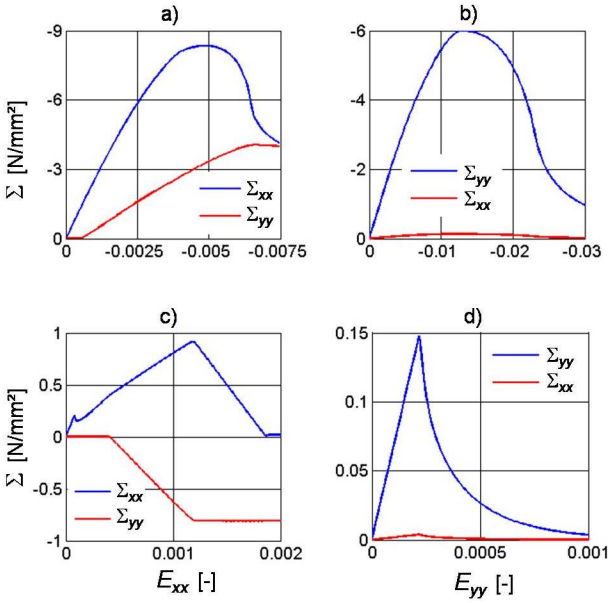


Abb. 7: Makroskopische Spannungs-Dehnungslinien nach elastoplastischer Berechnung.
a) Horizontale Druckstauchung E_{xx}
b) Vertikale Druckstauchung E_{yy}
c) Horizontale Zugdehnung E_{xx}
d) Vertikale Zugdehnung E_{yy}

Linien, ein dem Mörtel entsprechendes Verhalten. Dies ist mit Blick auf Abbildung 4(b) logisch, wird für diese Beanspruchung doch nur die Lagerfuge „aktiviert“. Anders verhält sich die Einheitszelle unter horizontalen Normalverzerrungen (Abbildung 7(a) bzw. 7(c)): Hier wirken nicht nur horizontale Normalspannungen Σ_{xx} (wieder blau dargestellt), sondern es bauen sich auch nennenswerte Vertikalspannungen Σ_{yy} (rot dargestellt) auf. Eine Erklärung hierfür ist im stark dilatanten Verhalten der Lagerfuge zu finden, das dieser zugewiesen werden musste, um Versuchsergebnisse von Schubversuchen abbilden zu können.

Das Verhalten der Einheitszelle unter horizontaler Zugbeanspruchung ist in Abbildung 8 genauer dargestellt: Abbildung 8(a) zeigt dabei die Normalspannungen in den Stoßfugen bei einer makroskopischen Verzerrung von $E_{xx} = 7.8 \cdot 10^{-5}$, was genau jenem Punkt in Abbildung 7(c) entspricht, an dem die blaue Kurve abknickt – hier ist die Zugfestigkeit der Stoßfuge erreicht, es beginnt deren Entfestigung. Mit zunehmender Dehnung übernimmt gleichzeitig der Lagerfugenabschnitt zwischen den beiden Stoßfugen die Lastübertragung. Durch die bereits erwähnte hohe Dilatanz bauen sich in vertikaler Richtung hohe Druckkräfte auf. Bei $E_{xx} = 7.4 \cdot 10^{-4}$, dargestellt in Abbildung 8(b), beginnt der Ziegel im Anschluss an die Stoßfuge vertikal zu reissen. In der Abbildung ist deshalb die plastische äquivalente Verzerrung darge-

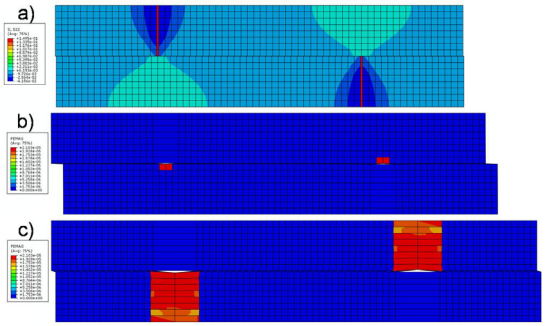


Abb. 8: Verhalten unter horizontalem Zug.
a) $E_{xx} = 7.8 \cdot 10^{-5}$
b) $E_{xx} = 7.4 \cdot 10^{-4}$
c) $E_{xx} = 2.0 \cdot 10^{-3}$

stellt. Das abgeschlossene Rissbild ist schließlich in Abbildung 8(c) zu sehen, es bildet sich ein vertikal durchgehender Riss durch die Stoßfuge und den Ziegel aus.

Des Weiteren wurden Berechnungen mit konstantem Normalverzerrungsverhältnis $E_{xx} : E_{yy}$ ohne Schubbeanspruchung durchgeführt. Die Bestimmung der maximal erreichten Normalspannungen ergab die in Abbildung 9 dargestellten blauen Punkte im Spannungsraum. Die Horizontalspannung wurde dabei, Abbildung 2 entsprechend, mit σ_x bezeichnet, die Vertikalspannung mit σ_y. Die Verbindung dieser Punkte ergibt den Umriss einer Fließfläche, die wesentlich von jener in Abbildung 2 abweicht. Insbesondere ist hier die horizontale Mauerwerksdruckfestigkeit größer als die vertikale, was mit dem oben angeführten Verhalten der Lagerfuge zu erklären ist. Berücksichtigt man für die horizontale Zugfestigkeit nur den in Abbildung 7(c) erkennbaren Bereich bis zum Abknicken der Kurve, d.h. bis Erreichen der Zugfestigkeit der Stoßfuge, so ergeben sich die durch rote Punkte dargestellten Spannungspunkte.

4 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Es wurden Modellierungsmethoden für Finite Elemente Berechnungen an Mauerwerkswänden diskutiert. Basierend auf der prinzipiellen Unterscheidung zwischen diskreten und verschmierten Modellen wurden zunächst zwei bestehende verschmierte Modelle vorgestellt. Im Hinblick auf die Untersuchung des Verhaltens von Mauerwerk aus der Gründerzeit, das sich wesentlich von heutigem Mauerwerk unterscheidet, wurden Homogenisierungsverfahren beschrieben. Mit diesen lässt sich unter der Voraussetzung eines periodischen Gefüges ausgehend von einer diskreten Betrachtungsweise der beiden Komponenten Mörtel und Ziegel das verschmierte Materialverhalten von Mauerwerk bestimmen.

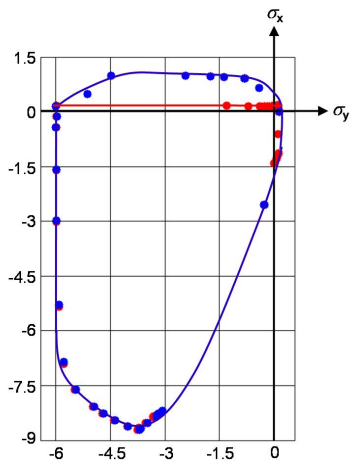


Abb. 9: Umriss der numerisch bestimmten Fließfläche

Nächster Schritt ist die systematische Formulierung von Ergebnissen einzelner diskreter Berechnungen in Form von Fließfunktionen und Implementierung dieser im Rahmen der mehrflächigen Plastizitätstheorie. Zunächst ist jedoch das Materialverhalten von Gründerzeitmauerwerk in größerem Maße experimentell zu untersuchen.

5 DANKSAGUNG

Die vorliegenden Untersuchungen wurden mit Fördermitteln des Forschungsprojekts SEISMID, maßgeblich unterstützt durch das Zentrum für Innovation und Technologie ZIT, finanziert.

6 LITERATUR

Anthoine, A. (1995), Derivation of the in-plane elastic characteristics of masonry through homogenization theory, Int J Solids Struct 32(2), 137-163.

Ganz, H. R. (1985), Mauerwerkscheiben unter Normalkraft und Schub, Dissertation, ETH Zürich.

Lourenço, P. B. (1996), Computational Strategies for Masonry Structures, Dissertation, TU Delft.

Mann, W. & Müller, H. (1978), Schubtragfähigkeit von Mauerwerk, Ernst & Sohn, Berlin.

Massart et al. (2004), Mesoscopic modeling of failure and damage-induced anisotropy in brick masonry, European Journal of Mechanics A / Solids 23, 719-739.

Mistler, M. (2006), Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten, Dissertation, Technische Hochschule Aachen.

Mistler et al. (2007), In-plane and out-of-plane homogenisation of masonry, Computers and Structures 85, 1321-1330.

Wu, C. & Hao, H. (2006), Derivation of 3D masonry properties using numerical homogenization technique, Int. J. Numer. Meth. Engng 66, 1717-1737.

Kalibrierung von Mauerwerkparametern mittels verfeinerter mechanischer Modellierung

Arno Seltenhammer und Rudolf Heuer
Forschungsbereich für Baumechanik und Baudynamik,
Institut für Hochbau und Technologie, TU Wien

1 MODELLIERUNGSEBENEN FÜR MAUERWERK

In der mechanischen Modellierung von Mauerwerk-(MWK-) Strukturen unterscheidet man im Allgemeinen zwischen drei Ebenen: Mikro-, Meso- und Makroebene. Bei der Mikromodellierung wird die MWK-Wand bezüglich der lokalen Deformationen der Mörtelfugen und der MWK-Steine untersucht, indem die Fugen und Blöcke diskretisiert werden. Für die Mesomodellierung wird das Gefüge vereinfacht, indem man die MWK-Steine als Starrkörper betrachtet, die mittels Feder- und Dämpferelementen verbunden sind; vergl. „Rigid Body Spring Model“ Casolo (2007). Die Starrkörper können auch eine größere Einheit als einen einzelnen MWK-Stein repräsentieren. Auf der Makroebene ist der Detaillierungsgrad hauptsächlich durch die Geometrie der gesamten Wand festgelegt. Das Gefüge an sich wird nicht im Detail sondern mit Hilfe eines homogenisierten Werkstoffmodells beschrieben (Cauchy, Cosserat).

2 RIGID BODY SPRING MODELL

In der vorliegenden Arbeit wird ein Rigid Body Spring Modell (RBS-Modell) vorgestellt und hinsichtlich seines Einsatzes für dynamisch beanspruchte MWK-Scheiben untersucht. Abb. 1 zeigt den Diskretisierungsvorgang. Das Modell basiert darauf, dass man den heterogenen Werkstoff, in unserem Fall eben das MWK, durch so genannte Master Elemente beschreibt. Entscheidend dabei ist die mechanische Beschreibung der drei Federelemente, welche die vier Starrkörper ($2a$x$2h$) an ihren Seiten miteinander verbinden. Die Elastizität des Mörtels wird somit in den diskreten Federn konzentriert. Die Lage jedes Starrkörpers wird durch ein lokales Koordinatensystem mit Ursprung im Massenmittelpunkt beschrieben.
Die drei Freiheitsgrade eines Körpers sind die Verschiebungen u, v und die Rotation ψ. Die viereckigen Elemente sind mit je zwei Axial- und einer Schubfeder

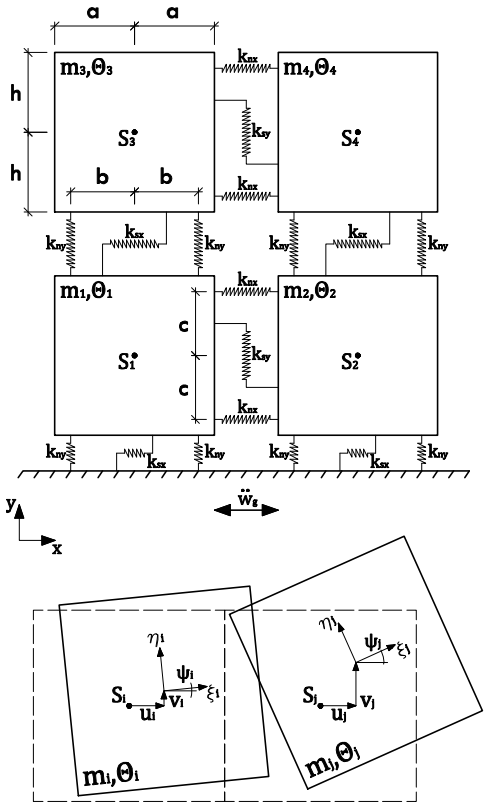


Abb. 1: Diskretisierung MWK - RBS Masterelement

verbunden. Die Verhältnisse der Elastizitätsmoduli der Mauerwerksblöcke und die der horizontalen und vertikalen Mörtelfugen lassen sich mit den Steifigkeiten der Federn modellieren. Da die vertikalen Stoßfugen wesentlich schwächer als die horizontalen Fugen sind, (Dialer (1991)), werden auch die Federelemente unterschiedlich bezeichnet. Die lokalen Koordinatensysteme sind in ihrer Anfangslage parallel zum globalen Koordinatensystem. Mit den Abständen *b* und *c* der Axialfederelemente vom Mittelpunkt jeder Seite des Starrkörpers (Abb. 1) lässt sich die „in-plane" Biegesteifigkeit modellieren. In dieser Arbeit wird für eine lineare Spannungsverteilung an der jeweiligen Seite des Starrkörpers *b* und *c* mit 0.577x*a* bzw. 0.577x*h* gewählt (Casolo (2004)).

Um den Effekt der Überdrückung, bzw. der Normalkraft, welche in realen Bauwerken erheblich ist, abbilden zu können wird auf die oberen beiden Starrkörper eine weitere Masse gesetzt. Durch ein hohes Massenträgheitsmoment dieser Zusatzmasse wird die Rotation des darunterliegenden 4-Steinkörpers weitgehend verhindert. Eine verhältnismäßig hohe Normalkraft ist andererseits auch durch eine einfache Vorspannung, also eine konstante vertikale Kraft zu simulieren. In Abschnitt 4 sieht man anhand der Simulationsergebnisse die Unterschiede der zwei verschiedenen Zugänge. Die Stärke der Schubfedern wird mit einer Coulomb' schen Beziehung zur vertikalen Last angesetzt. Das Modell ist ein zweidimensionaler Zugang und ermöglicht durch die starke Vereinfachung der Geometrie eine vollständige dynamische „in-plane" Analyse. Insbesondere für historisches Mauerwerk, bei dem sich durch die schlechte Mörtelqualität die Materialparameter stark unterscheiden, ist diese einfache Diskretisierung sehr nützlich, da sich damit dynamische Mechanismen gut beschreiben lassen.

2.1 Diskretisierung

Der Lagrange'sche Koordinatenvektor enthält je zwei Verschiebungsfreiheitsgrade und einen Rotationsfreiheitsgrad je Starrkörper und umfasst somit 12 Freiheitsgrade:

$$\vec{x}_i^T = \left[u_1, v_1, \psi_1, u_2, v_2, \psi_2, u_3, v_3, \psi_3, u_4, v_4, \psi_4\right] \quad (1)$$

Die generalisierte Massenmatrix beinhaltet sowohl Massen als auch Massenträgheitsmomente der einzelnen Starrkörper und hat folgende Diagonalform:

$$\mathbf{M} = Diag\left[m_1, m_1, \Theta_1, m_2, m_2, \Theta_2, m_3, m_3, \Theta_3, m_4, m_4, \Theta_4\right] \quad (2)$$

Die Steifigkeitsmatrix **K** setzt sich aus allen Axial- und Schubfedersteifigkeiten zusammen. Die Dämpfung wird in einem ersten Schritt massen- und steifigkeitsproportional mittels der Annahme von Rayleigh mit einem Lehr' schen Dämpfungsmass von 5% angesetzt. Da das Modell auch für nichtlineare Federn konzipiert ist, wird die Bewegungsgleichung in inkrementeller Form angegeben:

$$\Delta\ddot{\vec{x}}_i = -\Delta\ddot{\vec{x}}_{gi} - \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}_i\ \Delta\vec{x}_i - \mathbf{M}^{-1}\mathbf{C}\ \Delta\dot{\vec{x}}_i \quad (3)$$

Die Zeitverlaufsanalyse wird mittels eines implizierten Euler Verfahrens und zum Vergleich mit einem implizierten Runge-Kutta Verfahrens berechnet.

3 DYNAMISCHE SCHUBVERSUCHE

Im Laboratorium für Modelldynamik werden mittels eines speziellen Versuchsrahmens dynamische Schubversuche durchgeführt. Im Gegensatz zu den quasi-statischen Schubversuchen, die bei MWK Scheiben üblich sind, wird hier ein echt dynamischer Versuch durchgeführt. Durch einen elektrodynamischen Shaker der eine Maximalkraft von 2kN und eine maximale „peak-to-peak" Amplitude von 25,4mm leisten kann, wird der hängende Rahmenteil und der sich darauf befindliche Versuchskörper harmonisch in einem Frequenzbereich von 8 bis 20Hz durch zeitlich harmonische „sweeps" im Amplitudenbereich von 0-19m/s² angeregt.

3.1 Materialien

Es wurden historische Ziegel des alten Standardformates der Donaumonarchie mit den Abmessungen 29x14x6.5cm verwendet. Als Bindemittel diente reiner Kalkmörtel im Mischverhältnis 1:3 ohne Zusatz von Bindemitteln um historisches Mauerwerk nachzubilden. Die Fugen wurden in einer mittleren Stärke von 1.3cm ausgeführt. Eine durchgeführte Materialprüfung ergab eine mittlere Biegezugfestigkeit von 1.5MPa und eine mittlere Druckfestigkeit f_m von 0.75MPa. Der charakteristische Wert der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} wurde im Rahmen einer Studentenarbeit experimentell an 3-Steinkörpern zu 0.008MPa und der des Reibbeiwertes μ_c zu 0.5 ermittelt. Der erste Wert ist geringer als die minimal akzeptable Anfangsscherfestigkeit nach Tomaževič (1999) aber für historisches Mauerwerk mit schlechter Mörtelqualität durchaus nicht ungewöhnlich.

3.2 Prüfkörper und Schadensbilder

Bei dem ersten Versuch wurde ein Mauerwerkskörper im Blockverband hergestellt und mit einer sehr geringen Auflast von 129kg dynamisch geprüft. Der Versuchskörper selbst hatte die Abmessungen BxHxD

Abb. 2: Treppenförmiger Schubbruch des 1. Versuchs

Abb. 3: Vorgespannte ein-schalige MWK-Scheibe

=92x52x29cm und somit eine Masse von 250kg. Das Versagensbild glich dem eines klassischen treppenförmigen Schubbruches (Abb. 2). Die ersten maßgeblichen Risse traten bereits bei einer horizontalen Beschleunigung vom 8m/s^2 ein. Dies entsprach lediglich einer maximalen Schubkraft von etwa 3kN und somit einer maximalen mittleren Schubspannung von 0.011MPa in der untersten Lagerfuge.

Bei dem treppenförmigen Schadensbild in Abb.2 handelt es sich aufgrund der geringen Schubbelastung demnach nicht um einen klassischen Schubbruch sondern um Zugversagen in einer der unteren Ecken der MWK-Scheibe. Aufgrund der heterogenen und mäßigen Ausführungsgenauigkeit der Lager- und Stoßfugen des ersten Versuchskörpers setzte sich der Riss nicht wie in den Folgeversuchen in der Lagerfuge fort sondern wanderte über die Stoßfugen treppenförmig in Diagonalrichtung weiter.

Bei den darauffolgenden Versuchen wurde ein höheres Augenmerk auf die Ausführung des Blockverbandes und die Fugenausbildung gelegt. Die Schadensbilder waren demzufolge durchgehende horizontale Risse in den untersten Lagerfugen. Die Schadenursache war offenbar Zug im Mörtelbett in den unteren Ecken der Scheibe, wobei sich der Riss in derselben Fuge fortsetzte und der restliche Versuchskörper als Starrkörper unversehrt blieb.

Zur Vermeidung der „klaffenden“ Lagerfuge wurde eine externe Vorspannung angebracht. Abb. 3 zeigt eine einschalige Mauerwerkscheibe, welche mit unvergütetem Kalkmörtel im Läuferverband verlegt wurde. Mit den Abmessungen BxHxD=120x135x14cm hatte sie eine Masse von 408kg. Die Vorspannung wurde mittels hydraulischer Pressen über ein Querhaupt und vier Gewindestangen aufgebracht. Die aus der Vorspannung resultierende Normalspannung betrug 0.17MPa in der untersten Lagerfuge. Gemeinsam mit dem Eigengewicht und der Auflast der Vorspannkonstruktion betrug die mittlere Normalspannung in der Lagerfuge 0.193Mpa. Dies würde einer freistehenden Wand des gleichen Querschnitts von 10.93m Höhe entsprechen. Um bei dieser Versuchskonfiguration mit der vorhandenen Masse unter Vernachlässigung der Biegung eine Schubkraft hervorzurufen, welche die Schubfestigkeit überschreitet, benötigt man eine relativ hohe Beschleunigungsamplitude (>39m/s²). Alternativ würde eine zusätzliche Masse von über 1304kg erforderlich sein um mit einer realistischeren Beschleunigungsamplitude von 10m/s² die Kraft zu erzeugen, damit der Probekörper zufolge eines Schubbruches versagt. Die Versuchsergebnisse und die zuvor gebrachten Aussagen über die Kraftverhältnisse lassen sich qualitativ anhand des sehr anschaulichen RBS-Modells und einfacher Zeitverlaufsanalysen in Abschnitt 4 zeigen.

3.3 Dynamische Messungen im Zeitbereich

Für die Messung der Antwort der Wandscheibe zufolge dynamischer Wegerregung wurden folgende Sensoren angebracht. Zwei triaxiale piezoelektrische Beschleunigungsaufnehmer an den oberen 2 Wandecken. Diese dienten neben der Messung der „in-plane“ Beschleunigung des oberen Wandteils der Kontrolle der „out-of-plane“ und der in vertikaler Richtung wirkenden Beschleunigung. Zur Messung des eigentlichen Eingangssignals war ein einaxialer Beschleunigungsaufnehmer auf Höhe des Fußpunktes der Wand angebracht. Dieser Sensor war gleichzeitig Element des Regelkreislaufes der harmonischen Anregung.

Die „in-plane“ Verschiebungen wurden mittels kontaktlosen Laser-Distanzmessern ermittelt, zwei am linken bzw. rechten Wandkopf und einer, welcher die Wegamplitude der Anregung maß. Ein Teil der Mess-

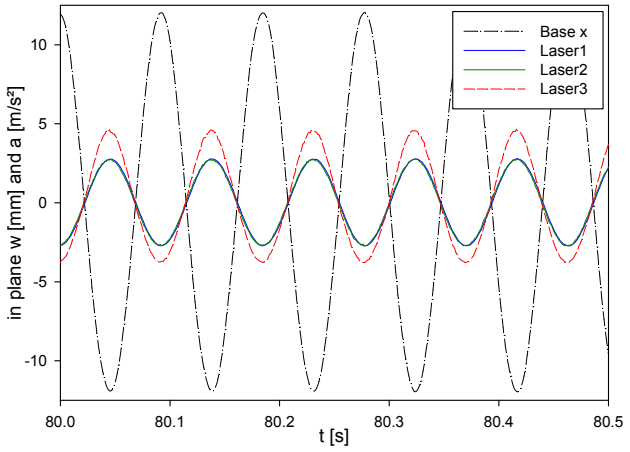


Abb. 4: Beschleunigungs- und Wegmessung im Zeitbereich

kette ist im Versuchsaufbau in Abb.3 zu sehen. Alle Messdaten wurden mit einer Rate von 1000Hz aufgezeichnet. Abb.4 zeigt einen Ausschnitt der Messung eines „Sinus-sweeps“ von 0.5m/s² bei 12Hz bis 19m/s² bei 10Hz. Die Wegerregung ist sowohl durch ihre „in-plane“ Beschleunigungskomponente (Base x) als auch durch die Wegamplitude (Laser 3) auf Höhe des Wandfußes dargestellt (Absolutwerte). Laser 1 und 2 stellen die Verschiebungen des Wandkopfes dar. Vergleicht man die Wegamplituden des oberen und unteren Meßpunktes, so kommt man auf eine maximale Relativverschiebung von 1.43mm. Die zugehörige Beschleunigungsamplitude beträgt 11.9m/s² bei einer Erregerfrequenz von 10.76Hz. Berechnet man nun die Trägheitskraft der beschleunigten Masse der Wand, ergibt dies 5.38MN, und somit kann die dynamische „in-plane“ Steifigkeit zu 3.77MN/m angegeben werden. Bei einer detaillierten Auswertung der Messungen ist zu beobachten, dass die Steifigkeit mit zunehmender Beschleunigung und Relativverschiebung abnimmt. Die geringe elastische Steifigkeit ist mit der mäßigen Mörtelqualität und der ebenfalls geringen Stärke der Wand zu erklären.

4 ANPASSUNG DES RBS MODELLS AN DIE VERSUCHSERGEBNISSE

Nach Casolo (2004) lassen sich die die Federsteifigkeiten des RBS-Modells aus einem „Composite-FEM-Modell“ über die Verzerrungsenergiedichten verschiedener Lastfälle ableiten und weiters in Beziehung zu den Materialkennwerten des homogenisierten äquivalenten Cauchy bzw. auch Cosserat Kontinuums stellen (Casolo (2006)).

Im Gegensatz zu den zuvor zitierten Veröffentlichungen werden in dieser Arbeit die Starrkörper bewusst größer als die zu modellierenden Ziegelsteine gewählt um größere Substrukturen oder Teile von Mauerwerksbauten mit wenigen aber aussagekräftigen Parametern abzubilden. In den laufenden Untersuchungen wird versucht die Parameter des RBS-Modells direkt aus Versuchen an Mauerwerksproben zu ermitteln.

4.1 Wandscheibe aus historischen Ziegeln

Die Wandscheibe aus Abschnitt 3 (Abb.3) wird durch 4 gleiche Starrkörper BxHxD=60x67.5x14cm modelliert. Die Masse und das zugehörige Massenträgheitsmoment betragen 102kg bzw. 6.94kgm². Die externe Vorspannung wird durch 2 Einzelkräfte, die in den beiden Schwerpunkten der oberen Starrkörper wirken, simuliert. Als Verhältnis der E-Moduli des Ziegels und des Mörtels bei altem Mauerwerk wird nach Aktinson (1989) ein Wert von etwa $E_b / E_m = 7.5$ gewählt. Da die einzelnen Starrkörper annähernd quadratisch sind, werden die Verhältnisse der Federsteifigkeiten untereinander gleich jenen angenommen, die in Casolo (2006) hergeleitet wurden:

$$k_{ny} : k_{nx} : k_{sy} : k_{sx} = 1 : 0.25 : 0.34 : 0.54 \qquad (4)$$

Die Federsteifigkeiten werden so angepasst, dass die maximalen Verschiebungen des Wandkopfes mit denen der Wegmessungen des durchgeführten Versuches übereinstimmen. Die Relativverschiebung des Wandkopfes ist mit der zugehörigen Erregungsamplitude in Abb. 5 dargestellt. Diese Amplitude entspricht jener von dem dargestellten Ausschnitt der Messung in Abb. 4.

Die höchst belasteten Axialfedern sind jene in der untersten Lagerfuge. Bei der in Abb. 5 simulierten Wegerregung sind diese Federn auch bei maximaler Entlastung im Druckbereich. Die höchst beanspruchten Schubfedern sind ebenfalls in der gleichen Fuge. Summiert man die beiden Schubfederkräfte der Lagerfuge und bezieht diese Kraft auf die Schubfläche

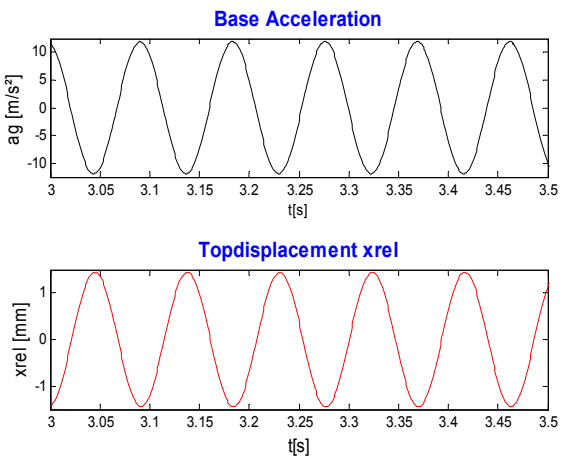


Abb. 5: Simulation im Zeitbereich

der Wand, kommt man auf eine wirksame mittlere Schubspannung von 0.038MPa. Wendet man die Coulomb'sche Reibungstheorie (EC6 (2005))

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu_c \cdot \sigma_d \tag{5}$$

an kommt man mit dem experimentell ermittelten Wert der Anfangsscherfestigkeit f_{vk0} und dem Winkel der inneren Reibung $\varphi = \arctan \mu_c$ bei der gegebenen Normalbelastung auf einen Schubwiderstand von $f_{vk} = 0.10$ MPa. Steigert man lediglich die Erregeramplitude bei gleichbleibenden Systemparametern, werden zuerst die Axialfedern auf Zug versagen. Ein Schubversagen sollte dann auftreten, wenn die externe Vorspannkraft vergrößert wird um ein Zugversagen in der Lagerfuge zu verhindern. Wird dies mit dem RBS-Modell simuliert, zeigt sich, dass bei gleichbleibender Masse und bei kontinuierlicher Erhöhung der Erregerbeschleunigung (und damit der Vorspannung) kein Schubversagen eintritt, sondern zuvor die Axialfedern auf Druck versagen würden.

Als nächstes wird, um eine Normalspannung die jener aus dem Versuch aus Abschnitt 3.2 entspricht, eine zusätzliche Masse von 2854kg auf die oberen 2 Starrkörper des RBS-Modells gesetzt und modelliert. Die zusätzliche Masse hat ein sehr hohes Massenträgheitsmoment, damit ihr Einfluss auf die Biegung minimiert wird. Wird diese Konfiguration mit dem gleichen harmonischen Signal angeregt, versagen die Axialfedern in der untersten Fuge bereits auf Zug. Indem man die Masse vergrößert, erreicht man, dass die Lagerfugen überdrückt bleiben während sich die Belastung der Schubfedern verringert. Bei der gewählten Verteilung der Federsteifigkeiten und der Geometrie des zu simulierenden Versuchskörpers dominiert bei Erhöhung der zusätzlichen Masse die Biegeverformung. Damit versagen die Axialfedern der untersten Fuge wie bei der Variante mit Vorspannung auf Druck. Ein Schubversagen des RBS-Modells zufolge einer dynamischen Fusspunkterregung zu erzwingen ist somit nicht möglich. Als Vergleich wird eine extrem gedrungene Wandscheibe mit den Abmessungen BxHxD=200x81x14cm mit einer Erregung von 7m/s² und einer Frequenz von 10.76Hz simuliert. Die Normalspannung, resultierend aus Eigengewicht und zusätzlicher Masse, beträgt nun 0.116MPa. Dies ergibt mit der Anfangsscherfestigkeit und dem Winkel der inneren Reibung einen Schubwiderstand von lediglich 0.066MPa. Abb. 6 zeigt die Federkräfte der Axialfedern und die der Schubfedern in der untersten Lagerfuge in einem Zeitfenster von einer halben Sekunde innerhalb des eingeschwungenen Zustands. Fkk1 und Fkk5 sind die äußeren, Fkk2 und Fkk4 die

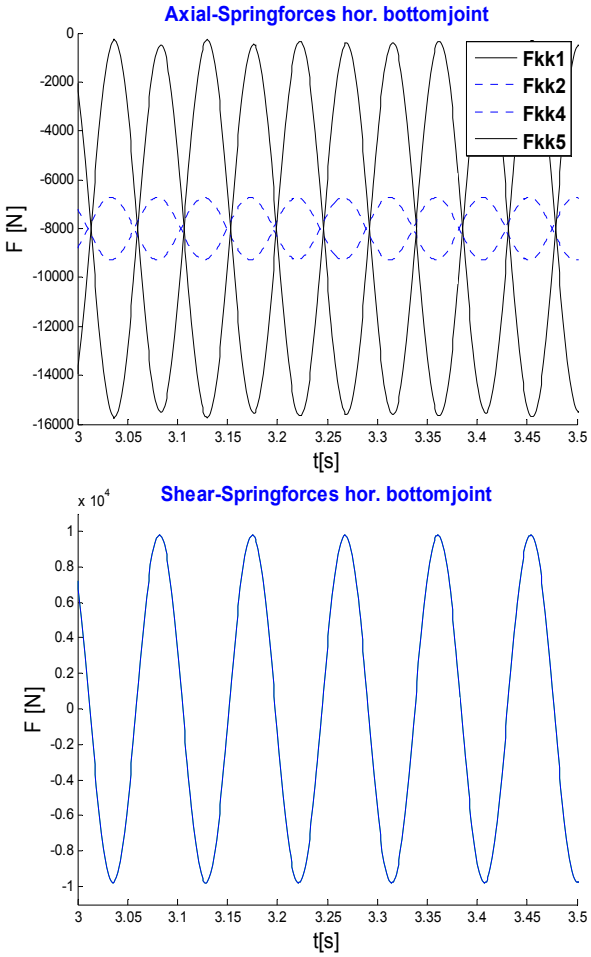


Abb. 6: Federkräfte einer gedrungenen Wandscheibe

inneren Axialfedern. Diese sind bei maximaler Entlastung gerade noch überdrückt. Bei maximaler Belastung erzeugen sie in dem ihnen zugewiesenen Bereich der Fuge eine Normalspannung von 0.224Mpa, welche geringer als die Druckfestigkeit des Mörtels ist. Die Schubfederkräfte ergeben eine maximale mittlere Schubspannung von 0.070MPa, welche den Schub-

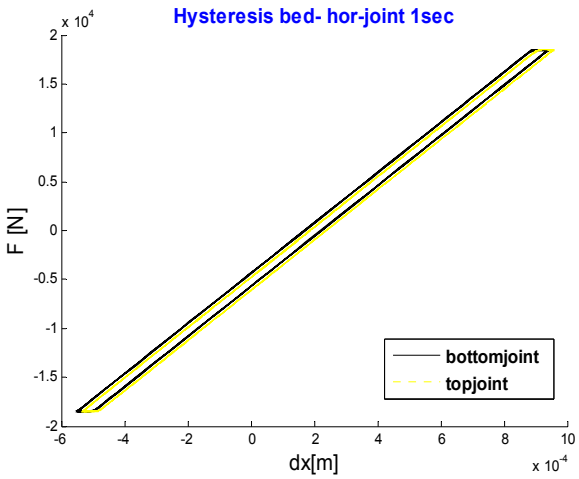


Abb. 7: Hysterese der horizontalen Fugen (RBS-Modell)

widerstand bei der gegebenen Normalspannung überschreitet.

Um das Schubversagen mit dem RBS-Modell zu simulieren, definiert man für die Schubfedern eine nichtlineare Federkennlinie und begrenzt die maximale Federkraft auf 9.228kN je Feder, welches bezogen auf die Querschnittsfläche der Wand einer mittleren Schubspannung von 0.066MPa entspricht.

Abb. 7 zeigt die Hysterese-Schleifen der untersten Lagerfuge und der darüber befindlichen horizontalen Fuge im Zeitfenster von einer Sekunde, welches bei der gegebenen Anregung 10.76 Zyklen entspricht.

5 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ziel der laufenden dynamischen Untersuchungen an Mauerwerkscheiben im Laboratorium für Modelldynamik der TU-Wien ist es die Steifigkeitsverhältnisse des RBS-Modells zu identifizieren und damit keine Homogenisierung für ein generalisiertes Cauchy bzw. Cosserat Kontinuum vornehmen zu müssen. Die dabei angewendete Meso-Modellierung soll in Zukunft helfen auch das dynamische nichtlineare Tragverhalten der heterogenen Struktur vereinfacht und mechanisch konsistent zu beschreiben.

In der seit kurzem gestarteten Versuchsreihe werden rechteckige, freistehende Mauerwerkscheiben unterschiedlicher Seitenverhältnisse und Mörtelgüte unter dynamischer Wegerregung getestet. Es zeigte sich, dass im technisch maßgebenden Anregungsbereich nicht möglich ist, den klassischen, diagonal ausbreitenden Schubbruch der Mauerwerkscheibe in ihrer Ebene hervorzurufen, welcher sich bei quasistatischen zyklischen Schubversuchen einstellt. Das Versagen ist bei den untersuchten Prüfkörpern eine „klaffende Fuge“. Der Mörtel versagt als erste Komponente in einer der unteren beiden Ecken der Wandscheibe und setzt sich horizontal in der Lagerfuge fort. Sobald man das Klaffen der Lagerfuge durch eine externe Vorspannung verhindert, ist es selbst unter lang anhaltender, zeitlich harmonischer Wegerregung nicht mehr möglich ein Versagen herbeizuführen.

Um dieses Verhalten der Wandscheibe zu verstehen und anschaulich abzubilden wird das RBS- (Rigid Body Spring) Modell gewählt. Neben dem Schub- und Kippverhalten wird mit diesem zweidimensionalen Modellierungsansatz und der auftretenden Vereinfachung der Geometrie das dynamische Verhalten in Bezug auf die mechanische Schädigung und die hysteretische Energiedissipation beschrieben.

Die vergleichenden numerischen Simulationen zeigen, dass im Rahmen einer genauen mechanischen Modellierung die Geometrie und damit auch die Parameter der einzelnen diskreten Federelemente die Versagensart der Mauerwerkscheibe stark beeinflussen.

6 LITERATUR

Aktinson, R. H. et al. (1989), Response of masonry bed joints in direct shear, Journal of structural engineering div. ASCE 115, 125-136

Casolo, S. (2004), Modelling in-plane micro-structure of masonry walls by rigid elements, International Journal of Solids and Structures 2004; 41:3625-3641

Casolo, S. (2006), Macroscopic modeling of structured materials: Relationship between orthotropic Cosserat continuum and rigid elements, International Journal of Solids and Structures 2006; 43:475-496

Casolo, S. et al. (2007), Rigid element model for in-plane dynamics of masonry walls considering hysteretic behavior and damage, Earthquake Engng Struct. Dyn.; 36:1029-1048

Dialer, C. (1991), Some remarks on the strength and deformation behaviour of shear stressed masonry panels under static monotonic loading, Proceedings of 9th International Brick Block Masonry Conference, Berlin, pp. 276–283

EN 1996-1-1, Eurocode 6 –Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten- Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Fassung November 2005

Tomaževič, M. (1999), Earthquake-resistant Design of Masonry Buildings, Imperial College Press, London

Software für die Pushover-Analyse von Mauerwerksgebäuden

Thierry Berset[1], Aldo Vital[2] und Ruedi Räss[3]
[1]Sika Services AG, Pfäffikon
[2]Dr. Schwartz Consulting AG, Zug
[3]p+f Sursee

1 GRUNDSÄTZLICHE ÜBERLEGUNGEN

Beim elastischen kräftebasierten Nachweis der Erdbebensicherheit von Gebäuden mit Tragwänden aus unbewehrtem Mauerwerk wird das Verformungsvermögen des Mauerwerks pauschal mit einem Verhaltensbeiwert von q=1.5 berücksichtigt. Dieser einheitliche Verhaltensbeiwert stellt einen Mindestwert dar, der auch unter sehr ungünstige Bedingungen erreicht wird. Er liegt daher in den meisten Fällen stark auf der sicheren Seite. Massgebend für die rechnerische Erdbebensicherheit des gesamten Gebäudes ist die Wand, welche bei elastischer Schnittkraftberechnung als erstes ihren Tragwiderstand erreicht.

Mauerwerkswände unter Schubbeanspruchung weisen, abhängig von der Beanspruchung und der Wandgeometrie, ein nicht vernachlässigbares plastisches Verformungsvermögen auf. Nach Erreichen der maximalen Horizontalkraft können sie, bei annähernd gleichbleibender Horizontalkraft, bis zum Erreichen des Verformungsvermögens weiter deformiert werden. Dies ermöglicht die Aktivierung des Tragwiderstands weiterer Wände und führt damit zu einer Vergrösserung des rechnerischen Widerstands des Gesamtsystems.

2 MAUERWERKSVERHALTEN UNTER KOMBINIERTER BEANSPRUCHUNG

Tragwände können in ihrer Ebene und senkrecht dazu beansprucht werden. Die Vertikalkräfte werden durch die Decken ins Mauerwerk eingeleitet. Eine Verdrehung der Decke bewirkt eine exzentrische Normalkraftbeanspruchung. Horizontalkräfte aus Wind und Erdbeben bewirken bei den stabilisierten Wänden nebst der Querkraft in der Wandebene auch ein Biegemoment. Nur eine genügend grosse Normalkraft erlaubt die Übertragung der Kräfte ohne Bewehrung in die Fundation.

2.1 Deckenverdrehungen

Eine Deckenverdrehung bewirkt eine exzentrische Lasteinleitung und reduziert den Normalkraft- und Schubwiderstand. Um dies zu berücksichtigen wird die Wandstärke rechnerisch reduziert. Bei Normalkraftbeanspruchung wird die Wandstärke mit dem k_N-Wert multipliziert.

In der SIA 266 (2003) wurde bei der Schubbeanspruchung die Mauerwerksstärke generell auf 25% abgemindert. Somit sind alle möglichen Fälle abgedeckt, man ist aber häufig sehr stark auf der sicheren Seite.

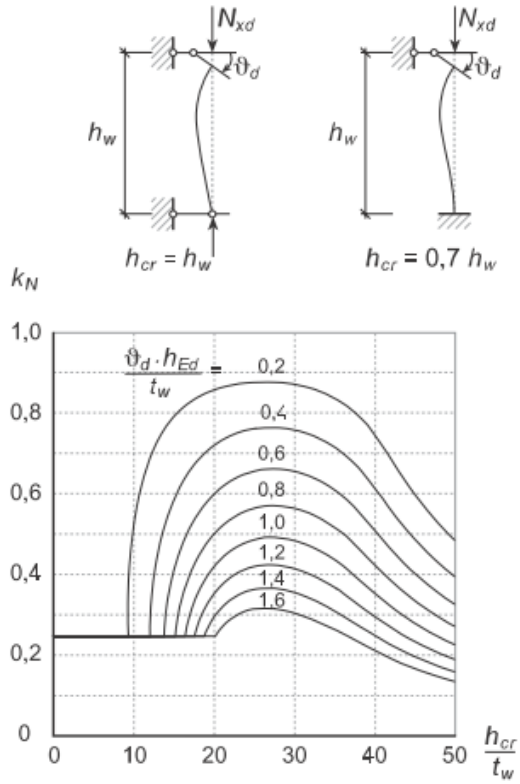


Abb. 1: Reduktion der Wandstärke mit dem k_N-Wert aufgrund der Deckenverdrehung (SIA 266, 2003).

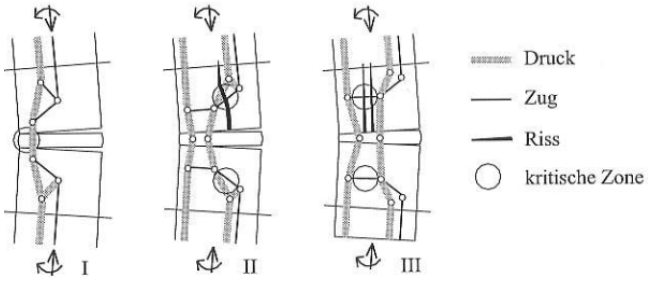


Abb. 2: Kräfteverlauf im Lagerfugenbereich bei einer Wand mit Deckenverdrehung (Zimmerli et al., 1999).

Eine genauere Bemessung für die Reduktion bei Schubwänden, wie in SIA V177 (1995) dargestellt, ist von Hand relativ aufwändig.

2.2 Schubwiderstand von Mauerwerkswänden

Die Mauerwerksbemessung Tragsicherheit basiert in der Schweiz auf dem unteren Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie und erfolgt mittels Spannungsfeldern.

Vereinfacht wird davon ausgegangen, dass über der Mauerwerkswand eine unendlich steife Decke vorhanden ist, wodurch eine Reduktion auf Stabschnittkräfte möglich ist. Dabei darf jedes Geschoss einzeln betrachtet werden.

Eine gute Annäherung an die tatsächliche Traglast wird durch die Modellierung mit geneigten und vertikalen Druckstreben erzielt.

Zur Abtragung der Horizontalkräfte sind in den Wänden genügend grosse Normalkräfte erforderlich. Die resultierenden, diagonalen Kräfte müssen innerhalb des Wandquerschnittes liegen.

Es kommen bei schubbelasteten Wänden grundsätzlich zwei Spannungsfeld-Typen zum Einsatz. Die diagonalen Felder können eine Spannung von maximal f_y aufnehmen, vertikale Felder welche Diagonalen kreuzen eine Spannung von maximal f_x-f_y. Die Neigungen der Diagonalfelder dürfen zwischen Null und dem maximalen inneren Reibungswinkel liegen.

Die Spannungsfelder können frei angeordnet werden. Auch der Anzahl ist keine Begrenzung gesetzt. Häufig reichen aber zwei Spannungsfelder um eine genügend genaue Bemessung zu erreichen.

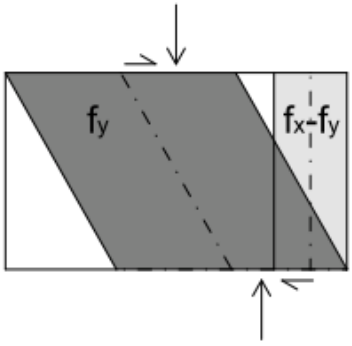


Abb. 3: Wand mit zwei Spannungsfeldern.

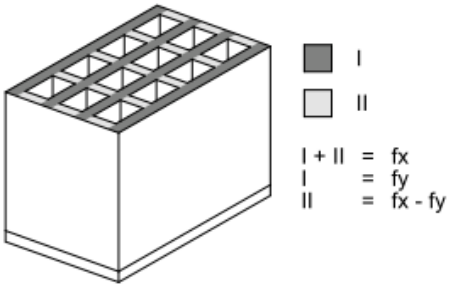


Abb. 4: Aufteilung der Steinstege in Lastabtragungsbereiche.

Bei einer reiner Normalkraftbelastung kann der ganze Mauersteinquerschnitt (f_x) für die Abtragung benutz werden. Bei einer schubbelasteten Wand muss eine Superposition des vertikalen (f_x-f_y) und des diagonalen (f_y) Spannungsfeldes gemacht werden. Die Abminderung durch die Deckenverdrehung ist dabei zu beachten.

Die Bemessungsdiagramme für Mauerwerk nach Norm SIA 266 basieren auf zwei kombinierten Spannungsfeldern und liefern Resultate, welche zum Teil grosse Reserven aufweisen. Die Diagramme sind jedoch nicht für negative Kopfmomente ausgelegt, weshalb es häufig sinnvoll ist, direkt mit Spannungsfeldern zu arbeiten.

2.3 Deformationsverhalten unter Schubeinwirkung

Mauerwerkswände weisen unter Schubbelastung ein nichtlineares Verformungsvermögen auf. Auf die Verformungsfähigkeit haben die Wandgeometrie und die Normalkraftbeanspruchung einen Einfluss. Wände mit höherer Normalkraftbeanspruchung verhalten sich steifer als solche mit einer geringen Beanspruchung, sie weisen aber ein geringeres Verformungsvermögen auf. Nach einem nahezu linearen Verlauf findet eine plastische Verformung statt.

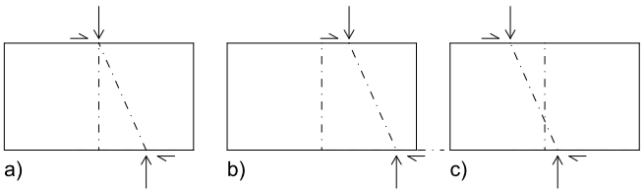


Abb. 5: Verschiedene Kopfmomente
a) Wand ohne Kopfmoment
b) Wand mit positivem Kopfmoment
c) Wand mit negativem Kopfmomente

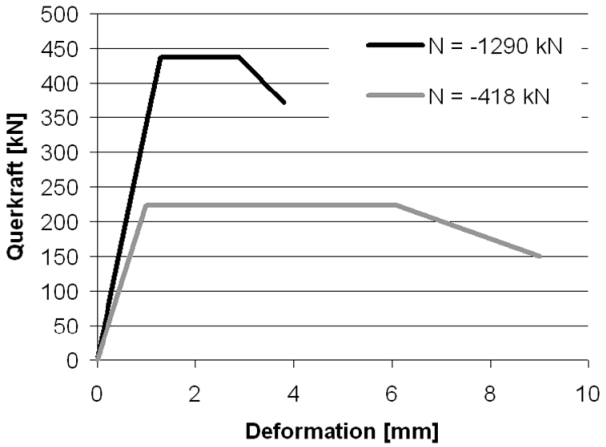


Abb. 6: Beispiel von zwei identischen Wänden mit unterschiedlichen Normalkräften unter Schubbeanspruchung.

Um das Verformungsvermögen von schubbeanspruchten Wänden zu berechnen, wurden verschiedene Versuche ausgewertet und daraus eine einfache Abschätzung erstellt. Folgende Parameter gehen in die Berechnung ein, welche die Wandkopfschiefstellung abschätzt:

– $\eta'_{d,lw}$ = Normalkraftauslastung
– β = Faktor zur Berücksichtigung der Wandgeometrie (umso höher der Wert umso grösser das Verhältnis h/l)

Der aus dem Produkt der Wandkopfschiefstellung und der Wandhöhe ermittelte Wert stellt das maximale Verformungsvermögen des elastischen und plastischen Anteils dar.

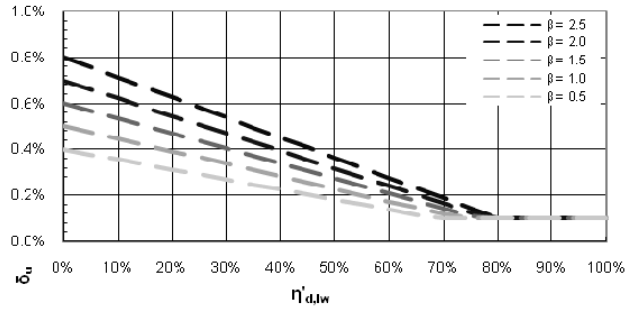


Abb. 7: Abschätzung Wandkopfschiefstellung δ_u.

3 MODELLIERUNG VON GEBÄUDEN

Durch die Verwendung eines dreidimensionalen Modelles ergeben sich interessante Möglichkeiten. Es wirken nicht mehr nur die einzelnen Wände sondern Wandgruppen, bei welcher Wände durch plastische Verformung Horizontalkräfte durch die Decke auf andere Wände umlagern können. Die Beachtung der Deckensteifigkeiten kann sich durch die entstehende

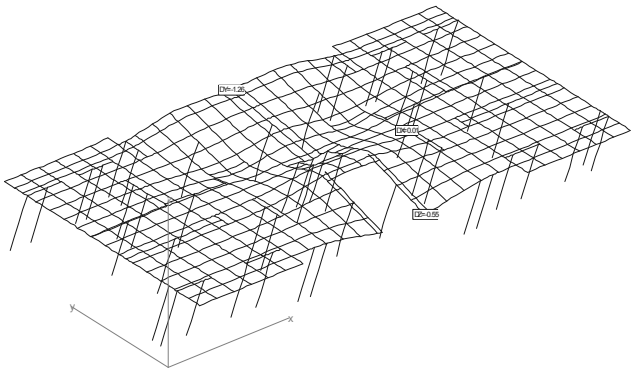


Abb. 8: Deckenverformungen dargestellt durch Deckenrost.

Rahmenwirkung positiv auf die Wandkopfmomente bzw. deren Schubwiderstand auswirken.

Die Wände werden mit Stäben modelliert. Dadurch kann der Nachweis mit Spannungsfeldern geführt werden. Stäbe haben die weiteren Vorteile, dass der Rechenaufwand gegenüber FEM stark abnimmt und dass die Resultate einfach zu interpretieren sind.

In den Deckenebenen werden die Wand-Stäbe an die horizontalen Scheiben angebunden. Diese Decken wirken in der Ebene als starre Scheibe. Durch die Aktivierung der Biegesteifigkeiten kann die Rahmenwirkung der Decken beachtet werden.

Die Erdbebenauswirkungen werden aufgrund der ersten Eigenschwingungen ermittelt. Es kommt das Ersatzkraftverfahren mit q=1.5 zum Einsatz.

Die damit ermittelten Horizontal- und Torsionskräfte können schrittweise auf das Gebäudemodell aufgebracht werden. Bei der Systemuntersuchung müssen 4 Horizontalkraft- mit 2 Torsionsmomenten kombiniert werden, wodurch sich 8 Berechnungen ergeben.

Wenn sich Wände in einem Wandsystem plastisch verformen, kann oft ein deutlich grösserer Schubwiderstand der Tragkonstruktion erreicht werden als wenn eine rein elastische Berechnung durchgeführt wird. Eine Wand, welche ihren Schubwiderstand erreicht hat kann sich je nach Situation noch weiter horizontal verformen. Dadurch haben anderen Wände die Möglichkeit, weitere Schubkräfte aufnehmen.

Gut ersichtlich ist das bei zwei gegenüberliegenden exzentrisch belasteten Wänden (Abb. 9). Die Wände haben aufgrund des Kopfmomentes richtungsabhängige Schubwiderstände (Abb. 10).

Bei einer Horizontallast von Links (Abb. 11) weist die linke Wand einen deutlich geringeren Schubwiderstand auf als die rechte.

Bei einer Horizontallast von Rechts (Abb. 12) weist die linke Wand einen deutlich höheren Schubwiderstand auf als die rechte.

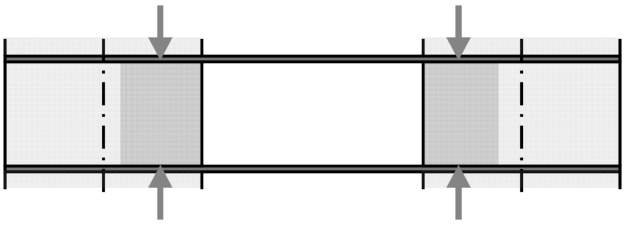


Abb. 9: Schnitt bei exzentrisch belasteten Wänden.

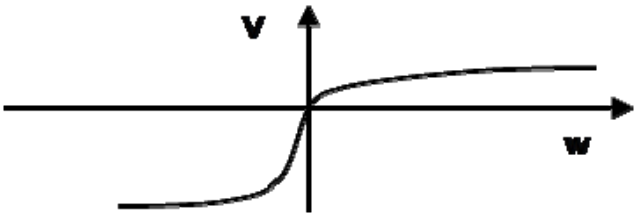


Abb. 10: Richtungsabhängiger Schubwiderstand aufgrund des Kopfmomentes.

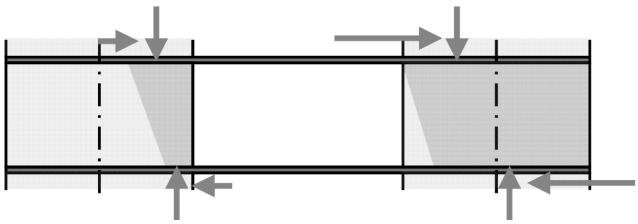


Abb. 11: Horizontallastaufteilung bei einer Last von Links.

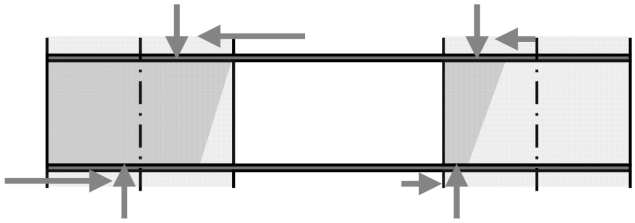


Abb. 12: Horizontallastaufteilung bei einer Last von Rechts.

Berücksichtigt man für die Wände den jeweils tieferen, richtungsabhängigen Widerstand, wird der Schubwiderstand des Wandsystems deutlich unterschätzt. Aus diesem Grund werden bei der Berechnung 4 Richtungen (+x, -x, +y, -y) berücksichtigt.

Des Weiteren sind nicht direkt abgestützte Wände mit der Deckensteifigkeit und mit dem Einsatz von Überzügen möglich. Die Rahmenwirkung der Decken kann rechnerisch simuliert werden. Eine Beachtung der Rahmenwirkung von Lochfassaden wäre durch Unter- und Überzüge modellierbar, ist aber aufgrund der konstruktiven Ausbildung und des teilweise kritischen Verhaltens genau zu überprüfen.

4 BEMESSUNGSPROGRAMM PROMUR

Das in die Programme der Firma CUBUS integrierte Modul ermöglicht eine weitgehend automatisierte Durchführung einer solchen Pushover-Analyse von Mauerwerksgebäuden. Es werden verformungsbasierte Bemessungen durchgeführt und die Resultate aus normativen Anforderungen kräftebasiert ausgeben. Als Ersatzsystem für das durch Geschossdecken, Wände und Stützen definierte Gebäude wird ein 3-dimensionales Stabtragwerk erzeugt. Die Geschossdecken werden dabei als in der Ebene starre Scheiben betrachtet. Die aus der Biegesteifigkeit der Geschossdecken resultierende Rahmenwirkung kann wahlweise berücksichtigt werden. Ein Stabmodell ist nicht nur wesentlich übersichtlicher und schneller in der Berechnung als ein aus Schalenelementen bestehendes FE-Modell, sondern ermöglicht zudem die Anwendung von überlagerten Spannungsfeldern entsprechend der Norm SIA 266 für den Nachweis der Tragsicherheit in den Mauerwerkswänden.

Die Erdbebenauswirkungen werden aufgrund der ersten Eigenschwingung ermittelt. Diese werden schrittweise aufgebracht. Falls eine Wand ihren Tragwiderstand erreicht hat, wird im System ein plastisches Schubgelenk eingeführt. Die plastische Verformungsfähigkeit wird mit einem einfachen Ansatz unter Berücksichtigung der Normalkraftausnutzung und der Wandgeometrie abgeschätzt. Wandschnittkräfte, Spannungsfelder und plastische Verformungen können in jedem Berechnungsschritt in jeder Wand kontrolliert werden.

4.1 3d-Gebäudemodellierung

Das dreidimensionale Gebäude wird durch die Decken und vertikalen Elemente wie Wände und Stützen definiert. Dabei werden die einzelnen Materialien festgelegt. Im Anschluss wird daraus automatisch ein Stabwerksmodell erstellt, mit welchem die Mauerwerksnachweise geführt werden. Vorgängig werden die Modellierungseigenschaften eingestellt. Diese beinhalten unter anderem den Faktor für die Wandsteifigkeiten, falls die Deckenrahmenwirkung beachtet wird dessen Steifigkeitsfaktor, und den Vergrösserungsfaktor für die Deckenverdrehungen aufgrund des Kriechens und Reissens.

4.2 Bemessungsablauf

Am Stabmodell werden aufgrund der ersten Eigenschwingung pro Richtung die Erdbebenauswirkungen ermittelt, welche die Horizontalkräfte und die Torsionskräfte beinhaltet. Um die vielfach vorhandene Richtungsabhängigkeit des Tragwiderstands des Gesamtsystems zu berücksichtigen, werden die Erdbebenauswirkungen in x- und y-Richtung jeweils mit beiden Vorzeichen aufgebracht und mit der ebenfalls in beiden Richtungen aufgebrachten Torsion aus un-

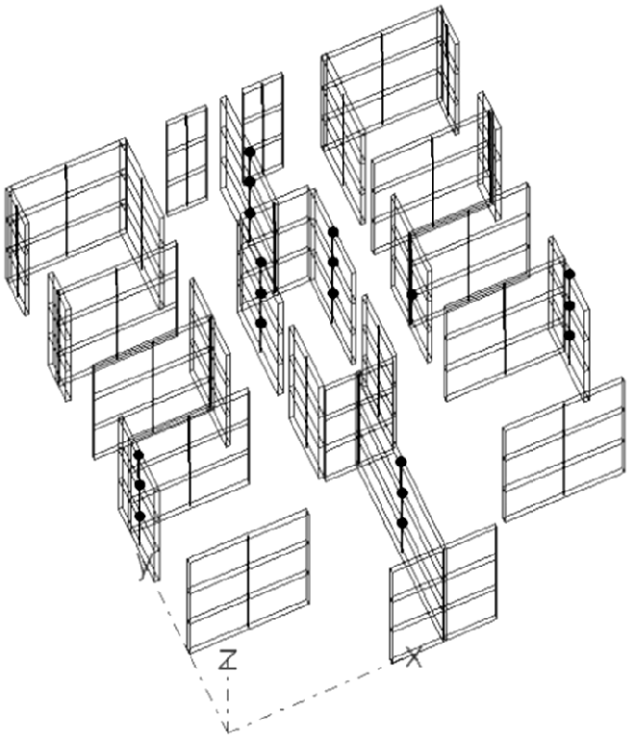


Abb. 13: Plastifizierte Wände mit Schubgelenken.

geplanter Exzentrizität überlagert, wodurch sich insgesamt 8 Lastfälle ergeben.

Zu Beginn der Bemessung werden im Grundzustand die Schwerelasten aufgebracht. Dabei wird das Verhalten der Mauerwerkswände überprüft. Anschliessend wird mit der Pushover-Analyse begonnen, indem die Erdbebenkräfte langsam das System belasten.

Durch das gleichzeitige Führen aller Mauerwerksnachweise wird ersichtlich, welche Wand als erstes ihren Schubwiderstand erreicht hat. Es wird bei dessen Wandkopf ein Schubgelenk eingeführt und die Erdbebenbelastung weiter gesteigert. Dabei lagert die bereits plastifizierte Wand die weiteren Kräfte auf die umliegenden Wände um. Bei einer Änderung des Kopfmomentes einer plastifizierten Wand kann sich der Schubwiderstand ändern. Dies wird automatisch berücksichtigt. Die Erdbebenlast wird weiter gesteigert, bis eines der Abbruchkriterien dies stoppt. Folgende können Abbruchkriterien sein: Das Gebäude hat die maximale Schiefstellung erreicht; eine Mauerwerkswand hat ihr maximales Deformationsvermögen erreicht; es kann nicht weiter Umgelagert werden weil alle Wände in einem Geschoss plastifiziert sind. Dadurch ist der rechnerische Tragwiderstand des Gesamtsystems erreicht.

Die Erdbebenauswirkungen werden nicht wie bei einer klassischen verformungsbasierten Berechnungsmethode aufgrund des nichtlinearen Verhaltens

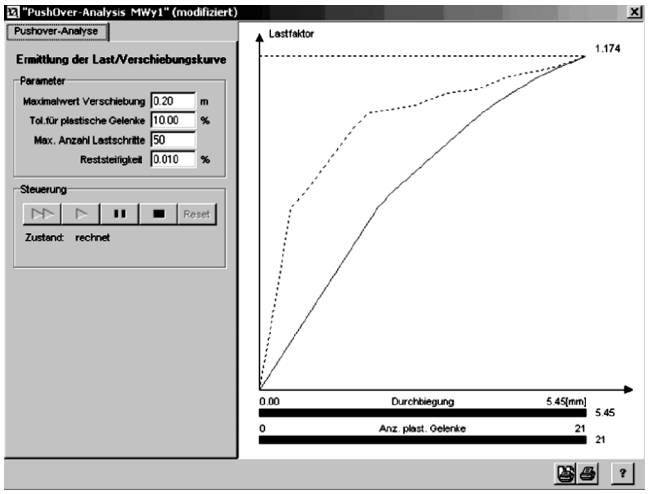


Abb. 14: Gebäudeverformung bei einer Pushover-Analyse.

abgemindert sondern werden mit Hilfe des Ersatzkraftverfahrens und einem q-Wert von 1.5 ermittelt.

Bei jeder Laststufe kann die Reaktion des Gebäudes nachvollzogen werden. Eine Generierung der Resultate ist einfach möglich.

Die neue Software für die Pushover-Analyse von Mauerwerksgebäuden ermöglicht eine wesentlich bessere rechnerische Ausnutzung des tatsächlich vorhandenen Erdbebenwiderstands von Gebäuden als die konventionelle linear-elastische Berechnung.

4.3 Vorteile und Nutzen für die Praxis

Weitere Informationen zum Programm sind unter www.promur.ch erhältlich. Die wichtigsten Programmvorteile sind:

- Gute Übersicht durch dreidimensionale Modellierung des Gebäudes mit integrierter Erdbebenlastaufteilung.
- Berechnungen entsprechen der Norm SIA 266 für den Tragsicherheitsnachweis von Backsteinmauerwerk.
- Automatische Nachweisführung der Tragsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit.
- Zeitersparnis gegenüber Handrechnungen bis 50%.
- Optimiert die Gebäudekonstruktion unter Ausnützung des vollen Potenzials von Backsteinmauerwerk.
- Nachvollziehbares Tragverhalten des Gebäudes.
- Das Modul Promur basiert auf bekannten und bewährten Statik-Programmen.
- Berechnungen in Kombination mit Betonwänden.
- Nachkalkulation (Nachweis) bestehender Gebäude.

Durch den Einsatz des Programmes können die für die Erdbebensicherheit erforderlichen Betonwände gegenüber einer linear-elastischen Bemessung deutlich reduziert werden.

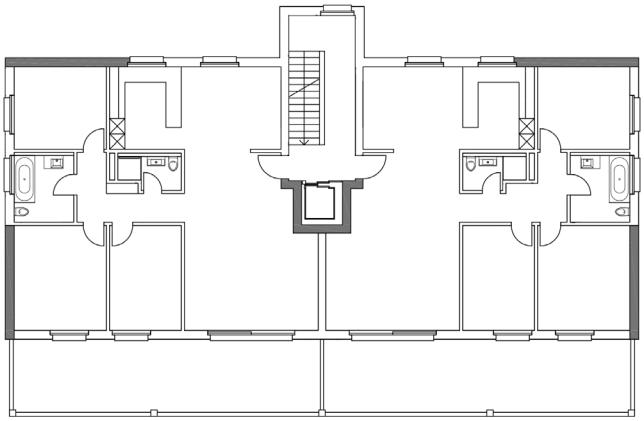


Abb. 15: Erforderliche Betonwände ohne Promur grau eingefärbt.

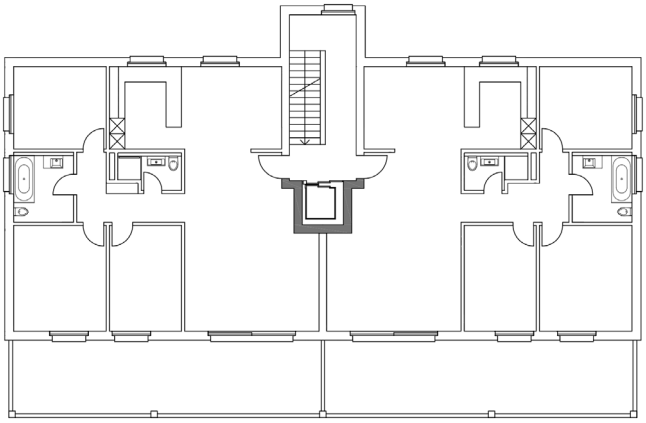


Abb. 16: Erforderliche Betonwände mit Promur grau eingefärbt.

5 LITERATUR

Zimmerli B., Schwartz J., Schwegler G. (1999), Mauerwerk – Bemessung und Konstruktion, Birkhäuser Verlag, Basel.

SIA V177 (1995), Mauerwek, Empfehlung SIA, Zürich.

SIA 266 (2003), Mauerwerk, Norm SIA, Zürich.

ESECMaSE – Ergebnisse des Europäischen Forschungsvorhabens zum Tragverhalten von Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkung

Ekkehard Fehling, Jochen Stürz
Universität Kassel, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Massivbau

1 EINLEITUNG

Das europäische Forschungsvorhaben Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe – kurz ESECMaSE – wurde vom Herbst 2004 bis zum Herbst 2008 unter der technischen Leitung des erstgenannten Autors von 26 europäischen Forschungseinrichtungen, Industrieverbänden und produzierendem Gewerbe bearbeitet. Ziel dieses Forschungsvorhabens war es, das Verständnis für das Schubtragverhalten von Mauerwerk zu erweitern, neue Standardversuche für die Schubtragfähigkeit von Mauerwerk zu erarbeiten und einen neuen Ansatz für die Bemessung von Mauerwerkswänden zu formulieren.

Auf Grund des Umfangs des Projektes wurden die unterschiedlichen experimentellen Arbeiten von Untersuchungen an einzelnen Steinen bis hin zum gemauerten Gebäude im Maßstab 1:1 auf die mitwirkenden Forschungseinrichtungen verteilt.

Abb. 1: Modell des Versuchskörpers einer Reihenhaushälfte

So wurden Kleinversuche an der TNO in Delft, Rütteltischversuche an der NTU in Athen, ein Großversuch am JRC in Ispra (siehe Abbildung 1), und statisch-zyklische und pseudo-dynamische Wandversuche an der Universität Kassel, der TU München und an der Universität Pavia durchgeführt.

Die Ergebnisse aller durchgeführten Versuche liegen nun vor und finden bereits Eingang in die neue Normengeneration der Mauerwerks- und Erdbebenbemessung.

Der Beitrag soll das Forschungsvorhaben vorstellen und einen Überblick über die durchgeführten Untersuchungen sowie Ergebnisse liefern.

2 NUMERISCHE UNTERSUCHUNGEN

Zu Beginn des Forschungsvorhabens wurden verschiedene Fragestellungen theoretisch mit Hilfe der Methode der finiten Elemente untersucht.

So wurde untersucht, wie Hochlochziegel und Kalksandsteine optimiert werden können, um deren Trag- und Verformungsverhalten unter Horizontalbeanspruchung zu verbessern ohne dabei die anderen Eigenschaften der Steine zu verschlechtern. Abbildung 2 zeigt beispielhaft die Untersuchungen für einen Ansatz zur Optimierung des Lochbildes von Hochlochziegeln durch Anordnung längs durchgehender Stege. Auf Grundlage dieser Untersuchungen wurden optimierte Hochlochziegel und Kalksandsteine in kleinen Chargen produziert, um die Qualität der Optimierung in Versuchen validieren zu können.

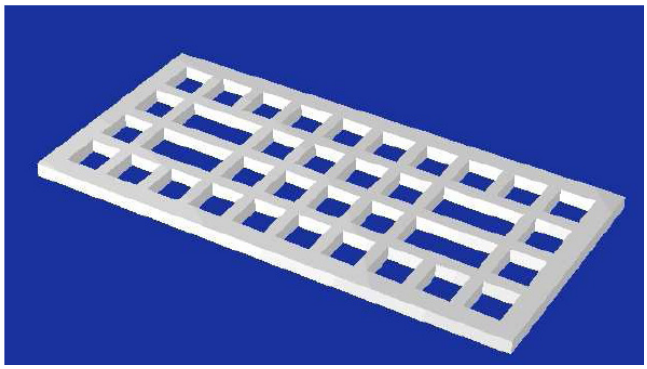


Abb. 2: Optimierung des Lochbildes von Hochlochziegeln hinsichtlich ihrer Horizontaltragfähigkeit

Weiterhin wurden räumliche Finite Element Modelle eines Reihenhauses (siehe Abbildung 3) und eines Mehrfamilienhauses an der Universität Kassel und der Technischen Universität München entwickelt, um die Spannungszustände in den relevanten Schubwänden und damit auch die Randbedingungen der Wände näher unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens zu untersuchen. Eine Parameterstudie zum Einfluss unterschiedlicher Wandlängen der Hauptschubwände wurde durchgeführt. Hiermit konnten die unterschiedlichen Spannungszustände am Wandkopf und Wandfuß in Abhängigkeit von der Wandlänge näher betrachtet und für die folgenden Untersuchungen ausgewertet werden.

An der Technischen Universität Darmstadt wurde eine Parameterstudie zum Einfluss der Wand- und Steingeometrie auf die Horizontaltragfähigkeit einer gemauerten Wandscheibe durchgeführt.

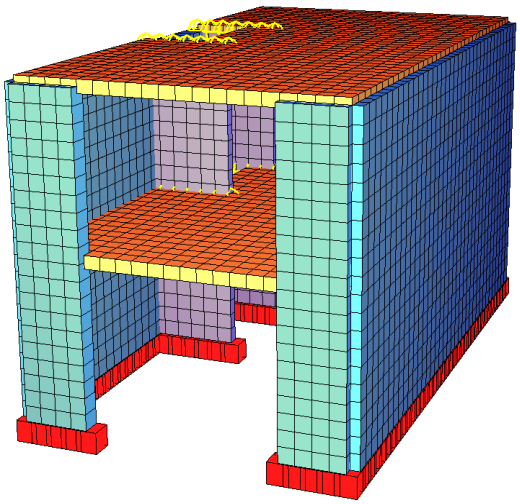


Abb. 3: FE-Modell des Reihenhauses

In Abbildung 4 sind die Ergebnisse dieser Parameterstudie normiert dargestellt. Hierbei sind:

N	Normalkraft
V	Schubkraft
l	Länge der Wand
h	Höhe der Wand
t	Dicke der Wand
h_{st}	Höhe der verwendeten Steine
f	überdrückte Länge
λ_v	$\psi \cdot h/l$ mit $\psi = 0.5$ für volle Einspannung
ü	Überbindemaß

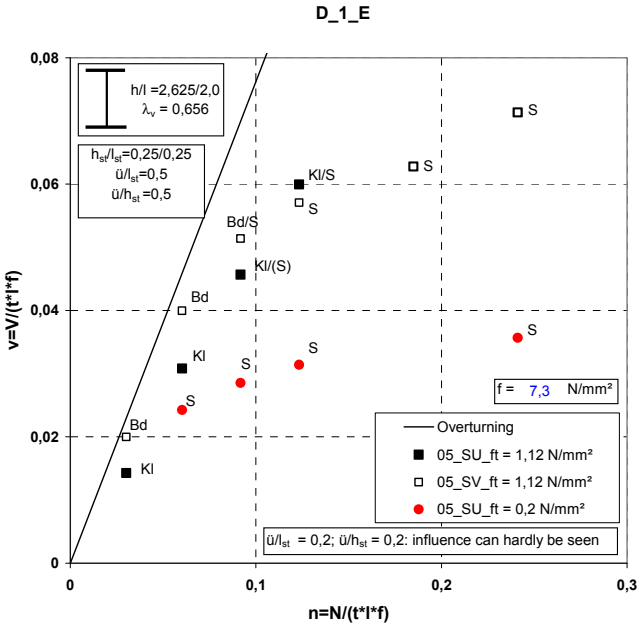


Abb. 4: Ergebnisse der Parameterstudie

3 NORMATIVE UNTERSUCHUNGEN

Zur Einarbeitung in die Normung der Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden wurden internationale Normen (Eurocode, DIN, SIA und die Kanadische Norm) mit einander verglichen. In Abbildung 5 ist der Vergleich der normativen Regelwerke grafisch aufgearbeitet. Hierbei finden sich grundsätzliche Unterschiede in der Anwendung der Elastizitäts- bzw. Plastizitätstheorie.

Auf Grundlage dieser Voruntersuchungen und der anschließenden erläuterten Versuche wurde ein neues Nachweisverfahren entwickelt, welches in die neue DIN 1053-13 Eingang findet.

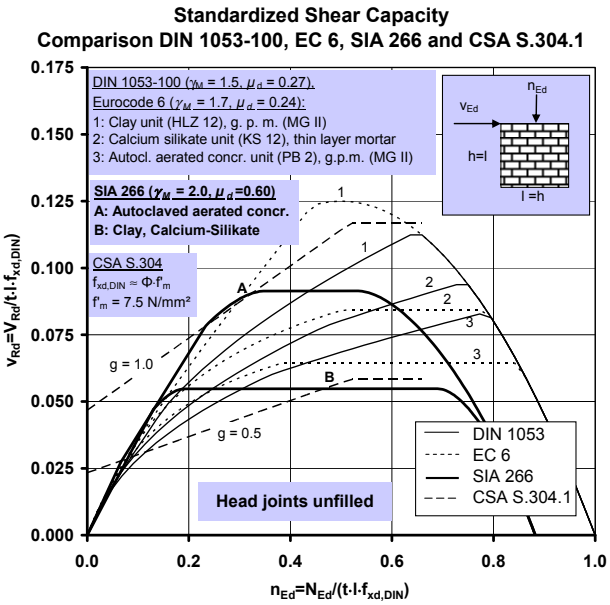


Abb. 5: Vergleich der rechnerischen Schubtragfähigkeit nach verschiedenen Normen

4 VERSUCHE DES FORSCHUNGSVORHABENS

4.1 Wandversuche

Für die Versuche an gemauerten Wandscheiben unter realistischen Randbedingungen wurden an der Universität in Kassel, der Technischen Universität in München und der Universität in Pavia (Italien) Versuchsstände aufgebaut. In diesen Versuchständen wurden jeweils zwei hydraulische Vertikalzylinder eingebaut, um unter konstanter Vertikalkraft die Verdrehung oder das Biegemoment am Wandkopf steuern zu können. Um versuchsbedingte Abweichungen der drei Versuchseinrichtungen zu minimieren, wurden Vergleichsversuche durchgeführt, die gute Übereinstimmungen zeigten.

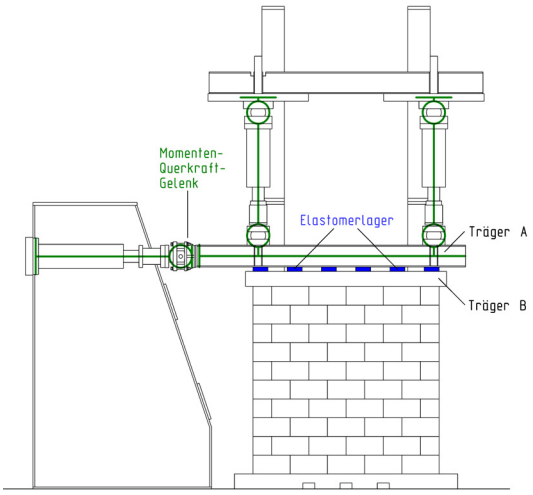


Abb. 6: statisches System des Versuchsaufbaus der Universität Kassel

Insgesamt wurden in diesen drei Versuchseinrichtungen 47 statisch-zyklische und 20 pseudo-dynamische Wandversuche durchgeführt. Die statisch-zyklischen Versuche wurden auf alle drei Universitäten verteilt und dazu genutzt den Einfluss der optimierten Steine, der Wandgeometrie, der Ausnutzung unter Längsdruck und der unterschiedlichen Steinarten auf das Trag- und Verformungsverhalten der Wände zu untersuchen. Abbildung 6 zeigt das statische System des Versuchsaufbaus in Kassel, Abbildung 7 den Versuchsaufbau in Pavia.

Abb. 7: Versucheinrichtung der Universität Pavia

Bei den acht an der Universität Kassel durchgeführten pseudo-dynamischen Versuchen wurde der gleiche Versuchsaufbau wie bei den statisch-zyklischen Wandversuchen verwendet und das Gesamtgebäude des Reihenhauses (Grundriss siehe Abbildung 8) als Einmassenschwinger im Rechner simuliert.

An der Technischen Universität München wurden 12 weitere pseudo-dynamische Wandversuche an zwei- und dreistöckigen Gesamtstrukturen durchgeführt. Hierbei wurde die Hauptschubwand im ersten Stock –wie bei den Versuchen in Kassel – als experimentelle Substruktur untersucht, während der Rest der Struktur an einem dreidimensionalen nichtlinearen Finite-Elemente-Modell berechnet wurde.

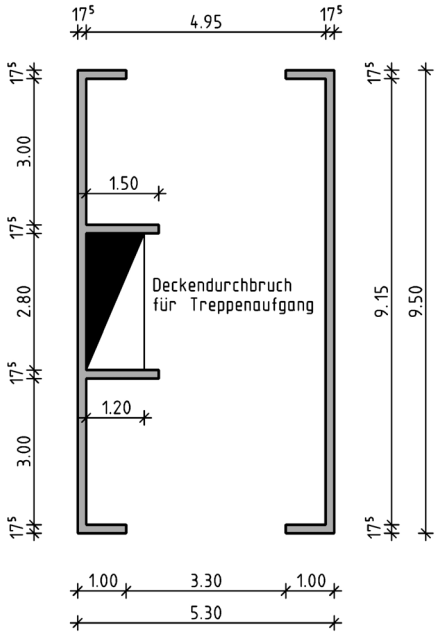


Abb. 8: Grundriss des untersuchten Reihenhauses

Um alle Wandversuche hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit vergleichen zu können, wurde von Stürz (2009) ein Wandkoeffizient k_w und eine normierte Schubtragfähigkeit τ' eingeführt.

$$k_w = \alpha \cdot \left(\frac{l}{h}\right) \tag{1}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_v}{f_k} \tag{2}$$

$$\tau' = \frac{H}{f_k \cdot A_w} \tag{3}$$

mit:
σ_v = Normalspannung durch die vertikale Auflast
f_k = Druckfestigkeit des Mauerwerks
H = maximale Horizontalkraft
A_w = Aufstandsfläche der Wandscheibe

Abbildung 9 verdeutlicht den nichtlinearen Zusammenhang zwischen Wandkoeffizient k_w und Tragfähigkeit der Wandscheibe für die verschiedenen Mauerwerksarten Hochlochziegel, Kalksandstein, Porenbeton und Leichtbeton. Weiterhin lässt die Darstellung für wachsende Wandkoeffizienten eine größere Streubreite erkennen.

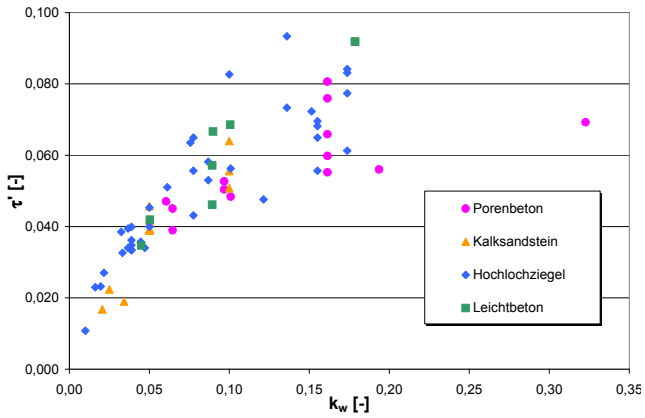


Abb. 9: Vergleich der normierten Tragfähigkeit in Abhängigkeit vom Wandkoeffizienten k_w

Um eine Verformungsfähigkeit der Wände aus den Versuchen ableiten zu können, wurden die Wandversuche den Versagensarten Kippen, Gleiten und Schubversagen zugeordnet und die Kopfverformungen der Wandlänge gegenüber gestellt. Abbildung 10 zeigt sowohl die Ergebnisse der einzelnen Versuche als auch einen Berechnungsansatz in Anlehnung an Eurocode 8, Teil 3.

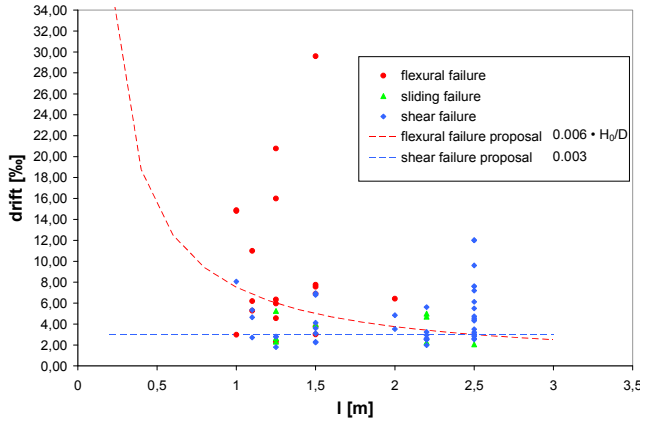


Abb. 10: Vergleich der Verformbarkeit der Wände in Abhängigkeit von der Wandlänge

Der Versagensart Gleiten wurde hierbei in den Ansatz für Schubversagen einbezogen, da Gleiten fast ausschließlich als Sekundärversagen zu einer anderen Versagensform auftritt.

4.2 Rütteltischversuche

Um die Versuchergebnis der statisch-zyklischen und pseudo-dynamischen Versuchsergebnisse bestätigen zu können, wurden an der NTU von Athen Rütteltischversuche durchgeführt. Hierzu wurden sieben zweistöckige Probekörper aus Hochlochziegeln, Kalksandsteinen und Leichtbetonsteinen (siehe Abbildung 11) hergestellt und untersucht.

Abb. 11: Versuchskörper auf dem Rütteltisch der National Technical University of Athen

4.3 Pseudo-dynamischer Großversuch an einem Reihenhaus

Pseudo-dynamische Tests an zwei Reihenhaushälften (Grundriss siehe Abbildung 8) wurden am Joint Research Center (JRC) der Europäischen Union in Ispra (Italien) durchgeführt. Hierbei wurde die eine Haushälfte aus Hochlochziegeln, die andere aus Kalksandsteinen hergestellt. Beide Versuchskörper wurden unter sonst identischen Randbedingungen getestet. Abbildung 1 zeigt die Ansicht des Versuchskörpers aus Hochlochziegeln während der Einrichtung der Messtechnik.

Beide Reihenhaushälften verhielten sich im Versuch sehr ähnlich und hielten einer maximalen Bodenbeschleunigung von 0,20 · g stand. Abbildung 12 zeigt die Horizontaltragfähigkeit des Versuchskörpers aus Kalksandsteinen. Dieser zeigte in der schwachen Richtung eine Tragfähigkeit von etwa 140 kN und in der starken Richtung von etwa 180 kN.

Dies ist mehr, als man von den Wandversuchen mit voller Einspannung am Wandkopf hätte erwarten können.

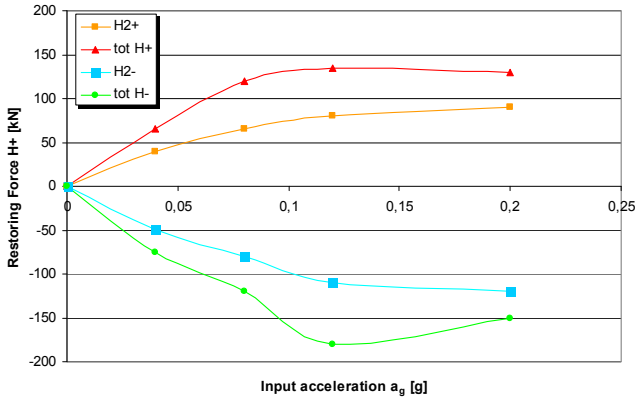


Abb. 12: Tragfähigkeit des Gebäudes aus Kalksandstein in Abhängigkeit von der Eingangsbeschleunigung

5 ERGEBNISSE DES FORSCHUNGSVORHABENS

5.1 Schubtragfähigkeit

Auf der Grundlage des Forschungsvorhabens hat Kranzler in Kranzler (2008) ein neues Bemessungskonzept vorgelegt, welches Eingang in die neue DIN 1053-13 findet. Hierzu nutzte er sowohl seine theoretischen Untersuchungen innerhalb des Projektes als auch die Ergebnisse der Versuche, um die theoretischen Ergebnisse zu validieren.

5.2 Verhaltensbeiwert

Die an der Universität Kassel durchgeführten Wandversuche wurden dazu genutzt Verhaltensbeiwerte zu ermitteln. Hierbei wurden die in den Versuchen ermittelten Ergebnisse einer linear elastischen Berechnung gegenüber gestellt und der Quotient aus beiden Maximalwerten gebildet. Abbildung 13 veranschaulicht den Unterschied zwischen linear elastischem Verhalten (rechnerisch) und dem Verhalten im Versuch.
Hieraus wurde folgender Ansatz für den q-Faktor abgeleitet:
Für unbewehrtes Mauerwerk kann ein Verhaltensfaktor q = 1,5 unter folgendem Längen- zu Höhenverhältnis angesetzt werden.

$$h / l \leq 1.0$$

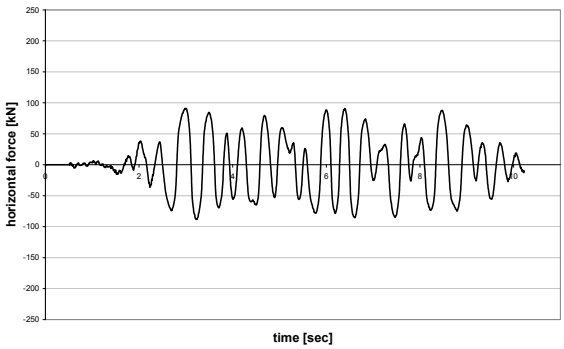
Für alle Längenverhätnisse

$$h / l \geq 1.6$$

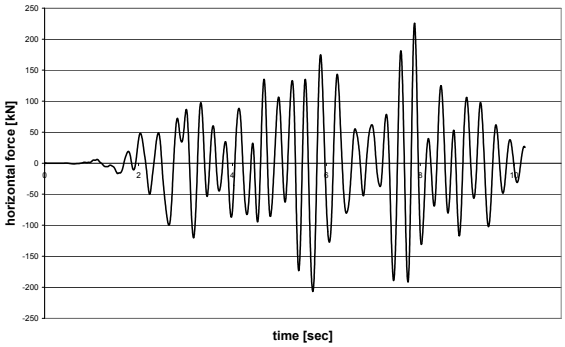
kann der Verhaltensfaktor mit q = 2.0 angesetzt werden, wenn die Wand die folgende Ausnutzung in vertikaler Richtung nicht überschreitet.

$$\alpha = \sigma_k / f_k \leq 0.15$$

Eine lineare Interpolation für die geometrischen Verhältnisse ist hier möglich.



a)



b)

Abb. 13: Kraft-Zeit-Verlauf einer 2,50 m langen Wand aus Porenbeton bei einer Beschleunigung von 0,28 g
a) Versuch b) linear elastisch

5.3 Tragreserven

Die in den Versuchen an vollmaßstäblichen Reihenhausmodellen in Ispra ermittelten Schubkräfte zeigen eine Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber den mit üblichen und verfeinerten Modellen ermittelten rechnerischen Werten (siehe Butenweg et al. (2008)).

Um derartige Effekte vereinfacht zu erfassen, kann ein Tragfestigkeitserhöhungsfaktor in Anlehnung an Eurocode 8 angesetzt werden. Dieser ist dort als Verhältnis α_u/α_1 der Horizontalkraft bei Erreichen des letzten Fließgelenks in Relation zur Kraft bei Auftreten des ersten Fließgelenks definiert. Es bestehen jedoch Schwierigkeiten, derartige Werte für Mauerwerksgebäude allgemein anzugeben.

Die Arbeiten des zweitgenannten Verfassers (siehe Stürz (2009)) zeigen jedoch einen Weg auf, die tatsächlichen Tragfähigkeitswerte zu ermitteln. Dabei werden insbesondere

– der Einfluss möglicher Einspannungen der Wände in die Decken,
– die Normalkraftumlagerung zwischen einzelnen Wänden infolge des beobachteten „Wachsens“ bei Kippbewegung sowie
– die Verformungskapazität je nach Versagensart

berücksichtigt.

In Tabelle 1 sind die rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten aus Butenweg et al. (2008) (Modell I – normative Berechnung und Modell II – verformungsbasierte Berechnungen) und das Modell von Stürz (2009) (Modell III) den Versuchsergebnissen gegenüber gestellt.

	Versuch	Modell I	Modell II	Modell III
+ Richtung	260 [kN]	117 [kN]	234 [kN]	290 [kN]
- Richtung	360 [kN]	117 [kN]	234 [kN]	342 [kN]

Tabelle 1: Vergleich der rechnerischen Tragfähigkeiten mit den Versuchergebnissen

6 LITERATUR

Butenweg, C. & Gellert, C. & Kranzler, T. (2008) Pseudodynamische Versuche an Reihenmittelhäusern – Vergleich mit aktuellen Berechnungsansätzen, Heft Mauerwerk 6/08, Verlag Ernst & Sohn.

Fehling, E. & Stürz, J. (2005) Theoretical Investigation on Stress States of Masonry Structures Subjected to Static and Dynamic Shear Loads (Lateral Loads), Analysis of Terraced House, Technical report of the collective research project ESECMaSE.

Fehling, E. & Stürz, J.(2008a), Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads, Technical report of the collective research project ESECMaSE.

Fehling, E. & Stürz, J. & Aldoghaim, E. (2008b), Test results on the earthquake resistance on improved masonry materials by pseudo dynamic tests, Technical report of the collective research project ESECMaSE.

Fehling, E. & Stürz, J. (2008c) Ergänzende Wandversuche zum Forschungsvorhaben ESECMaSE, Forschungsbericht, Universität Kassel.

Fehling, E. & Stürz, J. (2008d), Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Porenbetonwandscheiben, Forschungsbericht, Universität Kassel.

Kranzler, T (2008) Tragfähigkeit überwiegend horizontal beanspruchter Aussteifungsscheiben aus unbewehrtem Mauerwerk, Dissertation, TU Darmstadt.

Magenes, G. & Morandi, P. & Penna, A. (2008) Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads, Technical report of the collective research project ESECMaSE.

Stürz, J. (2009), Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens von schubbeanspruchten Mauerwerkswänden infolge der Interaktion innerhalb der Gebäudestruktur, Dissertation (in Bearbeitung), Universität Kassel.

Zilch, K. & Finck, W. & Grabowski, S. & Schermer, D. & Scheufler, W. (2008a), Test results on the behaviour of masonry under static in plane lateral loads, Technical report of the collective research project ESECMaSE.

Zilch, K. & Finck, W. & Grabowski, S. & Schermer, D. & Scheufler, W. (2008b) Test results on the earthquake resistance on improved masonry materials by pseudo dynamic tests, Technical report of the collective research project ESECMaSE.

www.esecmase.org

Nichtlinearer Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten

Christoph Gellert und Christoph Butenweg
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University

1 EINLEITUNG

Der Erdbebennachweis von traditionellen Mauerwerksbauten ist in vielen Ländern Europas auf Grund höherer normativer Erdbebeneinwirkungen in Kombination mit einem linear elastischen Bemessungskonzept nicht mehr möglich.

Dies war der Auslöser dafür, das Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung in zahlreichen nationalen und europäischen Forschungsprojekten näher zu untersuchen und Tragwerksreserven durch experimentelle Untersuchungen auf Wand- und Gebäudeebene aufzuzeigen. Neben den experimentellen Untersuchungen wurden auch neue verformungsbasierte Nachweisverfahren entwickelt, mit denen die Tragwerksreserven wesentlich besser als mit dem traditionellen kraftbasierten Nachweis ausgenutzt werden können. Grundlage für die Anwendung dieser Verfahren ist die Kenntnis der Last-Verformungskurven für die einzelnen Schubwände, deren Bestimmung nicht trivial ist. Dies ist der wesentliche Grund dafür, dass die verformungsbasierten Verfahren aktuell noch wenig eingesetzt werden, obwohl sie bereits fester Bestandteil in den aktuellen europäischen Normen sind.

Im Folgenden wird ein im Rahmen mehrjähriger Forschungsarbeiten entwickeltes verformungsbasiertes Nachweisverfahren für Mauerwerksbauten vorgestellt. Das Nachweisverfahren wurde programmtechnisch umgesetzt, und ist bei Berücksichtigung aller normativen Anforderungen auch für die Praxis einfach anwendbar. Anhand einer prototypischen Anwendung an einem typischen Reihenendhaus in Ziegelbauweise wird das Verfahren durch die Landesbauaufsicht für die Zulassung geprüft. Ein Kernpunkt der Umsetzung ist die Approximation der nichtlinearen Wandkapazitätskurven auf Grundlage einer systematischen Auswertung von zyklischen Schubwandversuchen aus aktuellen nationalen und europäischen Forschungsvorhaben. Die Approximation basiert auf einer Parametrisierung der Kurven unter den Aspekten Anfangssteifigkeit, Verformungsfähigkeit und Tragfähigkeit. Die Parameter werden in Abhängigkeit von der vorherrschenden Bruchform unter Verwendung analytischer und empirischer Ansätze bestimmt.

2 NACHWEISKONZEPT

Der verformungsbasierte Nachweis basiert nicht mehr auf dem Vergleich von einwirkenden und aufnehmbaren Kräften, sondern nutzt die Verformungsfähigkeit von Bauwerken im nichtlinearen Bereich aus. Grundlage des Nachweises ist die nichtlineare Verformungskurve des Bauwerks, die mit einer statisch nichtlinearen Berechnung durch sukzessive Steigerung der Horizontalbelastung infolge Erdbeben zu bestimmen ist. Diese wird im Anschluss mittels eines äquivalenten Einmassenschwingers in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-diagramm (S_a-S_d-Diagramm) transformiert und mit dem Antwortspektrum aus der jeweiligen Erdbebennorm überlagert. Kann ein Schnittpunkt („Performance Point“) der beiden Kurven im stabilen Bereich der Kapazitätskurve ermittelt werden, so ist die Standsicherheit gewährleistet (siehe Abb. 1).

Die Bestimmung des Kurvenschnittpunktes erfolgt iterativ unter Berücksichtigung einer verformungsabhängigen effektiven Bauwerksdämpfung, die sich aus dem Anteil der viskosen Dämpfung und der äquivalenten viskosen Dämpfung infolge hysteretischen Verhaltens zusammensetzt. Zur Berechnung der verformungsabhängigen Dämpfung werden zunächst für jede Einzelwand die verformungsabhängigen Dämpfungsverläufe ermittelt, wobei der hysteretische Dämpfungsanteil aus dem Verhältnis der maximalen Dehnungsenergie zur dissipierten Energie bestimmt wird.

Mit diesen Verläufen kann zu jedem Verformungszustand des Bauwerks mittels einer Wichtung der hysteretischen Dämpfungsanteile der Einzelwände die effektive Bauwerksdämpfung bestimmt und zur Ab-

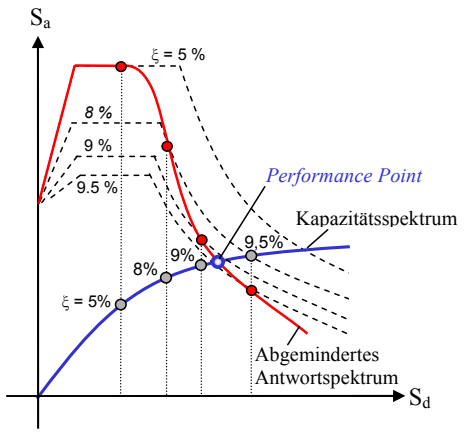


Abb. 1: Bestimmung des „Performance Points“ (Mistler, 2006).

minderung des Antwortspektrums angesetzt werden. Schneidet sich das Kapazitätsspektrum mit dem abgeminderten Antwortspektrum, so wird der Schnittpunkt als „Performance Point“ bezeichnet und der Nachweis der Standsicherheit ist erbracht (Mistler et al., 2007). Die Bestimmung des Schnittpunktes mittels dieser Vorgehensweise basiert auf der Kapazitätsspektrum-Methode, die von Freeman et al. (1975) entwickelt wurde, und seitdem insbesondere in den USA als anerkannte Methode zur Tragwerksanalyse herangezogen wird.

Das beschriebene verformungsbasiertes Bemessungskonzept auf Grundlage der Kapazitätsspektrum-Methode wurde in der Software MINEA (2009) umgesetzt.

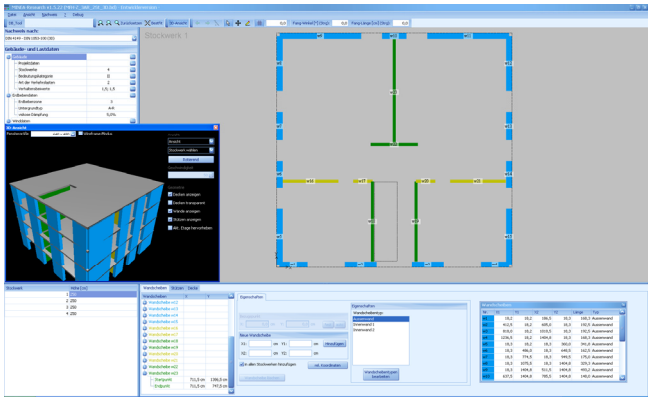


Abb. 2: Software MINEA (2009) für den verformungsbasierten Nachweis von Mauerwerksbauten.

Die für die Methode erforderlichen Last-Verformungskurven der Einzelwände sowie deren Dämpfungsverläufe können entweder aus einer dem Programm angeschlossenen Datenbank abgerufen oder vom Programm analytisch berechnet werden. In der Datenbank können für verschiedene Materialkombinationen Kurvenraster in Abhängigkeit vom Vertikallastniveau und dem Geometrieverhältnis, Wandlänge zu Wandhöhe, hinterlegt werden. Aus dieser Datengrundlage werden dann die erforderlichen Eingangsdaten der Einzelwände abgeleitet bzw. interpoliert.

Für unbewehrte Mauerwerkswände ist der Aufbau einer Datenbank nicht erforderlich. Die Last-Verformungskurven unbewehrter Mauerwerkswände werden mittels einer im Programm integrierten bilinearen Idealisierung berechnet.

3 BERECHNUNGSGRUNDLAGEN

Die Berechnung der Kapazitätskurve eines Gebäudes erfolgt aus den Kapazitätskurven der Einzelwände. Liegen Regelmäßigkeit im Aufriss, durchgehende Schubwände über alle Geschosse und schubstarre Deckenscheiben in allen Stockwerken vor, kann von einem Versagen im Erdgeschoss ausgegangen werden. In diesem Fall entspricht die Kapazitätskurve des Bauwerks weitestgehend derjenigen des Erdgeschosses und sie wird bezogen auf die Kopfpunktverschiebung des Erdgeschosses ermittelt. Für symmetrische Grundrisse mit symmetrischer Masseverteilung kann die Kapazitätskurve durch einfache Superposition der Einzelwand-Kapazitätskurven ermittelt werden. Im Fall unregelmäßiger Grundrisse oder unsymmetrischer Massenverteilungen ist die Kapazitätskurve des Erdgeschosses mit einem doppelt iterativen Berechnungsalgorithmus zu ermitteln, da sich zusätzlich Rotationen $\Delta\varphi$ und Translationen Δy senkrecht zur Belastungsrichtung einstellen.

Für Gebäude mit wenigen Geschossen ist dieses Verfahren hinreichend genau. Für die Untersuchung von Gebäuden mit vielen Stockwerken oder Unregelmäßigkeiten sollten die Steifigkeitsänderungen in allen Geschossen berücksichtigt werden und die Kapazitätskurve folglich auf die Verschiebung des Dachgeschosses bezogen werden (Gellert et al., 2008b).

4 LAST-VERFORMUNGSKURVEN DER EINZELWÄNDE

Die erforderlichen Last-Verformungskurven der Einzelwände sowie deren Dämpfungsverläufe werden durch die Auswertung zyklischer Schubwandversuche gewonnen. Da sich die experimentellen Untersuchungen aus Kostengründen auf einzelne Geometrieverhältnisse und Vertikallastniveaus beschränken, sind für die Anwendung des Verfahrens zusätzliche Betrachtungen mittels analytischer Ansätze erforderlich. Für die Berechnungen können alternativ Eingangsdaten aus experimentellen Untersuchungen oder aus analytischen Ansätzen, oder eine Kombination aus Beidem, verwendet werden. Die beiden Möglichkeiten zur Bestimmung der Eingangsdaten werden in Abschnitt 4.1 und 4.2 erläutert.

Versagenskriterien		Maximale horizontale Traglast	Endverformung	Bezeichnungen	
		[kN]	[mm]	[-]	
Biegung und Längskraft	BL	$\frac{L^2 \cdot q_0}{1{,}3 \cdot \alpha \cdot 2 \cdot H_w}\left(1-1{,}15\frac{q_0/t}{f_k}\right)$ (1)	$0{,}006 \cdot \frac{H_w^{\ 2}}{L} \cdot \alpha$	L H_W t q_0 α f_k	Wandlänge Wandhöhe Wanddicke Linienauflast Einspanngrad Mauerwerksdruckfestigkeit
Schubversagen	SS	$(0{,}5 \cdot f_{vk0} \cdot t + 0{,}4 \cdot q_0) \cdot L$ (2)	$0{,}004 \cdot H_w$ (3)	f_{vk0}	Haftscherfestigkeit
Schubversagen infolge Steinzugversagen	SZ	$0{,}045 \cdot f_k \cdot L \cdot t$ (4)	$0{,}004 \cdot H_w$ (3)	f_k	Mauerwerksdruckfestigkeit

Tabelle 1: Zusammenstellung des neuen Idealisierungsansatzes auf Grundlage der Versuche aus ESECMaSE (2009).

4.1 Auswertung experimenteller Last-Verformungskurven – Datenbankschema

Die experimentell ermittelten Last-Verformungskurven und Dämpfungskurven werden in einer Datenbank in Abhängigkeit des Auflastniveaus q_0 und des Geometrieverhältnisses L/H_w abgelegt. Aus den experimentellen Daten werden die resultierenden Last-Verformungskurven als Mittelwert der Einhüllenden im positiven und negativen Ast der Hysteresekurven sowie die resultierenden Dämpfungsverläufe bestimmt.

Die Auswertung erfolgt graphisch interaktiv mit Hilfe eines in MINEA (2009) integrierten Softwaretools. Die eingegebenen Daten werden in einer angeschlossenen Datenbank abgespeichert, auf die der Berechnungsalgorithmus im Laufe der iterativen Berechnung zugreift.

4.2 Analytischer Ansatz für Last-Verformungskurven

In Anlehnung an DIN EN 1996-EC6 (2006), DIN EN 1998-EC8 (2006) und die Richtlinien FEMA 306 (2000) und FEMA 356 (2000), deren wesentliche Inhalte in Butenweg et al. (2007) zusammengefasst werden, wird ein Ansatz gemäß Abb. 3 hergeleitet, um Steifigkeit, maximale Traglast und Endverformung von Mauerwerkswänden beliebiger Materialien und Randbedingungen zu berechnen.

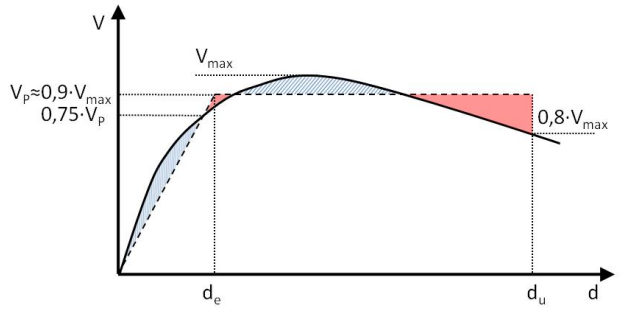


Abb. 3: Bilineare Approximation von Versuchskurven.

Die Grundlage für die Verifizierung und Kalibrierung dieses neuen Ansatzes bilden die in dem europäischen Forschungsprojekt ESECMaSE (2009) ermittelten Last- Verformungskurven von Wänden verschiedener Materialien und Randbedingungen. Hierfür wurden die Versuchsergebnisse von insgesamt fünf verschiedenen Stein- Mörtelkombinationen ausgewertet.

Durch die Kalibrierung und Überprüfung des ermittelten Ansatzes an insgesamt etwa 60 Schubwandversuchen, kann die Approximation unter Unterstellung der Vergleichbarkeit der Versuchsrandbedingungen mit den realen Randbedingungen zur Berechnung beliebiger Grundrisse und Gebäude aus unbewehrtem Mauerwerk herangezogen werden.

4.2.1 Steifigkeitsapproximation

Die Steifigkeit einer Wandscheibe wird nach der Balkentheorie unter Annahme einer vollen Einspannung am Wandkopf mit

$$K_e = \left(\frac{H_W^{\ 3}}{12EI_e} + \frac{H_W}{A_v G_m}\right)^{-1} \tag{1}$$

ermittelt. Aufgrund des nichtlinearen Verhaltens vom Mauerwerk kann diese Steifigkeit jedoch nur als Anfangssteifigkeit für vollständig ungeschädigte Querschnitte angesetzt werden.

In der bilinearen Idealisierung der Versuchskurven wird hingegen berücksichtigt, dass diese rechnerische Steifigkeit für den bereits geschädigten Querschnitt

[1] Faktor 1,3 für volle Einspannung am Wandkopf (α=0,5). 1,0 für eine freie Wandkopfverdrehung (α=1,0).
[2] Faktor 0,5 für unvermörtelte Stoßfugen. 1,0 für vermörtelte Stoßfugen.
[3] $0{,}003 \cdot H_W$ für mittlere Normalspannung $\sigma_0 > 0{,}15 \cdot f_k$.
[4] Faktor 0,045 für unvermörtelte Stoßfugen. 0,065 für vermörtelte Stoßfugen.

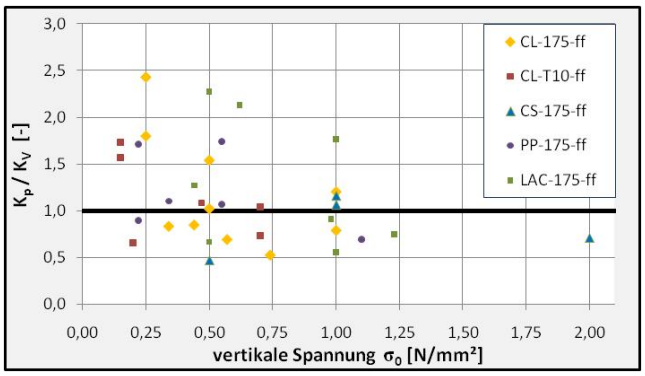


Abb. 4: Verhältnis Sekantensteifigkeiten – Versuchssteifigkeiten.

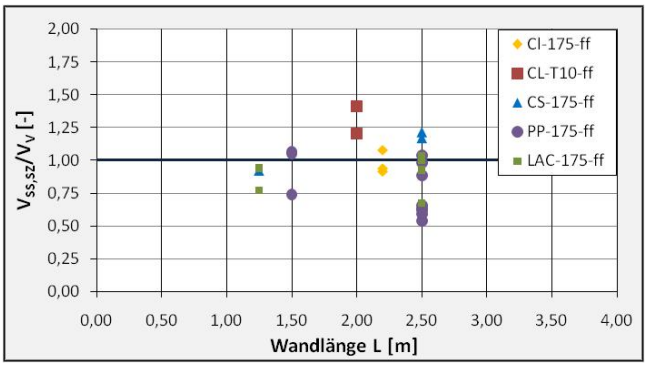


Abb. 5: Schubversagen / Schubversagen infolge Steinzugversagen: Verhältnis Rechnerische Schubtragfähigkeit – Experimentell ermittelte Schubtragfähigkeit.

nicht mehr gültig ist, und plastische Verformungen zu einer Abnahme der rechnerischen Steifigkeit führen. Dies führt zu materialabhängigen Reduktionsfaktoren, die aus den Versuchen für Ziegelmauerwerk zu 0,2, für Kalksandsteinmauerwerk zu 0,38 und für Porenbetonmauerwerk zu 0,50 ermittelt wurden. In Abb. 4 sind die rechnerischen Steifigkeiten KP den Versuchssteifigkeiten KV für alle fünf aus dem Projekt ESECMaSE (2009) ausgewerteten Stein- Mörtelkombinationen gegenüber gestellt. Die mit den Abminderungsfaktoren bestimmten Steifigkeiten repräsentieren die gerissenen bzw. die idealisierten Sekantensteifigkeiten der Mauerwerkswände.

4.2.2 Schubtragfähigkeit

Bei der Ermittlung der Schubtragfähigkeit der Einzelwände wird das Minimum aus folgenden drei Bruchbedingungen bestimmt:

– Biegung und Längskraft (BL)
– Schubversagen (SS)
– Schubversagen infolge Steinzugversagen (SZ)

Diese Differenzierung, analog zur DIN EN 1996-EC6 (2006) und DIN EN 1998-EC8 (2006), hat sich im Rahmen der Vergleiche mit anderen Ansätzen internationaler Normen und Richtlinien und den ausgewerteten Versuche als am besten geeignet erwiesen. Durch umfangreiche Vergleiche der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeiten mit den Versuchswerten konnten die Abweichungen durch gezielte Modifikationen der Ansätze minimiert werden.

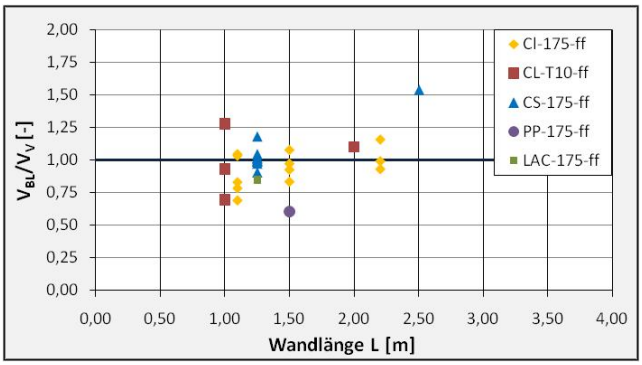


Abb. 6: Biegung und Längskraft: Verhältnis Rechnerische Schubtragfähigkeit – Experimentell ermittelte Schubtragfähigkeit.

Dadurch konnte, wie in Abb. 5 für die Bruchbedingung „Schubversagen“ und „Schubversagen infolge Steinzugversagen“ und in Abb. 6 für die Bruchbedingung „Biegung und Längskraft“, trotz einer großen Streuung der Versuchsergebnisse eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten für alle fünf ausgewerteten Stein-Mörtelkombinationen erreicht werden. In Tabelle 1 ist der modifizierte Ansatz zur Abschätzung der Tragfähigkeit zusammengestellt. Im Vergleich zu anderen deutlich komplexeren Ansätzen zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit liegt der Vorteil des vorgestellten Ansatzes darin, dass er sich auf ein Minimum an erforderlichen Eingangswerten beschränkt.

4.2.3 Endverformung

Für die Entwicklung einer Approximation für die Verformungsfähigkeit zyklisch beanspruchter Schubwände wurden die Endverformungen der Schubwandversuche den Endverformungen aus den bereits angesprochenen Normen und Richtlinien gegenüber gestellt. Dies erfolgte getrennt nach den jeweiligen Bruchbedingungen der Normen.
Dabei wurde qualitativ eine weiterstgehende Übereinstimmung der Endverformungen mit dem in DIN EN 1998-EC8 (2006) definierten Ansatz festgestellt. Dieser begrenzt die Endverformung für schubbeanspruchte Mauerwerkswände, die auf Biegung und Längskraft versagen, auf $0{,}008 \cdot H_w^2/L \cdot \alpha$ und für schubbeanspruchte Mauerwerkswände, die sich durch Schubversagen gekennzeichneten, auf $0{,}004 \cdot H_w$.

Der Vergleich aller Schubwandversuche, die durch Schubversagen in der Lagerfuge oder Schubversagen

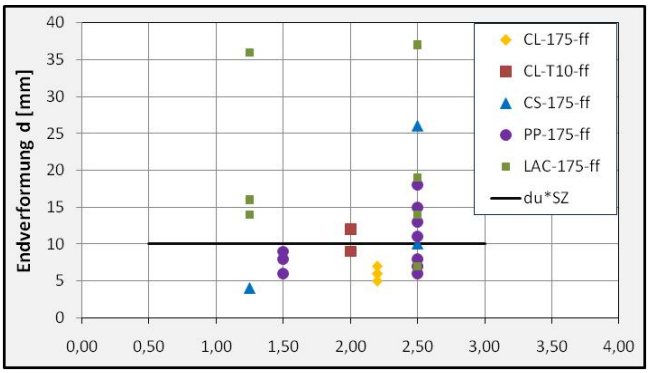


Abb. 7: Schubversagen / Schubversagen infolge Steinzugversagen: Endverformungen.

infolge Steinzugversagen dominiert wurden, mit dem Grenzwert der Endverformung der DIN EN 1998-EC8 (2006) zeigt, dass trotz einer großen Streuung der Versuchswerte eine gute Übereinstimmung mit dem rechnerischen Grenzwert vorliegt (Abb. 7).

Die Endverformungen aller betrachteten Wände, die auf Biegung und Längskraft versagen, sind in Abb. 8 dem Verlauf der rechnerischen Endverformung nach DIN EN 1998-EC8 (2006) gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass der quadratische Verlauf der Kurve, in Abhängigkeit der Wandlänge, dem tatsächlichen Verformungsverhalten der Versuchswände entspricht. Die in DIN EN 1998-EC8 (2006) festgelegten Endverformungen werden durch die Versuche in vielen Fällen aber nicht erreicht. Auf Grundlage einer statistischen Auswertung wird daher mittels eines empirisch ermittelten Faktors die Verformungsfähigkeit auf $0{,}006 \cdot H_w^2/L \cdot \alpha$ reduziert.

In Tabelle 1 sind die aus der Untersuchung resultierenden Endverformungswerte mit den entsprechenden Bruchbedingungen aufgelistet.

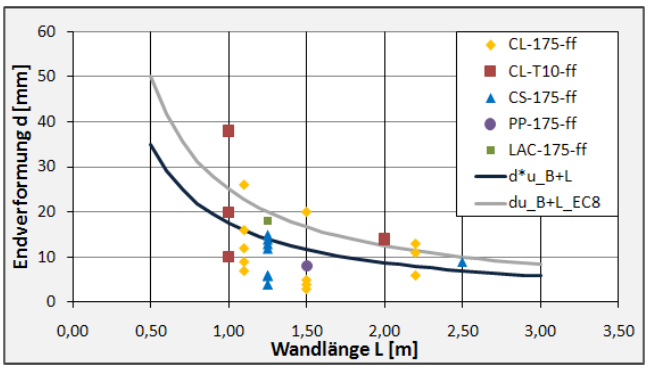


Abb. 8: Biegung und Längskraft: Endverformungen.

4.2.4 *Normative Umsetzung*

Im Rahmen der Einführung der DIN EN 1998-EC8 (2006) wurde für Deutschland im nationalen Anwendungsdokument das entwickelte Konzept zur idealisierten Last-Verformungskurven für eine Anwendung im Rahmen der verformungsbasierten Nachweisführung verankert. Hierfür kann die Bestimmung der Bruchlasten entweder direkt in Anlehnung an das in DIN 1998-EC8 (2006) enthaltene Konzept aber auch alternativ nach DIN EN 1996-EC6 (2006) und dem zugehörigen nationalen Anwendungsdokument erfolgen. Die Endverformungswerte wurden gemäß den Endverformungen der Tabelle 1 übernommen.

Unsicherheiten in der Abschätzung der Verformungsfähigkeit wurden bei den spröden Bruchformen SS und SZ durch zusätzliche Sicherheiten mittels einer Begrenzung der Verformungsfähigkeit bei einer mittleren Normalspannung in der Wand von $\sigma_0 \geq 0{,}15 \cdot f_k$ auf $0{,}003 \cdot H_W$ berücksichtigt. Insgesamt werden dadurch Endverformungswerte sowohl für die Bruchbedingung „Biegung und Längskraft“ als auch für „Schubversagen“ und „Schubversagen infolge Steinzugversagen“ unter Berücksichtigung ausreichender Sicherheiten und deutlich unter dem ursprünglichen Endverformungswerten der DIN EN 1998-EC8 (2006) in Deutschland eingeführt werden.

5 NACHWEIS EINES REIHENENDHAUSES

Anhand der Berechnung eines zwei geschossigen Reihenendhauses wird das umgesetzte Nachweiskonzept im Folgenden erläutert. Dabei werden sowohl experimentell bestimmte als auch approximierte Last-Verformungskurven eingesetzt. Der Nachweis wird in Deutschland für einen Standort in Erdbebenzone 3 mit einem Untergrund C-R und einer Einhängebeschleunigung von a_g=0,8 m/s² geführt.

Der Erdbebennachweis des Gebäudes mit Standardnachweisverfahren auf Grundlage des vereinfachten Nachweisverfahrens oder des elastischen Antwortspektrenverfahrens schlägt für den untersuchten Gebäudestandort fehl.

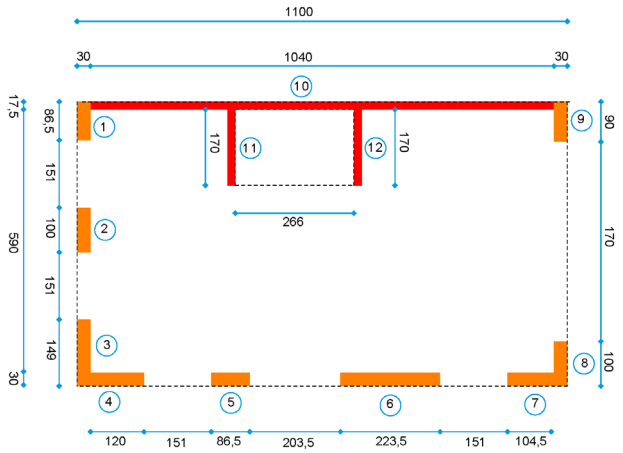


Abb. 9: Reihenendhaus: Grundriss.

5.1 Berechnungsgrundlagen

Die Abmessungen des Gebäudes und die Anordnung der aussteifenden Mauerwerksschubwände sind in Abb. 9 dargestellt. Das Dach wird in einer Flachdachkonstruktion ausgeführt. Das Tragwerk besteht aus Mauerwerkswänden und einer Deckenscheibe sowie einer Dachscheibe aus Filigranplatten.

Das Bauwerk wird aus zwei unterschiedlichen Mauerwerksmaterialien errichtet. Die Außenwände werden aus Planziegeln T10 (SFK 6) und die Innenwände aus schuboptimierten Hochlochziegeln (ESECMaSE – Versuchsziegel – opti2, SFK 12) gefertigt.

5.2 Experimentelle Eingangsdaten

Grundlage der Berechnungen sind zyklische Last-Verformungskurven der schuboptimierten Hochlochziegel und der Hochlochziegel T10 aus Schubwandversuchen. Diese wurden im Rahmen der Zustimmung im Einzelfall für dieses Gebäude an der Universität Kassel experimentell bestimmt (Gellert et al., 2008a).

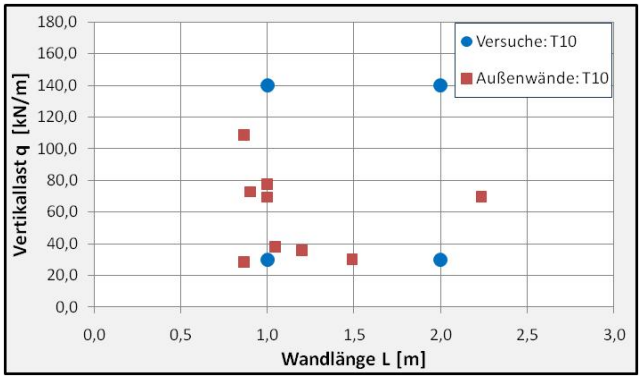


Abb. 10: Außenwände T10: Raster der Versuchs- und Gebäudekurven.

Auf Grundlage der Geometrie der Mauerwerkswände und ihrer vorab ermittelten vertikalen Beanspruchung wurde für beide Baustoffe ein Versuchsraster festgelegt und geprüft. Aus den durchgeführten Versuchen können mittels eines Interpolationsschemas alle Last-Verformungskurven der Mauerwerksscheiben im Gebäude bestimmt werden. Die Darstellung der Datenpunkte der Wände im Gebäude sowie das festgelegt Versuchsraster sind in Abb. 10 und Abb. 11 für die jeweilige Stein-Mörtelkombination dargestellt. Eine Darstellung der Ergebnisse der zyklischen Schubwandversuche und der verwendete Interpolationsalgorithmus sind detailliert in Gellert et al. (2008a) beschrieben. Die hysteretische Dämpfung der Einzelwände wurde für die durchgeführte Berechnung

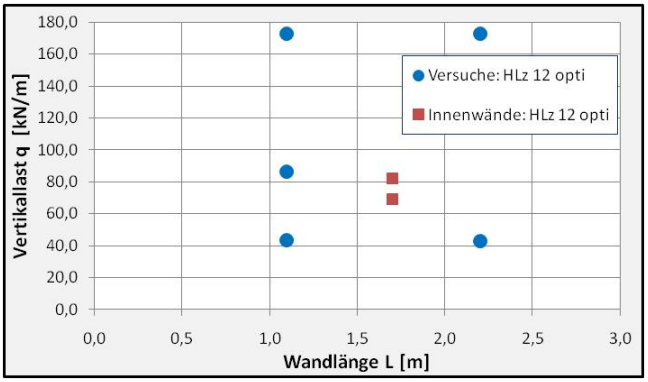


Abb. 11: Innenwände HLz-12-opti: Raster der Versuchs- und Gebäudekurven.

auf der sicheren Seite liegend auf maximal 5% begrenzt.

5.3 Kurvenapproximation

Zum Vergleich und zur Überprüfung der Qualität der entwickelten Kurvenidealisierung wird das Gebäude alternativ mit bilinearen Last-Verformungskurven nachgewiesen. Die Kurvenapproximation wird unter Annahme einer vollen Einspannung für α = 0,5 und den Festigkeitswerten aus Tabelle 2, die größtenteils aus experimentellen Untersuchungen im Rahmen von ESECMaSE (2009) abgeleitet wurden, durchgeführt.

Mat.	Geometrie- und Festigkeitsdaten				
	H_w [m]	t [mm]	f_k [N/mm²]	f_{vk0} [N/mm²]	E [N/mm²]
T 10	2,70	300	4,94	0,22	3300
Opti 2	2,70	175	6,70	0,24	6600

Tabelle 2: Geometrie- und Festigkeitswerte.

Die Ergebnisse der durchgeführten Approximation sind in Tabelle 3 zusammen gefasst. Es ist zu erkennen, dass im üblichen Einfamilienhausbau die geringe Vertikalbeanspruchung der Schubwände dazu führt, dass unter Voraussetzung mittlere Mauerwerksdruckfestigkeiten und üblicher Wandlängen in der Regel Versagen auf Biegung, in der Tabelle durch den Kenner BL gekennzeichnet, eintreten wird. In diesem konkreten Beispiel ist dies für alle Schubwände mit Ausnahme der sehr langen Haustrennwand W 10, deren Versagen durch Schub in der Lagerfuge (SS) eintritt, der Fall.

Die hysteretische Dämpfung der Wandscheiben wird im nichtlinearen Bereich der Idealisierung linear anwachsend von 0% bei Erreichen der elastischen

Verformung auf 5% Enddämpfung bei der Endverformung angesetzt.

Wand	Bilineare Approximation				
	Vers.	L [cm]	N_{Ed} [kN/m]	V_{max} [kN]	d_u [mm]
W 1	BL	86,5	28,7	5,97	25,28
W 2	BL	100,0	78,0	20,88	21,87
W 3	BL	149,0	30,1	18,59	14,68
W 4	BL	120,0	35,3	14,07	18,23
W 5	BL	86,5	108,1	21,10	25,28
W 6	BL	223,5	69,4	93,46	9,79
W 7	BL	104,5	37,5	11,33	20,93
W 8	BL	100,0	69,7	18,79	21,87
W 9	BL	90,0	73,1	15,91	24,30
W 10	SS	1040,0	17,1	289,72	10,80
W 11	BL	170,0	69,6	53,41	12,86
W 12	BL	170,0	82,4	62,37	12,86

Tabelle 3: Bilineare Idealisierung der Schubwandkurven anhand des Ansatzes aus Tabelle 1.

5.4 Berechnungsergebnisse

Die Überlagerungen des durch hysteretische Dämpfung abgeminderte Antwortspektrums mit der resultierenden Kapazitätskurve des Gebäudes als Ergebnis der mit MINEA (2009) durchgeführten Berechnung ist in Abb. 12 und Abb. 13 dargestellt. Abb. 12 zeigt die Ergebnisse des Nachweises auf Grundlage der experimentell ermittelten Last- Verformungskurven und Abb. 13 die unter Verwendung der mit der vorgestellten Idealisierung bestimmten Last- Verformungskurven der Einzelwände ermittelten Ergebnisse.

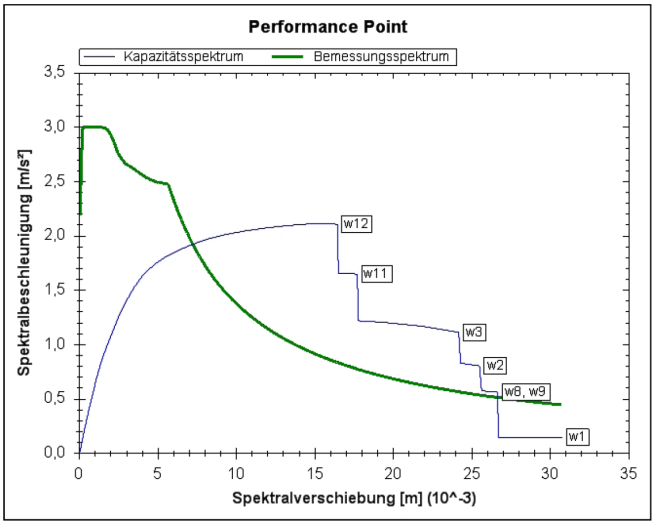


Abb. 12: Reihenendhaus: „Performance Point“ unter Ansatz von experimentellen Schubwandkurven.

In beiden Fällen ist zu erkennen, dass der „Performance Point“ im nichtlinearen Bereich des Gebäudespektrums in einem vergleichbaren Kraft- und Verformungsniveau gefunden wird. Dementsprechend ist der Standsicherheitsnachweis unter Ausnutzung der Verformungsreserven des Gebäudes erbracht.

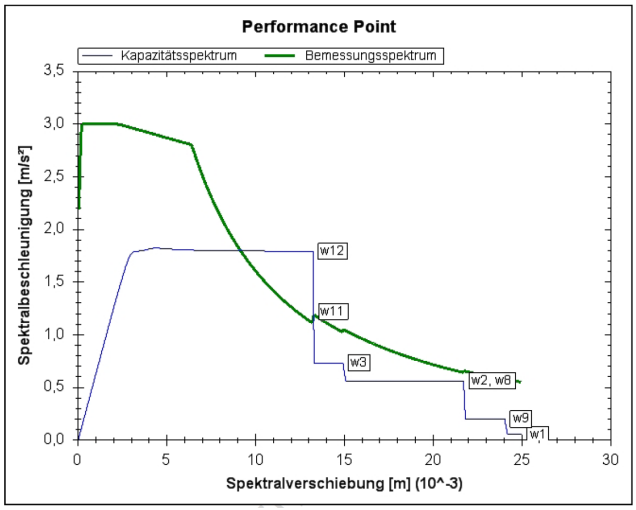


Abb. 13: Reihenendhaus: „Performance Point“ unter Ansatz der entwickelten bilinearer Idealisierung.

Die maßgebende Richtung für den Nachweis wird durch das Programm automatisch ermittelt und entspricht in diesem Beispiel der Richtung der aussteifenden Treppenhauswände. Die Reihenfolge der ausfallenden Schubwände wird an dem jeweiligen Abfall des Antwortspektrums durch die Wandnummer gekennzeichnet. Die im Treppenhausbereich angeordneten Wandscheiben W 12 und W 11, deren nichtlineares Tragverhalten durch eine große Schubtragfähigkeit bei einer kleinen horizontalen Verformungsfähigkeit gekennzeichnet ist, werden aufgrund ihrer geringen Duktilität zuerst versagen.

Ein Vergleich der Antwortspektren, der Gebäudewiderstandskurven, aus Abb. 12 und Abb. 13 zeigt, dass mit der entwickelten bilinearen Idealisierung, die Trag- und die Verformungsfähigkeit der durch Schubwandversuche entwickelten Gebäudewiderstandskurve sehr gut und auf der sicheren Seite liegend wiedergegeben wird.

6 ZUSAMMENFASSUNG

In dem Programm MINEA (2009) wurde ein verformungsbasiertes Nachweisverfahren für Mauerwerksbauten in Erdbebengebieten praxistauglich umgesetzt. Die Kapazitätsspektrum-Methode ist ein international anerkanntes Verfahren und wird derzeit für den Einsatz in der Praxis von deutschen Bauaufsichtsbehörden geprüft. Hierfür wurden sowohl erfolgreich

Vergleichsrechnungen mit pseudo-dynamischen full-scale Versuchen an Reihenhenmittelhäusern durchgeführt (Butenweg et al., 2008) als auch eine Zustimmung im Einzelfall für ein konkretes Bauobjekt beantragt (Gellert et al., 2008a). Dabei wurde die Methode auf Grundlage von speziell für die konkreten Gebäude durchgeführten Schubwandversuchen angewendet. Es wurde gezeigt, dass auf Grundlage eines bekannten Last- Verformungsverhaltens von einzelnen Schubwänden der nichtlineare Nachweis der Gebäude erfolgreich geführt werden kann.

In einem weiteren Schritt wurde eine Verallgemeinerung des vorgestellten verformungsbasierten Nachweisverfahrens auf beliebige Gebäude mit beliebigen Schubwandanordnungen gezeigt. Hierfür wurde durch die Auswertung von über 60 Schubwandversuchen an unbewehrten Mauerwerkswänden eine allgemeingültige bilinearen Idealsierung erarbeitet. Dieser Ansatz wurde in dem nationalen Anwendungsdokument der DIN EN 1998-EC8 für Deutschland umgesetzt und wird damit als anerkannter Stand der Technik für den nichtlinearen Nachweis mit verformungsbasierten Nachweisverfahren zur Verfügung stehen.

7 LITERATUR

Butenweg C., Gellert C. (2007), Mauerwerkswände unter zyklischer Schubbeanspruchung, Mauerwerk 06/07, Verlag Ernst & Sohn.

Butenweg, C., Gellert, C., Kranzler, T. (2008), Pseudo-dynamische Versuche an Reihenmittelhäusern – Vergleich mit aktuellen Berechnungsansätzen, Mauerwerk, Heft 6/08, Verlag Ernst & Sohn.

DIN EN 1996-1:2006 Eurocode 6 (2006), Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 1-3, Beuth Verlag.

DIN EN 1998-1:2006 Eurocode 8 (2006), Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1-6, Beuth Verlag.

ESECMaSE (2009), Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe, http://www.esecmase.org.

Federal Emergency Management Agency, Fema 306 (2000), Evaluation of Earthquake-Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual, Washington.

Federal Emergency Management Agency, Fema 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Washington.

Freeman, S.A., Nicoletti, J. P., Tyrell, J. V. (1975), Evaluations of existing buildings for seismic risk. Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 113-22. Berkeley, EERI, USA.

Gellert, C., Butenweg, C. (2008a), Berechnungen zur Zustimmung im Einzelfall, Im Auftrag der ARGE Mauerziegel, RWTH Aachen.

Gellert, C., Butenweg, C., Norda, H. (2008b), Nonlinear behaviour of masonry under cyclic loading, Proceedings of 7th European Conference on Structural Dynamics, University of Southampton, UK.

MINEA (2009), Bemessungsprogramm für Mauerwerksbauten, SDA-engineering GmbH, Kohlscheid.

Mistler, M. (2006), Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten, Dissertation, RWTH Aachen.

Mistler, M., Butenweg, C., Fehling, E., Stürz, J. (2007), Verformungsbasierte seismische Bemessung von Mauerwerksbauten auf Grundlage zyklischer Schubwandversuche, Bauingenieur, DACH-Beilage, S.1-11.

Pushover Analysen von Mauerwerksbauten

Hannah Norda, Thomas Jelen und Konstantin Meskouris
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen University, Aachen

1 EINLEITUNG

In diesem Beitrag wird ein Überblick über die verschiedenen Ansätze zur Ermittlung von multimodalen Pushover-Kurven für Mauerwerksbauten gegeben, welche auf Grundlage eines Beispiels mit mehreren Variationen verglichen und bewertet werden. Einen Schwerpunkt bilden hierbei die Untersuchung des Einflusses von Unregelmäßigkeiten im Grund- und Aufriss sowie unterschiedlichen Masseverteilungen, die durch den Einsatz multimodaler Verfahren erfasst werden können. Bei Anwendung dieser Verfahren werden die Nichtlinearitäten in den höheren Stockwerken berücksichtigt, um ein potentielles Versagen dort erfassen zu können. Zielsetzung des Beitrages ist es einen praktikablen Weg für die Durchführung von Pushover-Analysen unter Berücksichtigung der wesentlichen Aspekte für Mauerwerksbauten aufzuzeigen.

2 MULTIMODALE PUSHOVER-ANALYSEN

Nichtlineare statische Verfahren sind eine gängige Methode zur Bestimmung des Tragwerkverhaltens unter seismischer Belastung. Schwingt ein Tragwerk maßgeblich in seiner ersten Eigenform, so ist die Berücksichtigung dieser Eigenform hinreichend genau. Bei im Grund- und Aufriss unsymmetrischen sowie bei Gebäuden mit unregelmäßiger Masseverteilung kann das Verhalten durch höhere Eigenformen maßgeblich beeinflusst werden. Um diese Effekte zu erfassen wurden in den vergangenen Jahren für Stahl- und Stahlbetonbauten verschiedene multimodale Verfahren entwickelt. Diese basieren auf der Entwicklung der Pushoverkurve, die bei Steigerung der Horizontalkräfte die Verschiebung eines Kontrollpunktes gegenüber dem Fundamentschub darstellt. Diese Verfahren wurden hinsichtlich des Modells, der horizontal angreifenden Lastverteilung und der Bestimmung der Maximalverschiebung stetig verbessert und erweitert.

Im Folgenden werden drei von Chopra et al. (2001), Kalkan et al. (2006) und Kunnath (2004) entwickelte Verfahren vorgestellt, deren Anwendbarkeit auf Mauerwerksbauten untersucht wird.

2.1 „Modal Pushover Analysis“

Die „Modal Pushover Analysis“ (MPA) ist eine von Chopra et al. (2001) entwickelte Methode zur Bestimmung der Stockwerksverschiebungen unter Berücksichtigung höherer Eigenformen.

Bei diesem Verfahren wird getrennt für jede Modalform i eine Pushoverkurve ermittelt, die den Fundamentschub F_b gegenüber der Dachverschiebung Δ_{Dach} abbildet. Der Ansatz der Horizontallasten erfolgt dabei massen- und modalformproportional.

$$s_i = M \cdot \phi_i \,. \tag{1}$$

Dabei ist ϕ_i die Eigenform der i-ten Modalform, die am linear elastischen System ermittelt wird und M die Massenmatrix.

Die resultierende Pushoverkurve wird in das Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm (ADRS) transformiert. Die Spektralbeschleunigung S_a und die Spektralverschiebung S_d bestimmen sich dabei zu:

$$S_a = \frac{F_b}{M_{tot,eff} \cdot \alpha_i} \,, \tag{2}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{Dach}}{\Gamma_i \cdot \phi_{i,Dach}} \,. \tag{3}$$

Hierbei ist $M_{tot,eff}$ die effektive Gesamtmasse, α_i der Transformationsbeiwert und Γ_i der Anteilsfaktor für die modale Masse:

$$\alpha_i = \frac{\left(\phi_i^T \cdot M \cdot r\right)^2}{\left(\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i\right) \cdot M_{tot,eff}} \,, \tag{4}$$

$$\Gamma_i = \frac{\phi_i^T \cdot M \cdot r}{\phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i} \,. \tag{5}$$

Durch Überlagerung mit einem Bemessungsspektrum wird der Schnittpunkt, der sogenannte „Performance Point“, bestimmt. Die Rücktransformation liefert die Verschiebungen getrennt für jede Modalform. Die maximale Verschiebung des Tragwerks ergibt sich als Kombination aus den Einzelverformungen über die „Square-Root-of-Sum-of-Squares-Regel“ (SRSS) bzw. „Complete-Quadratic-Combination-Regel“ (CQC).

2.2 „Adaptive Modal Combination“

Eine Weiterentwicklung des MPA-Verfahrens ist das von Kalkan et al. (2006) entwickelte Verfahren „Adaptive Modal Combination“ (AMC) zur Ermittlung der Pushoverkurve. Es zeichnet sich durch die adaptive Aktualisierung der Lastverteilung aus.
Im Gegensatz zum MPA-Verfahren werden die Horizontalkräfte unter Berücksichtigung des aktuellen Systemzustandes massen- und eigenformproportional aufgebracht. Die Lastverteilung zum Verformungszustand k ergibt sich wie folgt:

$$s_i^{(k)} = M \cdot \phi_i^{(k)} . \tag{6}$$

Hiermit wird die Eigenformänderung aufgrund Steifigkeitsdegradation berücksichtigt. Bei diesem Verfahren wird die Pushoverkurve des Mehrmassenschwingers verformungsbasiert durch Steigerung der Dachverschiebung ermittelt. Nach Transformation in einen äquivalenten Einmassenschwinger wird sie in das ADRS-Diagramm überführt. Die Transformation des Fundamentschubs erfolgt mit Gleichung (2). Die Umwandlung der Dachverschiebung in eine Spektralverschiebung basiert auf dem Energieansatz von Hernandez-Montes et al. (2004).

$$S_{d,i} = \sum \frac{\sum_{j=1}^{n} F_{i,j}^{(k)} \cdot \Delta d_{i,j}^{(k)}}{\sum_{j=1}^{n} F_{i,j}^{(k)}} \tag{7}$$

Dabei ist $F_{i,j}$ die an Stockwerk j angreifende Horizontalkraft und $\Delta d_{i,j}$ die entsprechende Verschiebung. Durch diesen Ansatz wird das gesamte Verhalten der Struktur erfasst.

Die ermittelte Kapazitätskurve und das inelastische Antwortspektrum werden gleichzeitig im ADRS-Diagramm dargestellt; der Schnittpunkt, hier „Dynamic Target Point“ genannt, stellt die maximal Spektralverschiebung dar. Die Rücktransformation liefert die Verschiebungen des Mehrmassenschwingers.

Für jede Modalform werden die Verschiebungen getrennt ermittelt und die resultierende Verschiebung des Systems liefert die Kombination mittels SRSS- bzw. CQC-Regel.

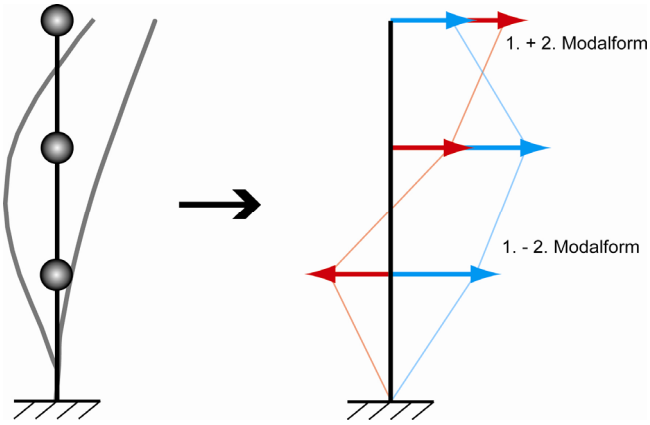


Abb. 1: Lastverteilung aus modaler Kombination.

2.3 „Method of Modal Combination“

Im Gegensatz zu den in den vorangegangenen Abschnitten vorgestellten Verfahren entwickelte Kunnath (2004) das Verfahren „Method of Modal Combination“ (MMC) zur Bestimmung der Pushoverkurve eines Tragwerks, bei dem die Verteilung der Horizontallast einer Kombination der Modalformen entspricht. Dadurch entfällt die Kombination der unabhängig voneinander entwickelten Pushover Analysen.
Die modale Kombination zur Bestimmung der Horizontalkräfte F_i erfolgt unter Berücksichtigung der modalen Anteilsfaktoren Γ_i sowie der Spektralbeschleunigung S_a in Abhängigkeit von den Perioden T_i und der Dämpfung ζ_i. Beispielhaft ergibt sich bei der Berücksichtigung von zwei Eigenformen folgende Horizontalkraftverteilungen:

$$F_j = \Gamma_1 \cdot M \cdot \phi_1 \cdot S_a(\zeta_1, T_1) \pm \Gamma_2 \cdot M \cdot \phi_2 \cdot S_a(\zeta_2, T_2) \tag{8}$$

Daraus ergeben sich zwei Horizontalkraftverteilungen, für die jeweils eine Pushoveranalyse durchgeführt wird, indem die Horizontalkräfte schrittweise gesteigert werden, bis eine vorher bestimmte Dachverschiebung erreicht wird.

Die maximale Verschiebung ergibt sich als Einhüllende aus den beiden Analysen. Aufgrund der in Abb. 1 dargestellten Verteilung wird eine modale Addition zu größeren Verschiebungen in oberen Stockwerken und eine modale Subtraktion zu größeren Verschiebungen in den unteren Stockwerken führen.

3 ÜBERTRAGUNG DER VERFAHREN AUF MAUERWERKSBAUTEN

Im Folgenden soll eine Möglichkeit aufgezeigt werden, die in Abschnitt 2 vorgestellten Verfahren auf Mauerwerksbauten zu übertragen. Hierzu wird das von Mistler (2006) vorgestellte Verfahren zur Bestimmung der Kapazitätskurven basierend auf Einzelwandkapa-

zitäten auf mehrgeschossige Mauerwerksbauten erweitert.

Aufgrund von schubstarren Deckenscheiben sowie regelmäßigen Grundrissen und durchgehenden Schubwänden kann bei Gebäuden mittlerer Höhe von einem Versagen im Erdgeschoss ausgegangen werden (Mistler, 2006). Unter der Annahme, dass sich die oberen Geschosse linear elastisch verhalten, kann die Pushoverkurve des Gebäudes direkt aus der Last-Verformungskurve des Erdgeschosses abgeleitet werden. Ihre Bestimmung erfolgt durch einen doppelt iterativen Prozess. Durch Aufbringen eines Verschiebungsinkrementes Δx in Bebenrichtung ergeben sich die Reaktionskräfte in den Schubwänden. Die daraus resultierende Rotation und Translation senkrecht zur Bebenrichtung lassen das entstandene Moment und die Ungleichgewichtskräfte verschwinden. Ist Gleichgewicht erreicht, so ergibt sich ein Wertepaar der Last-Verformungskurve. Durch sukzessive Steigerung der Verschiebung in Bebenrichtung wird die Kapazitätskurve ermittelt.

Zur Berücksichtigung von Nichtlinearitäten in oberen Geschossen und damit Effekten aus höheren Eigenformen wird das Verfahren hier auf mehrere Stockwerke mit horizontalen Freiheitsgraden je Etage erweitert; ebenfalls unter der Annahme von schubstarren Decken und senkrecht übereinanderliegenden Massenschwerpunkten der Einzelgeschosse. Damit ergibt sich das folgende Gleichungssystem:

$$\begin{pmatrix} s_1 \\ s_2 \\ \vdots \\ s_{Dach} \end{pmatrix} \cdot \sum_{j=1}^{n} F_j = K \cdot \begin{pmatrix} v_1 \\ v_2 \\ \vdots \\ v_{Dach} \end{pmatrix} \tag{9}$$

Die Berechnung basiert auf einer vorgegebenen Kräfteverteilung s_i, die jeweils analog zu den in Abschnitt 2 bestimmten Eigenformen oder Eigenformkombinationen angesetzt wird. Entsprechend der vorgestellten Verfahren wird die Kräfteverteilung bei der Umsetzung der MMC- und MPA-Verfahren zu Beginn bestimmt und konstant gehalten. Die Anfangsverteilung des AMC-Verfahrens entspricht der Verteilung des MPA-Verfahrens wird jedoch im Laufe der Berechnung an das Systemverhalten adaptiert.

Die Steifigkeitsmatrix K setzt sich aus den Stockwerkssteifigkeiten zusammen. Hierbei wird in jedem Stockwerk individuell das zuvor beschriebene Iterationsverfahren zur Bestimmung der Steifigkeiten durchgeführt. Nach Lösen des Gleichungssystems muss sichergestellt werden, dass die zur Ermittlung der Stockwerkssteifigkeiten angesetzten Verschiebungen mit den ermittelten Relativverschiebungen übereinstimmen.

Durch die schrittweise Erhöhung der Dachverschiebung v_{Dach} ergibt sich ein iterativer Prozess zur Bestimmung der Pushoverkurve des Gebäudes.

Die Pushoverkurve des Gebäudes, idealisiert als Mehrmassenschwingers, wird anschließend in die eines äquivalenten Einmassenschwingers überführt und in das ADRS-Diagramm transformiert. Beim AMC- und MPA-Verfahren erfolgt dies mit den im Abschnitt 2 angegebenen Gleichungen. Abweichend von dem von Kunnath entwickelten MMC-Verfahren werden auch diese Pushoverkurven mit den Gleichungen (2) und (3) in das ADRS-Diagramm transformiert, um die unterschiedlichen Verfahren vergleichen zu können. Im ADRS-Diagramm werden die Kapazitätskurven mit dem Bemessungsspektrum überlagert und der Schnittpunkt, der „Performance Point“ bzw. „Dynamic Target Point“, ermittelt.

Die zu dieser Spektralverschiebung gehörende Dachverschiebung wird durch Rücktransformation berechnet. Die zugehörigen Stockwerksverschiebungen lassen sich durch Lösen von Gleichung (9) bestimmen.

4 VERGLEICH DER METHODEN

An einem Reihenhaus aus Mauerwerk soll die Umsetzung der Verfahren gezeigt und der Einfluss von Nichtlinearitäten in höheren Geschossen dargestellt werden.

Zu diesem Zweck wurde ein dreigeschossiges Reihenhaus in drei Steifigkeitskonfigurationen betrachtet; jeweils eins der Geschosse ist deutlich weicher. Für das Gebäude mit einem weichen ersten Obergeschoss werden die Berechnungen hier detailliert vorgestellt. Anschließend werden die Ergebnisse der drei Konfigurationen miteinander verglichen und die Unterschiede herausgearbeitet.

4.1 Beispiel

Es wird ein Gebäude untersucht, das sich in Deutschland mit der Erdbebenzone III mit der Untergrundkombination A-R befindet.

Das Reihenhaus ist gemäß dem in Abb. 2 dargestelltem Grundriss konstruiert. Bei dem Gebäude wird ein weiches Geschoss dadurch hervorgerufen, dass die Dicke der Wände W7 und W8 in der entsprechenden Etage reduziert wird, so dass diese nur Vertikalkräfte aufnehmen können und keine Schubkräfte.

Als Material wurde Kalksandstein mit Dünnbettmörtel gewählt. Die Wände haben eine Dicke von 175 mm, eine Steinfestigkeitsklasse 12 und eine Dichte von 750 kg/m³.

Damit ergibt sich aus dem Eigengewicht der Wände und Decken sowie den Verkehrslasten eine Belastung von 6,5 kN/m² im Erdgeschoss und im ersten Obergeschoss. Im zweiten Obergeschoss wird zusätzlich eine Dachkonstruktion berücksichtigt, woraus eine Belastung von 7,5 kN/m² resultiert. Damit wird für das Erdgeschoss und das erste Obergeschoss eine Masse von 54 t und für das zweite Obergeschoss eine Masse von 55 t berechnet.

Mit diesen Vertikallasten werden die Normalkräfte der Wände bestimmt und zusammen mit den Materialeigenschaften zur Ermittlung der Kapazitätskurven

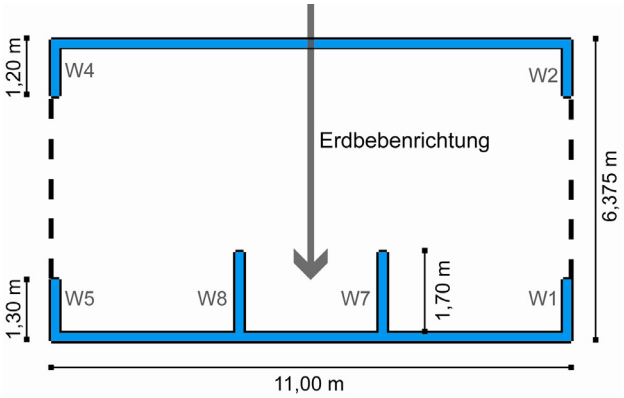


Abb. 2: Grundriss.

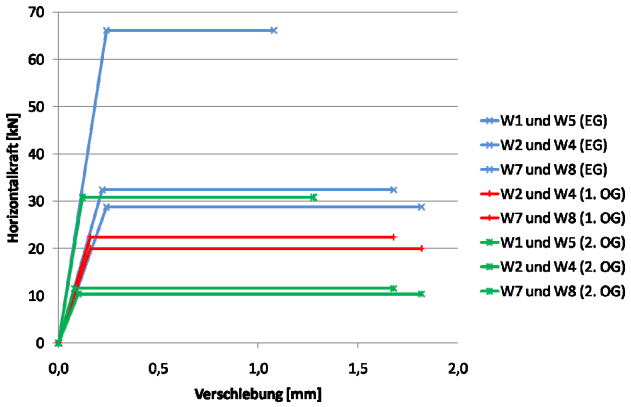


Abb. 3: Einzelwandkapazitäten.

der Einzelwände nach Gellert et al. (2009) eingesetzt. Für die Berechnung des Gebäudeverhaltens unter Erdbebenlast werden aufgrund der Symmetrie nur die Kapazitäten der Wände in Bebenrichtung benötigt (Abb. 3).

4.2 Ergebnisse und Interpretation

In den Abbildungen 4 bis 6 sind die Berechnungsergebnisse mit dem Lastansatz proportional zu den ersten beiden Modalformen und ihrer Kombination für die untersuchten Verfahren bei einem weichen ersten Obergeschoss dargestellt. Die einzelnen Verfahren zeigen hierbei deutlich unterschiedliches Verhalten.

4.2.1 Pushoverkurven

In Abb. 4 sind die Pushoverkurven dargestellt. Bei einem Lastansatz affin zur ersten Eigenform weisen das AMC- und MPA-Verfahren bis zum Erreichen des maximalen Fundamentschubs den gleichen Verlauf auf. Beim MPA-Verfahren findet danach nur noch eine weitere Horizontalverschiebung des Daches statt. Beim AMC-Verfahren dagegen lässt sich eine Verringerung des Fundamentschubs feststellen.

Die Entwicklung der ersten Eigenform für das AMC-Verfahren ist in Abb. 5 a) zu sehen. Der Verlauf

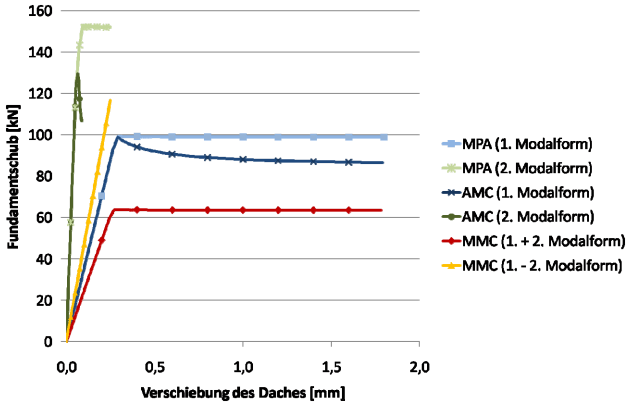


Abb. 4: Pushoverkurven.

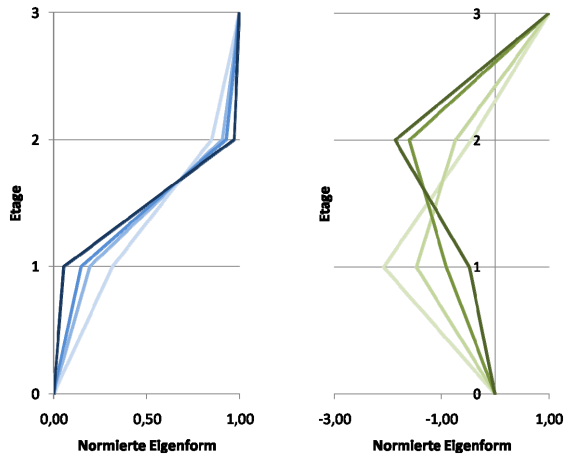


Abb. 5: a) Entwicklung der ersten Eigenform (AMC)
b) Entwicklung der zweiten Eigenform (AMC).

von hell nach dunkel stellt den Übergang von der Initialeigenform zur Eigenform kurz vor dem Versagen dar. Wegen des nichtlinearen Verhaltens des ersten Obergeschosses kommt es zu einer Änderung der Eigenform und der damit verknüpften Lastverteilung. Als Folge daraus reduziert sich der Fundamentschub und die Horizontalkräfte werden umgelagert.

Bei der zweiten Eigenform ist ein ähnliches Verhalten feststellbar. Mit steigender Dachverschiebung kommt es aufgrund des weichen ersten Obergeschosses zu einer Gestaltänderung der Eigenform, woraus eine Entlastung des Erdgeschosses und insgesamt ein geringerer Fundamentschub beim AMC-Verfahren resultieren. Da beim MPA-Verfahren keine Umlagerung stattfindet, können hier höhere maximale Traglasten erreicht werden.

Deutlich zu unterscheiden ist die Pushoverkurve des MMC-Verfahrens. Die Lastverteilung aus modaler Addition weist die in Abb. 1 dargestellte Verteilung auf. Durch die gegensätzlich gerichteten Kräfte ist der Maximalschub geringer als bei den anderen beiden Verfahren. Bei der modalen Subtraktion treten im Erdgeschoss und ersten Obergeschoss größere Horizontalkräfte auf. Daraus resultiert ein größerer Fundamentschub bei gleichzeitig geringerer Dachverschiebung.

4.2.2 Transformation

Alle Pushoverkurven werden mit den in Abschnitt 2 angegebenen Formeln in das ADRS-Diagramm transformiert. Trotz unterschiedlicher Transformationen ändert sich die relative Lage der Kurven zueinander nicht.

Es lässt sich außerdem feststellen, dass der „Performance Point“ für einen Lastansatz analog zur ersten Modalform bei einer signifikant größeren Spektral-

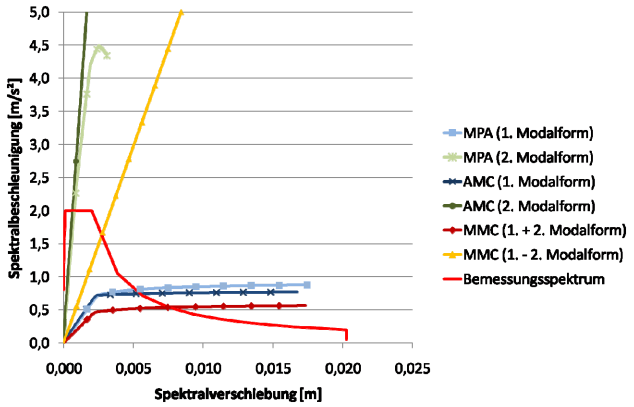


Abb. 6: Überlagerung mit dem Bemessungsspektrum.

verschiebung zu finden ist. Der „Performance Point“ für einen Lastansatz analog zur zweiten Modalform liegt aufgrund größerer Eigenkreisfrequenzen bei sehr geringen Spektralverschiebungen.

Eine Kombination der Modalformen gemäß MMC-Verfahren vor der Pushover-Berechnung führt in beiden Fällen zu größeren Spektralverschiebungen.

4.3 Vergleich der Gebäudekonfigurationen

In Abb. 7 sind die maximalen Horizontalverschiebungen der einzelnen Stockwerke, die sich bei den drei Berechnungsvarianten ergeben, dargestellt. Alle untersuchten Methoden weisen insgesamt ein ähnliches Verhalten bei der Berücksichtigung eines weichen Geschosses auf.

Bei allen Gebäudekonfigurationen zeigt ein Vergleich des AMC- und MPA-Verfahrens in den oberen Stockwerken größere Absolutverschiebungen mit dem AMC-Verfahren, wohingegen das MPA-Verfahren bei unteren Etagen größere Verschiebungen aufweist. Besonders deutlich wird dieser Effekt bei einem weichen zweiten Obergeschoss.

Das MMC-Verfahren weist dagegen in allen untersuchten Gebäuden geringere Verschiebungen im Erdgeschoss und größere Verschiebungen im 2. Obergeschoss auf. Ein weiches zweites Obergeschoss führt im Vergleich zu signifikant größeren Verschiebungen im zweiten Obergeschoss.

Bei der Bestimmung der Absolutverschiebungen ist der Einfluss höherer Eigenformen stark von der Gebäudekonfiguration abhängig. So hängt der Anteil der zweiten Eigenform an den maximalen Verschiebungen beim AMC- sowie MPA-Verfahren maßgeblich von der Lage des weichen Geschosses ab. Bei einem weichen Erdgeschoss wird das Verhalten hauptsächlich von der ersten Eigenform bestimmt. Es hat sich gezeigt, dass der Einfluss höherer Eigenformen in dieser Konfiguration auf allen Stockwerksebenen kleiner als 1 % ist. Dagegen ist der Einfluss bei einem

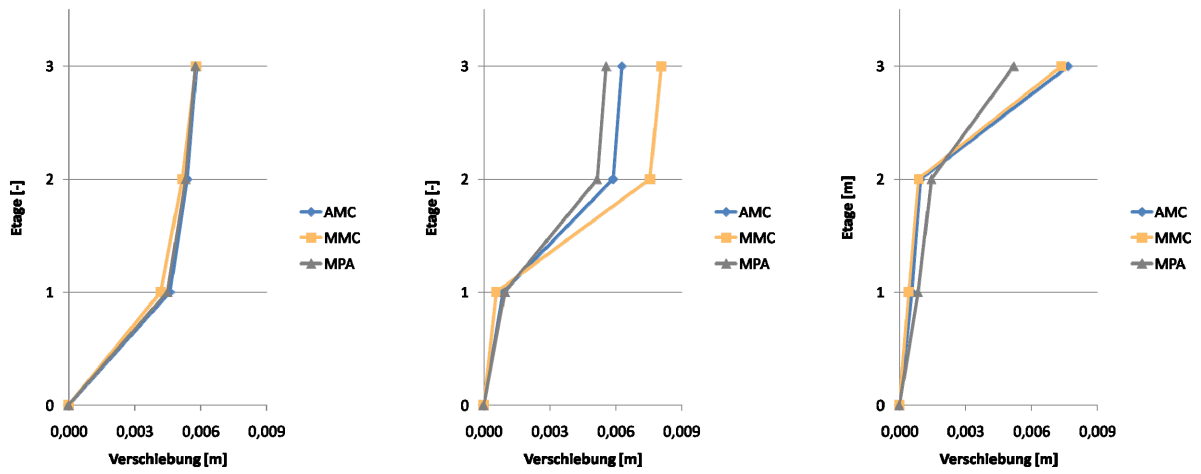


Abb. 7: a) Absolutverschiebung der Stockwerke bei einem weichen Erdgeschoss
b) Absolutverschiebung der Stockwerke bei einem weichen ersten Obergeschoss
c) Absolutverschiebung der Stockwerke bei einem weichen zweiten Obergeschoss.

weichen Mittel- bzw. Dachgeschoss in diesen Beispielen bei bis zu 10 % bzw. 22 %.

Im linearelastischen Bereich, z.B. bei Bemessungen in Regionen mit schwacher Seismizität, ergeben sich keine Unterschiede zwischen dem AMC- und MPA-Verfahren, da die Eigenfrequenzen und damit die Lastverteilung gleich sind. Größere Verschiebungen ergeben sich jedoch beim MMC-Verfahren, aufgrund der höheren Lastverteilung einmal im oberen Bereich und einmal im unteren Bereich.

5 ZUSAMMENFASSUNG

In dem Beitrag wurden mehrere Möglichkeiten zur Bestimmung der multimodalen Pushoverkurve eines Gesamtgebäudes auf Grundlage von Einzelwandkapazitäten und unter Berücksichtigung von Nichtlinearitäten in höheren Geschossen gezeigt. Die Verteilung der Lasten sowie die Transformation und die daraus resultierende maximale Spektralverschiebung wurde analog zu den von Chopra et al. (2001), Kalkan et al. (2006) und Kunnath (2004) entwickelten Verfahren durchgeführt.

Der Einfluss von einem weichen Geschoss und die Notwendigkeit zur Berücksichtigung der Nichtlinearitäten wurde an einem Beispiel demonstriert. Dabei zeigte sich, dass bei einem weichen Erdgeschoss höhere Modalformen keinen Einfluss haben. Dagegen führte insbesondere die Berücksichtigung von Nichtlinearitäten in oberen Geschossen zu größeren Anteilen der zweiten Eigenform an der Absolutverschiebung. Dieser Effekt wird mit zunehmender Geschosszahl noch weiter verstärkt. Bei der hier betrachteten Gebäudekonfiguration mit drei Vollgeschossen hat die dritte Eigenform keinen signifikanten Einfluss.

Eine mögliche Weiterentwicklung des Modells wäre die Berücksichtigung von variablen Positionen der Massenschwerpunkte in den einzelnen Stockwerken. Zudem sind ein Vergleich und eine Verifikation der Simulationsergebnisse mit dem tatsächlichen Verhalten von Mauerwerksbauten zur abschließenden Beurteilung der Verfahren notwendig.

Insgesamt konnte die grundsätzliche Anwendbarkeit der verschiedenen Verfahren auf Mauerwerksbauten gezeigt werden. Bereits bei niedrigen Gebäuden können, abhängig von der individuellen Gebäudekonfiguration, signifikante Einflüsse höherer Modalformen auf die Verschiebungen auftreten.

6 LITERATUR

Chopra, A., Goel, R. (2001), A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation, PEER Report

Gellert, C., Butenweg, C. (2009), Nichtlinearer Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten, Tagungsband zur D-A-CH-Tagung, Zürich

Hernández-Montes, E., Kwon, O, Aschheim, M. (2004), An energy-based formulation for first- and multiple-mode nonlinear static (pushover) analyses, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, No. 1, 69 - 88

Kalkan, E., Kunnath, S. (2006), Adaptive Modal Combination Procedure for Nonlinear Static Analysis of Building

Structures, Journal of Structural Engineering, November 2006, 1721-1731

Kunnath, S. (2004), Identification of Modal Combinations for Nonlinear Static Analysis of Building Structures, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 19, 246 - 259

Mistler, M. (2006), Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten, Dissertation, RWTH - Aachen

Zum Einfluss der Umlagerung von Vertikalkräften in Wohngebäuden auf den Erdbebenwiderstand

Jochen Stürz, Ekkehard Fehling
Universität Kassel, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Massivbau

1 EINLEITUNG

Im Rahmen des Europäischen Forschungsvorhabens ESECMaSE konnte mittels Großversuchen an Reihenhäusern ein beachtliches Potential an Tragreserven bei Mauerwerksscheiben unter horizontalen Einwirkungen aufzeigt werden. Die Analyse der Versuche hat gezeigt, dass dafür in erster Linie die tatsächlich wirksamen statischen Randbedingungen maßgebend sind, die bislang nicht hinreichend genau untersucht wurden. Um diese Reserven rechnerisch nutzbar machen zu können, ist die genauere Kenntnis der Interaktion von Randbedingungen und Versagensarten des Mauerwerks zu berücksichtigen.

2 RANDBEDINGUNGEN EINER SCHUBWAND IM GEBÄUDE

Eine Vielzahl von verschiedenen Randbedingungen beeinflussen sowohl das Trag- als auch das Verformungsverhalten von Wandscheiben aus Mauerwerk.

Folgende Fragestellungen für die statischen Randbedingungen einer Schubwand sind bislang weitgehend ungeklärt:

- Welcher Einspanngrad am Wandkopf ist durch die restliche Gebäudestruktur gegeben?
- Welche Normalkraft erfährt die Schubwand aus statischen Lasten der Gesamtkonstruktion und wie sind diese über die Wandlänge verteilt?
- Welchen Einfluss hat ein „Wachsen“ der Schubwand - infolge einer möglichen Kippbewegung - auf die Verteilung der vertikalen Kräfte innerhalb des Tragwerkes?
- Wie beeinflusst der Verbund zwischen Schubwand und Außenwand das Tragverhalten und die Randbedingungen der Wand?

Den größten Einfluss hierbei haben der Einspanngrad am Wandkopf und das „Wachsen“ der Wand unter Horizontalverschiebung. Diese beiden Einflüsse sollen im Weiteren näher betrachtet werden.

2.1 „Wachsen“ einer Wandscheibe

Wandversuche, die an der Universität Kassel durchgeführt wurden, haben gezeigt, dass sich bei Wandscheiben, die unter Horizontalverschiebung zu einer Kippbewegung (Rotation) in der Scheibenebene neigen, der Schwerpunkt der Wand um den Betrag δy nach oben bewegt. Durch dieses „Wachsen“ der Wand werden die benachbarten Wände entlastet und die vertikale Auflast auf die Schubwand erhöht sich mit zunehmender Horizontalverformung. In Abbildung 1 ist die Rotation einer Wandscheibe als starr angenommener Körper um den Winkel φ skizzenhaft dargestellt.

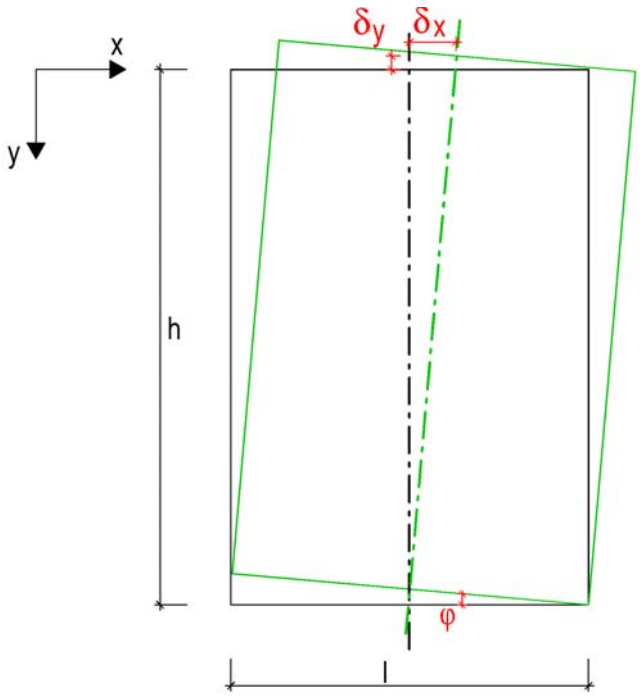


Abb. 1: Rotation der Wandscheibe um den Winkel φ

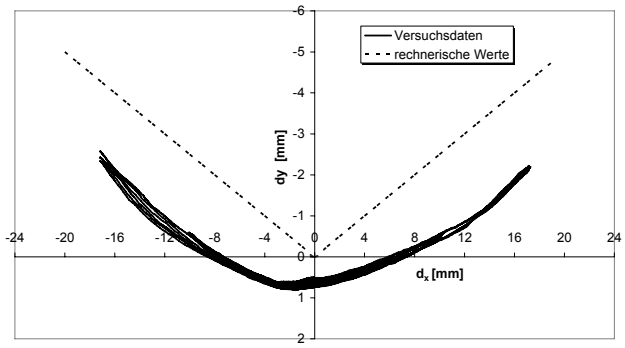


Abb. 2: „Wachsen“ der Wand unter Horizontalverschiebung aus Versuch LAC-dm-125-110-1 von Fehling et al. (2008a)

Aus den hier dargestellten trigonometrischen Zusammenhängen ergibt sich für kleine horizontale Auslenkungen δ_x am Wandkopf eine Hebung des Schwerpunkts δ_y nach folgender Gleichung.

$$\delta_y = -\left|\frac{\delta_x}{2} \cdot \frac{l}{h}\right| \qquad (1)$$

In Abbildung 2 ist die Gleichung (1) für l/h = 2,0 und einem δ_x von –20 mm bis +20 mm dargestellt. Zum Vergleich sind die Werte einer Versuchswand mit dem gleichen Breiten- zu Längenverhältnis dargestellt. Die Versuchskurve enthält hierbei sowohl die elastische Stauchung der Wand durch die vertikalen Auflasten als auch den Einfluss lokaler Verformungen der Wandecken durch die Kopfverschiebung. Es wird jedoch ab einer Horizontalverformung δ_x von etwa 5 mm deutlich, dass die Versuchskurve annähernd die gleiche Steigung aufweist wie die rechnerischen Geraden aus der Starrkörperbewegung.

Das „Wachsen“ der Wand kann im Gesamtgebäude zu einer beträchtlichen Umlagerung der Normalkräfte in den einzelnen Wandscheiben führen. Dieses sollte rechnerisch berücksichtigt werden, wenn man die tatsächlichen Schubtragfähigkeiten der für die Gesamtaussteifung maßgeblichen Wände ermitteln will.

2.2 Einspanngrad am Wandkopf

Da der Einspanngrad nur am Gesamtsystem untersucht werden kann, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens ESECMaSE ein Reihenhaus von Fehling et al. (2005) und ein Mehrfamilienhaus von Schermer et al. (2005) numerisch untersucht. Auch in den Arbeiten von Löring (2005) und Elsche (2008) finden sich numerische Untersuchungen zum Einspanngrad der Schubwände durch die behinderte Deckenverdrehung. Sowohl die eigenen als auch die Untersuchungen von Löring (2005) zeigen, dass der Einspanngrad für praktische Fälle maßgeblich von der Wandlänge abhängt. So ergeben die Untersuchungen an typischen Gebäudemodellen mit Stahlbetondecken, dass die Einspannung für kurze Wände (1,00 m ≤ l_w ≥ 1,50 m) nahe einer Volleinspannung liegt, für größer werdende Wandlängen die Einspannung jedoch abnimmt. Weiterhin belegen die Untersuchungen, dass sich für aus statischen Auflasten unsymmetrisch belastete Schubwände ein belastungsrichtungsabhängiger Einspanngrad einstellt.

Es wird somit deutlich, dass der Einspanngrad von unterschiedlichen Faktoren abhängig ist und sich für Schubwände in Gebäuden mit üblichen Grundrissen die gesamte Bandbreite an Einspanngraden ergibt.

Der Einspanngrad der Wand ist daher in Teilbereichen nur schwer exakt bestimmbar und kann sich sogar durch die Verformung der Wand selbst verändern. Wie sich aber gezeigt hat, kann trotzdem eine gute Abschätzung der Wandtragfähigkeit gefunden werden.

Dazu muss zunächst der Einfluss des Einspanngrades auf die Schubtragfähigkeit der Wand geklärt werden. Hierzu wurden an der Universität Kassel sowie von Magenes et al. (2008) und Löring (2005) vergleichende Untersuchungen an Wänden mit Volleinspannung und ohne Einspannung durchgeführt. Diese zeigen, wie zu erwarten, dass es keinen linearen Zusammenhang zwischen dem Einspanngrad und der Horizontaltragfähigkeit der Wand gibt. Im Folgenden sollen deshalb die Tragfähigkeit der untersuchten Wände einem Wandkoeffizienten k_w gegenüber gestellt werden. Wie Abbildung 3 zeigt, liegen die Tragfähigkeiten der eingespannten Wände, wie zu erwarten, über den Tragfähigkeiten der nicht eingespannten Wände. Die Versuchsergebnisse aus Löring (2005) wurden in dieser Grafik nicht berücksichtigt, da sie die gezeigte Tendenz zwar bestätigen, aber keinen Mehrwert an Information bringen.

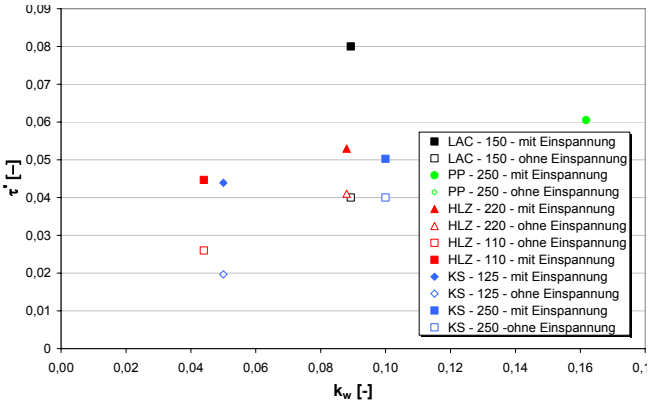


Abb. 3: Einfluss der Kopfeinspannung auf die bezogene Schubtragfähigkeit

Der Wandkoeffizient wird definiert als:

$$k_w = \alpha \cdot \left(\frac{l_w}{h_w} \right) \tag{2}$$

mit

$$\alpha = \frac{\sigma_v}{f_k} \tag{3}$$

Die bezogene Schubtragfähigkeit ist

$$\tau' = \frac{H}{f_k \cdot A_w} \tag{4}$$

mit:

- σ_v Normalspannung durch die vertikale Auflast
- f_k Druckfestigkeit des Mauerwerks
- l_w Wandlänge
- h_w Wandhöhe
- H maximale Horizontalkraft
- A_w Aufstandsfläche der Wandscheibe

Die Lage des Momenten-Nullpunkts im Vergleich zur Wandhöhe (Stockwerkshöhe) h_w charakterisiert den Einspanngrad ψ.

Für beiderseitig volle Einspannung ist somit $\psi = 0{,}5$, für gelenkige Lagerung am Wandkopf gilt $\psi = 1{,}0$.

Um den Einfluss des Einspanngrades auf die Tragfähigkeit zu bestimmen, wird hierfür ein Einspannwirksamkeitsbeiwert β_0 eingeführt. Dieser berechnet sich nach Gleichung (5) und ist in Abbildung 4 dargestellt.

$$\beta_0 = \frac{\tau'_{CA}}{\tau'_{DF}} \tag{5}$$

mit:

τ'_{DF} = normierte Schubtragfähigkeit bei Volleinspannung (double fixed)

τ'_{CA} = normierte Schubtragfähigkeit ohne Einspannung am Wandkopf (cantilever)

Nach den Versuchsergebnissen kann man davon ausgehen, dass für Außenwände mit einer Wandlänge ≥ 3,0 m und einer Ausnutzung der Vertikalspannung ≥ 10% der Einfluss des Einspanngrades vernachlässigt werden kann.

Für kurze Schubwände bis 1,5 m und geringe Ausnutzungen, wie sie beispielsweise zur Aussteifung von Reihenhäusern herangezogen werden, hat der Einspanngrad einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit bis zum Faktor 2 bei voller Einspannung (somit $ß_0 = 0{,}5$).

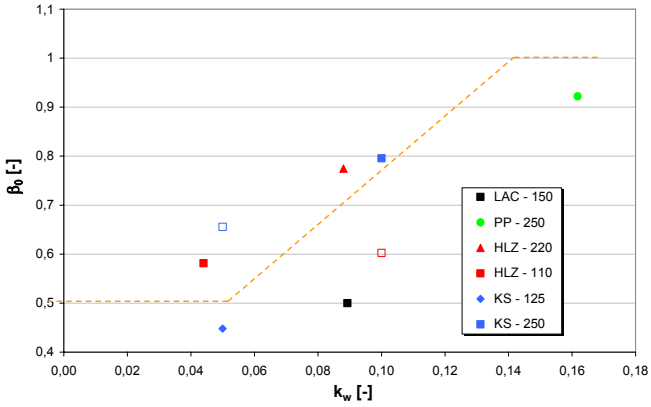


Abb. 4: Einfluss des Wandkoeffizienten k_w auf den Einspannwirksamkeitsbeiwert β_0

Wie Wandversuche von Stürz (2009) gezeigt haben, stellen sich bei den Wänden, welche unter Kippen versagen, die resultierenden Vertikalkräfte am Wandkopf und am Wandfuß durch „plastische" Gelenke so ein, dass es für die Tragfähigkeit der Wandscheibe einer Volleinspannung gleich kommt. Somit ist bis zu einem Wandkoeffizienten $k_w = 0{,}06$ die volle Einspannung gegeben.

Nach Untersuchungen von Löring (2005) ist davon auszugehen, dass ab einem Wandkoeffizienten von $k_w = 0{,}15$ der Einfluss des Einspanngrades auf die Tragfähigkeit der Wand gegen Null strebt. Somit kann auch in diesem Bereich rechnerisch eine Volleinspannung angesetzt werden, ohne damit die Tragfähigkeit der Wand zu überschätzen.

Stellt man nun die Ergebnisse der Untersuchungen an Finite-Elemente-Modellen zum Einspanngrad in Abhängigkeit von der Wandlänge ausgedrückt durch den Wandkoeffizienten k_w dar, so ergibt sich der in Abbildung 5 dargestellte Verlauf. Hierbei werden der Einsspanngrad ψ und der Einspannwirksamkeitsbeiwert β_0 gegenüber gestellt.

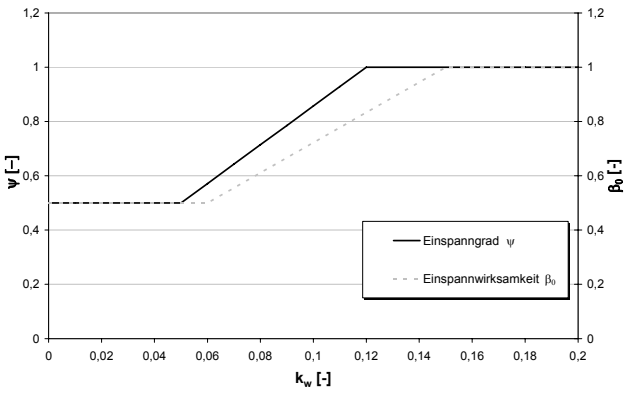


Abb. 5: Darstellung von Einspanngrad und Einspannwirksamkeit

Im Bereich von 0,06 < k_w < 0,15 in welchem der Einspannwirksamkeitsbeiwert β_0 nicht konstant ist, würde die Annahme einer vollen Einspannung zu einer Überschätzung der Tragfähigkeit der Schubwand führen. Deshalb ist ein auf die Schubtragfähigkeit für beiderseitige volle Einspannung bezogene Korrekturfaktor β bestimmt worden, welcher nach Gleichung 6 definiert ist.

$$\beta = \frac{H(\psi)}{H(\psi = 0{,}5)} \tag{6}$$

Hierzu werden sowohl der Einspanngrad ψ als auch der Einspannwirksamkeitsbeiwert $ß_0$ für den nicht konstanten Bereich in Abhängigkeit vom Wandkoeffizienten k_w nach Gleichung 7 und Gleichung 8 beschrieben.

Setzt man nun weiterhin einen linearen Verlauf der Schubtragfähigkeit in Abhängigkeit vom Einspanngrad voraus, kann der Korrekturfaktor β nach Gleichung 9 bestimmt werden.

$$\psi(k_w) = \tfrac{1}{7} + \tfrac{50}{7} \cdot k_w \tag{7}$$

$$\beta_0(k_w) = \tfrac{1}{6} + \tfrac{50}{9} \cdot k_w \tag{8}$$

$$\beta = 1 + (\psi - 0{,}5) \cdot (\beta_0 - 1) \tag{9}$$

Um den Korrekturfaktor β allgemein bestimmen zu können, werden die Gleichungen 7 und 8 in Gleichung 9 eingesetzt, so dass man den Korrekturfaktor β für den Bereich von 0,06 < k_w < 0,15 nach Gleichung 10 in Abhängigkeit von k_w ermitteln kann.

$$\beta = 1 + (\tfrac{100}{7} \cdot k_w - \tfrac{6}{7}) \cdot (\tfrac{50}{9} \cdot k_w - \tfrac{5}{6}) \tag{10}$$

Abbildung 6 zeigt den Korrekturfaktor β über den gesamten möglichen Bereich des Wandkoeffizienten k_w. Hiermit ist eine relativ genaue Bestimmung der Schubtragfähigkeit auf Grundlage einer voll eingespannten Berechnung möglich. Vernachlässigt man das höchstens 15 % tiefe „Schubtal“ in Abbildung 6, so lässt sich mit begrenztem Fehler durchgängig mit voller Einspannung rechnen.

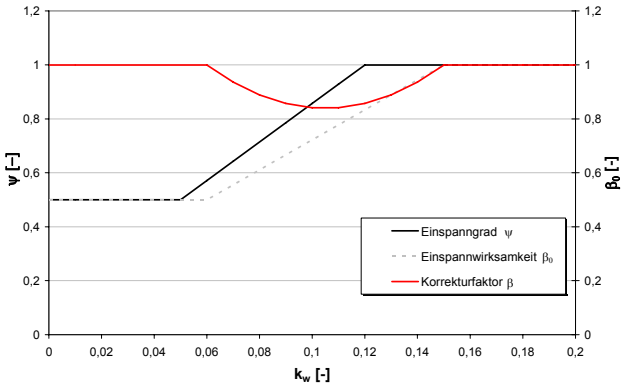


Abb. 6: Korrekturfaktor β in Abhängigkeit vom Wandkoeffizienten k_w

3 ABGRENZUNG DER VERSAGENSARTEN VON MAUERWERK UNTER HORIZONTALBEANSPRUCHUNG

Unter Scheibenschub treten im Mauerwerk verschiedene Versagensformen auf, die nach den drei Hauptgruppen Kippen, Gleiten und Schubversagen unterschieden werden können. Oft tritt das Versagen in einer Mischung der verschiedenen Versagensformen auf, wobei in der Regel eine Versagensform dominant ist.

Zur Bestimmung von Grenzen der Versagensarten ist eine ausreichende Anzahl an Versuchen mit unterschiedlichen Randbedingungen notwendig. Hierfür werden die Versuche aus den Arbeiten von Fehling et al. (2008a bis 2008d), Magenes et al. (2008), Zilch et al. (2008a und 2008b) herangezogen, da die hierin durchgeführten Versuche einerseits zum großen Teil den gleichen Randbedingungen unterliegen und andererseits eine große Bandbreite an Kombinationen der verschiedenen Randbedingungen bieten.

Die 73 Wandversuche mit voller Einspannung wurden auf Grundlage der Versagensbilder und der Hysteresen einer dominanten Versagensart zugeordnet. Da die Ausnutzung unter Vertikallasten und das Längenverhältnis l/h die Versagensart maßgeblich prägen, werden in Abbildung 7 die Tragfähigkeitswerte über k_w, welches das Produkt aus Längenverhältnis und Ausnutzung darstellt,

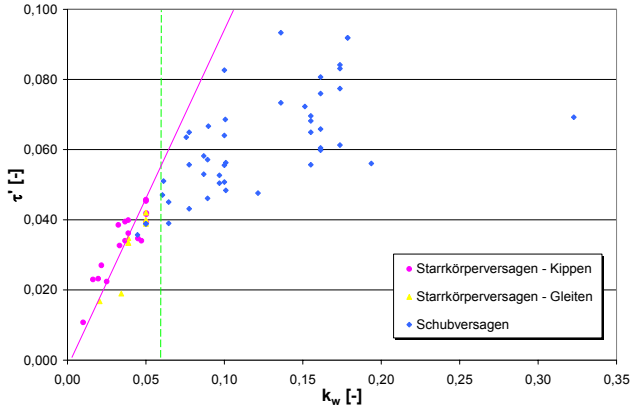


Abb. 7: Tragfähigkeit von Schubwänden mit beidseitiger Volleinspannung über den Wandkoeffizienten k_w

aufgezeigt. Aus dieser Darstellung kann eine Abgrenzung zwischen dem Schubversagen und dem Kippen sowie dem Gleiten bei k_w = 0,06 abgeleitet werden. Hierbei können die Versagensarten Kippen und Gleiten zu einem Starrkörperversagen zusammengefasst werden, da in beiden Versagensarten im Gegensatz zum Schubversagen die Wand als gesamte Scheibe versagt.

Für die Bestimmung der Versagensgrenzen kann somit unter Kenntnis des Wandkoeffizienten k_w eine Unterscheidung herbei geführt werden, ob die Mauerwerkswand als Starrkörper versagt oder ob ein Schubversagen eintreten wird. Diese grundsätzliche Unterscheidung ist im Besonderen für eine Abschätzung des Verformungsverhaltens und der Energiedissipation der Wand entscheidend.

Stellt man die beiden Starrkörperversagensarten gegenüber, so wird deutlich, dass das Gleiten erst ab einer Wandlänge $l_w \geq \mu \cdot h_w$ relevant wird. Somit ergibt sich die Versagensgrenze zwischen Kippen und Gleiten aus dem Reibbeiwert des Mauerwerks. Hieraus kann man erkennen, dass den unterschiedlichen Mauerwerksarten verschiedene Versagensgrenzen zuzuordnen sind.

Vergleicht man nun die Wandversuche, bei welchen Gleiten eintrat miteinander, können für die unterschiedlichen Mauerwerksarten die in Abbildung 8 dargestellten Grenzen gezogen werden.
Somit kann die dominierende Versagensart auf Grundlage der Wandgeometrie, der Mauerwerksart und der Ausnutzung nach Abbildung 8 bestimmt werden.

4 INTERAKTION VON RANDBEDINGUNGEN UND VERSAGENSART

Der Effekt des „Wachsens“ einer Schubwand wurde in Kapitel 2.1 beschrieben und ist von den unterschiedlichsten Faktoren, wie

- Versagensart und Steifigkeit der Schubwand
- Versagensart der angrenzenden Mauerwerkswände
- Lage der Wand im Grundriss
- Steifigkeit der Geschossdecke

abhängig. Da diese Effekte nicht voneinander losgelöst betrachtet werden können, ist eine Ermittlung des „Wachsens“ immer nur am Gesamtsystem möglich. Hierzu ist eine Berechnung auf Grundlage der Methode der finiten Elemente notwendig, deren Qualität der Ergebnisse maßgeblich von den gewählten Materialmodellen für die Mauerwerkswände und der Modellierung der Geschossdecken abhängt.

Vereinfachend können die Schubwände in einem kommerziellen FE-Programm als biegesteife I-Querschnitte und die Querwände als Linienlager mit Zugausfall modelliert werden (siehe Abbildung 9). Die Lagerung der I-Querschnitte muss ebenfalls unter Zugkräften ausfallen.

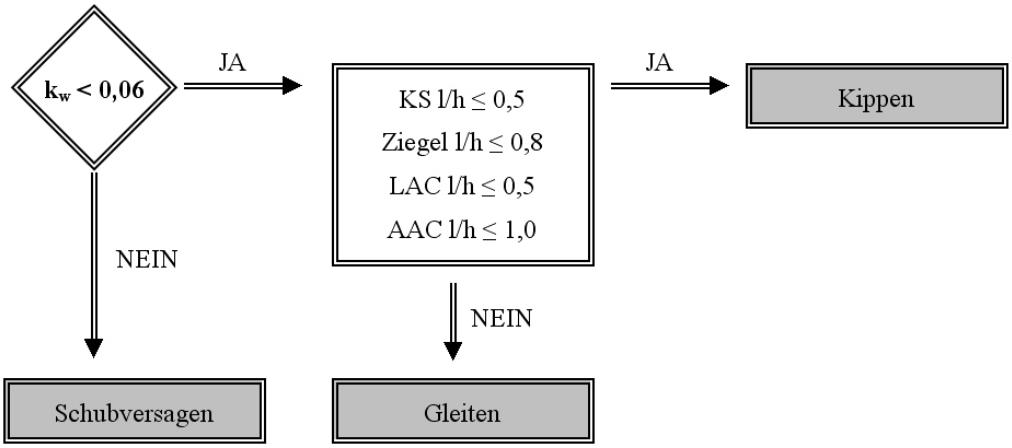


Abb. 8: Ablaufdiagramm zur Ermittlung der Versagensart

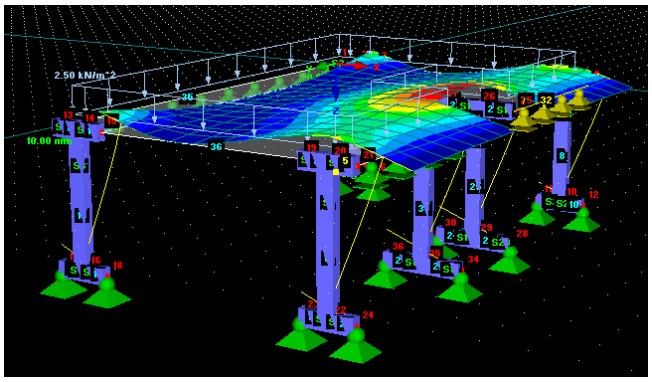


Abb. 9: Isometrie des Finite-Elemente-Modells eines Geschosses des Reihenmittelhauses

Ein solches vereinfachtes Modell kann die Versagensart Kippen der Wände gut abbilden und kann somit zur Berechnung der Umlagerung der Vertikalkräfte herangezogen werden, solange alle Wände den Versagensfall Kippen auch unter höheren Auflasten nicht verlassen (Überprüfung nach Kapitel 3). Bei Wänden, die auf Schub oder Gleiten versagen, wird vorgeschlagen, diese entsprechend den Querwänden als Linienlager mit Zugausfall zu modellieren. Ein iteratives Vorgehen zur Ermittlung der Versagensart und damit der Schubtragfähigkeit der Wände in Abhängigkeit von den umgelagerten Vertikalkräften ist hierbei notwendig.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Es konnte gezeigt werden, dass der Ansatz einer vollen Einspannung am Wandkopf bei der Berechnung von gemauerten Wandscheiben unter Horizontalbeanspruchung in den meisten Fällen nicht auf der unsicheren Seite liegt. In dem Bereich in welchem die Tragfähigkeit doch überschätzt wird liegt der Einfluss jedoch bei nicht mehr als 15%, was angesichts der Streubreite bei Mauerwerk sehr gering ist. Eine Berechnung der Scheibentragfähigkeit unter Ansatz einer vollen Einspannung kann somit vertreten werden.

Aus den Ergebnissen von 72 Wandversuchen wurde eine Vorgehensweise entwickelt, die es ermöglicht, auf Grundlage der Wandgeometrie der verwendeten Mauerwerksart und der Ausnutzung die Versagensart zu bestimmen. Mit deren Kenntnis ist es nun möglich, die Wände im Grundriss zu identifizieren, die auf Kippen versagen und damit durch Umlagerung höhere Vertikalkräfte anziehen.

Diese Umlagerungen durch die Schwerpunktverschiebung der Wände können durch einfache nichtlineare Finite-Elemente-Modelle berechnet werden. Hierbei ist jedoch iterativ sicher zu stellen, dass die betrachtete Wand nicht durch erhöhte Normalkraft die Versagensart ändert.

6 LITERATUR

Elsche, B. (2008), Zur rechnerischen Modellierung der Beanspruchungen und der Tragfähigkeit von aussteifenden Mauerwerkswänden, Dissertation, Universität Dortmund

Fehling, E. & Stürz, J. (2005) Theoretical Investigation on Stress States of Masonry Structures Subjected to Static and Dynamic Shear Loads (Lateral Loads), Analysis of Terraced House, Technical report of the collective research project ESECMaSE

Fehling, E. & Stürz, J.(2008a), Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads, Technical report of the collective research project ESECMaSE

Fehling, E. & Stürz, J. & Aldoghaim, E. (2008b), Test results on the earthquake resistance on improved masonry materials by pseudo dynamic tests, Technical report of the collective research project ESECMaSE

Fehling, E. & Stürz, J. (2008c) Ergänzende Wandversuche zum Forschungsvorhaben ESECMaSE, Forschungsbericht, Universität Kassel

Fehling, E. & Stürz, J. (2008d), Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Porenbetonwandscheiben, Forschungsbericht, Universität Kassel

Löring, S. (2005), Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung, Dissertation, Dortmund

Magenes, G. & Morandi, P. & Penna, A. (2008) Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads, Technical report of the collective research project ESECMaSE

Stürz, J. (2009), Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens von schubbeanspruchten Mauerwerkswänden infolge der Interaktion innerhalb der Gebäudestruktur, Dissertation (in Bearbeitung), Universität Kassel

Zilch, K. & Finck, W. & Grabowski, S. & Schermer, D. & Scheufler, W. (2008a), Test results on the behaviour of masonry under static in plane lateral loads, Technical report of the collective research project ESECMaSE

Zilch, K. & Finck, W. & Grabowski, S. & Schermer, D. & Scheufler, W. (2008b) Test results on the earthquake resistance on improved masonry materials by pseudo dynamic tests, Technical report of the collective research project ESECMaSE

Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk – eine SIA Dokumentation

Kerstin Pfyl-Lang[1], Friederike Braune[2] und Pierino Lestuzzi[3]
[1]Abteilung Ingenieur-Strukturen, EMPA, Dübendorf
[2]Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge, Bundesamt für Umwelt, Bern
[3]ENAC-IIC-IMAC, EPFL, Lausanne

1 EINLEITUNG

Die Beurteilung von unbewehrten Mauerwerksgebäuden bezüglich ihrer Erdbebensicherheit stösst in der Praxis immer wieder auf Probleme. Zum einen ist das Tragverhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden, im Gegensatz zu Stahlbetonwänden, oft nicht genug verstanden, und zum anderen wird der Modellierung von Mauerwerksgebäuden, insbesondere von älteren Gebäuden, oft zuwenig Aufmerksamkeit geschenkt.

Die Norm SIA 266 „Mauerwerk“ (2003) stellt zwar Modelle zur Verfügung, welche eine gute Abschätzung des Tragwiderstands erlauben, über das Verformungsvermögen von Mauerwerk, welches bei Erdbeben eine wichtige Rolle spielt, ist jedoch in der Schweiz so gut wie nichts bekannt. Als 2004 das Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“ erschien, welches ein verformungsbasiertes Nachweisverfahren für Stahlbetontragwerke detailliert beschreibt, waren die entsprechenden Angaben zum Verhalten von Mauerwerk daher auch sehr dürftig.

Die Notwendigkeit, dem Ingenieur in der Praxis Hilfestellungen bei der Beurteilung von Mauerwerksgebäuden zu geben, wurde immer deutlicher. Die Normenkommission SIA 266 gründete daher eine Arbeitsgruppe zum Thema Erdbebenverhalten von Mauerwerk, mit dem Ziel, das bis anhin vorhandene Wissen zu sammeln und in entsprechender Weise darzustellen.

2 VORGEHEN BEI DER BEURTEILUNG

Abb. 1 zeigt schematisch das Vorgehen bei der Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben. Primär für bestehende Gebäude gezeigt, folgt die Bemessung von neuen Mauerwerksgebäuden denselben Prinzipien. Die einzelnen Schritte werden im Folgenden kurz erläutert.

- Zustandserfassung: Sie soll helfen, das Tragsystem des bestehenden Gebäudes zu verstehen und modellieren zu können. Eine Zustandserfassung bei bestehenden Gebäuden ist jedoch oftmals nicht trivial sondern mit aufwendigen Sondierungen verbunden. Ein grundlegendes Verständnis des vorliegenden Tragsystems ist Vorraussetzung für den Beurteilungsprozess.
- Baustoffkennwerte: Bei Neubauten können aufgrund des gewählten Materials die Materialkennwerte aus den entsprechenden Normen entnommen werden. Bei bestehenden Gebäuden müssen die Baustoffkennwerte aufgrund der Erkenntnisse aus der Zustandserfassung festgelegt werden.
- Gebäudemodell: Das Modell soll es erlauben, den gesamten Kräftefluss sowohl für vertikale als auch für horizontale Kräfte nachzuvollziehen.
- Stockwerksantwortspektren: Zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung auf die Decken und die querbeanspruchten Wände müssen die Stockwerksantwortspektren bestimmt werden.
- Nachweis Decken: Der Widerstand der Decken in ihrer Ebene muss nachgewiesen werden.
- Nachweis Verbindungen: Es ist zu prüfen, ob die Kräfte aus den Decken in die Wände eingeleitet werden können.
- Lokales Verhalten: Je nach Art der Verbindungen können sich einzelne Elemente unabhängig untereinander verhalten. Diese so genannten lokalen Versagensmechanismen müssen untersucht werden.
- Globales Verhalten: Erst wenn die Integrität des Gebäudes gewährleistet ist, ist es sinnvoll das globale Verhalten des Gebäudes zu untersuchen. Dies wird durch das Verhalten der Wände, welche in ihrer Ebene angeregt werden, bestimmt.

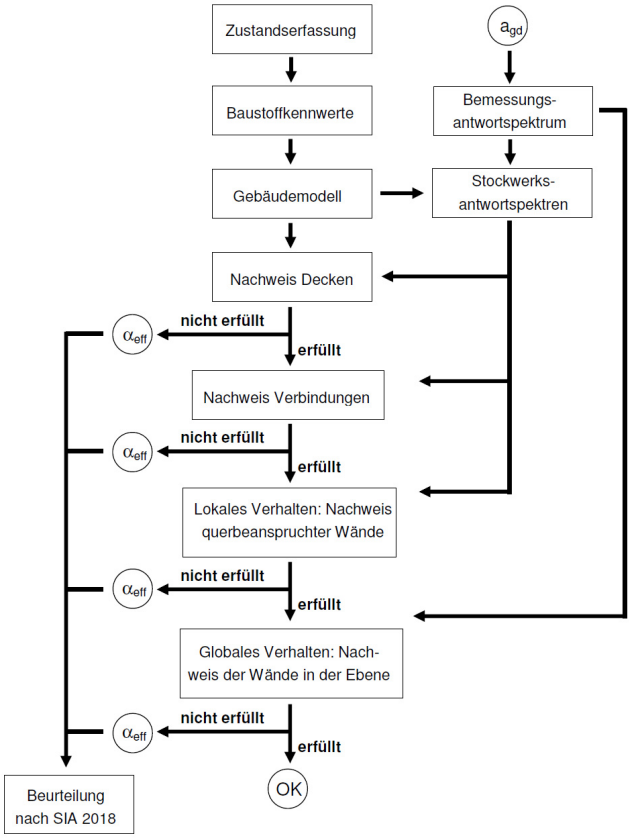


Abb. 1: Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben.

3 MODELLIERUNG

Bei der Modellierung von neuen als auch bestehenden Gebäuden ist es wichtig, sowohl die vertikalen Elemente (Wände, Stützen) als auch die horizontalen Elemente (Decken) und deren Verbindungen untereinander abzubilden. Ziel ist es, den gesamten Kräftefluss nachzuvollziehen. Bei einem Erdbeben werden die resultierenden Trägheitskräfte, welche in den Baugrund abgetragen werden müssen, bei den Massen generiert. D.h. ein Teil der Kräfte wird in den Wänden selber, aber ein grosser Teil in den Decken, durch ihre Massen und den Auf- und Nutzlasten generiert. Diese Kräfte müssen über die Decken in die Wände und von dort über das Fundament in den Baugrund abgeleitet werden. Nur wenn die Integrität des Gebäudes gewährleistet ist, d.h. die durch das Erdbeben generierten Trägheitskräfte über die Decken in die Wände eingeleitet werden können, kann sich ein globaler Versagensmechanismus einstellen, welcher durch den Tragwiderstand der Wände in ihrer Ebene bestimmt wird.

Die Integrität eines Gebäudes (neu als auch bestehend) wird in erster Linie durch die Verbindungen der einzelnen Elmente bestimmt. Dies sind zum einen die Verbindungen der Decken mit den Wänden, zum andern aber auch die Verbindungen orthogonaler Wände. Sind die Verbindungen mangelhaft, verhält sich das Gebäude nicht als ein „Ganzes“, sondern die einzelnen Elemente verhalten sich unabhängig untereinander und es treten sogenannte lokale Versagensmechanismen auf. Der wichtigste lokale Versagensmechanismus bei Mauerwerksgebäuden ist das Versagen der Wände quer zur Wandebene (Out-of-plane).

3.1 Decken

Die Aufgabe der Decken ist es, zum einen die Integrität des Gebäudes zu gewährleisten, und zum anderen die vertikalen Lasten sowie die Trägheitskräfte aus dem Erdbeben auf die Wände zu verteilen. Wie das Zusammenspiel der einzelnen Elemente im Tragwerk aussieht, und wie die Kräfte verteilt werden, hängt im Wesentlichen von der Tragrichtung der Decken, der relativen Steifigkeit der Decken zu den Wänden, und der Verbindung mit den Wänden ab.

Was bei Stahlbetongebäuden meist ohne grossen Aufwand nachgewiesen werden kann, ist bei Mauerwerksgebäuden, insbesondere solchen mit Holzbalkendecken, oft kritisch: der Widerstand der Decke in der Ebene sowie die Krafteinleitung von der Decke in die Wände.

Im Allgemeinen unterscheidet man zwischen in ihrer Ebene starren und flexiblen Deckensystemen. Starre Deckensysteme sind typischerweise die Stahlbetondecken, während ein typisches Beispiel flexibler Deckensysteme die Holzbalkendecken sind. Bei in der Ebene starren Deckensystemen, die als Platte tragen, ist eine Verteilung der Kräfte auf die Wände entsprechend ihres Widerstands bei vorgegebener Verformung erlaubt. Bei flexiblen Deckensystemen muss jede Wandebene einzeln als unabhängiges Tragwerk analysiert werden mit den zugehörigen vertikalen Lasten und horizontalen Einwirkungen aus Erdbeben.

Die Art des Deckensystems hat auch einen grossen Einfluss auf das Schwingungsverhalten des Gebäudes. Bei in ihrer Ebene sehr steifen Decken im Vergleich zur Steifigkeit der Wände (dies sind in der Regel Stahlbetondecken, welche als starr in ihrer Ebene angesehen werden können) schwingt das Gebäude primär in den Eigenfrequenzen der Wände, welche durch die Decken gekoppelt sind. Die Beschleunigung auf der Höhe eines Stockwerks ist dann an allen Orten gleich. Bei sehr flexiblen Deckensystemen, wie z.B. typische Holzbalkendecken in der Schweiz mit einer Bretterlage, wird das Schwingungsverhalten des Gebäudes ebenfalls vom Schwingungsverhalten der Wände dominiert. Allerdings ist hier

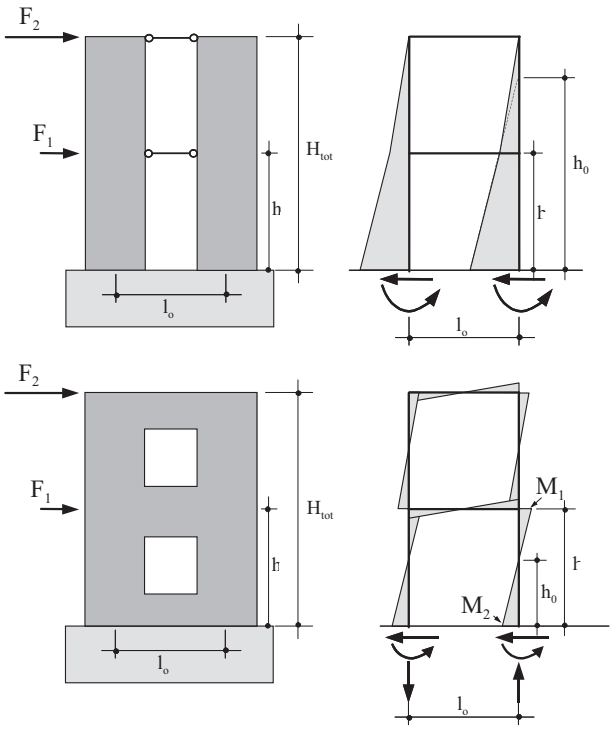


Abb. 2: Koppelung der Wände durch Decken und Riegel, oben: Koppelung der Wände durch biegeweiche Decken (zusammenwirkende Wände), unten: Koppelung durch unendlich steife Riegel (volle Rahmenwirkung).

keine Koppelung der Wände durch die Decken gegeben. Die einzelnen Wandebenen schwingen somit als unabhängige Teiltragwerke, mit eigener Steifigkeit und Masse.

3.2 Torsion

Die Torsionsschwingungen können bei Mauerwerksgebäuden analog wie bei Stahlbetongebäuden berücksichtigt werden. Ein einfaches Verfahren zur Berücksichtigung der Torsion wird in der SIA Dokumentation D 0171 (2002) vorgeschlagen. Ursprünglich für das kraftbasierte Verfahren entwickelt kann es auch beim verformungsbasierten Verfahren angewendet werden. Es erlaubt eine einfache Abschätzung der maximalen Rotation der obersten Geschossdecke, wodurch der Verschiebebedarf der Wände, welche am weitesten vom Widerstandszentrum entfernt liegen, vergrössert wird. Priestley et al. (2007) haben ebenfalls ein Näherungsverfahren zur Berücksichtigung der Torsion bei Mauerwerksgebäuden vorgeschlagen. Beide Verfahren sind nur anwendbar, wenn die Torsionswirkungen mässig sind und das Gebäude eine ausreichende Torsionssteifigkeit aufweist. Für Gebäude mit grossen Unregelmässigkeiten im Grundriss sind in der Regel iterative Berechnungen nötig (vgl. z.B. Mistler und Butenweg, 2005).

3.3 Unregelmässiger Aufriss

Bei Gebäuden mit Unregelmässigkeiten im Aufriss muss die Modellierung folgende Grundsätze berücksichtigen:

– Kontinuität des Kräfteflusses
– Effektive Steifigkeit der Aussteifungselemente

Typische Beispiele von unregelmässigen Aufrissen sind:

– Aussparungen und unterschiedliche Wandlängen: Dieser Einfluss kann am besten mit Spannungsfeldern untersucht werden.
– Wände über Stützen: Auch hier sind Spannungsfelder sehr hilfreich, wobei speziell die Details der Kraftübertragung zwischen Wand, Decke und Stütze untersucht werden muss.
– Seitlich versetzte Wände: Bei geringfügigem Versatz, welche eine direkte Kraftübertragung ermöglicht, können die Wände als eine Wand betrachtet werden. Bei grossem Versatz erfolgt die Kraftübertragung zwischen oberer und unterer Wand über Biegung der Decke.

3.4 Rahmenwirkung

In einem Gebäude sind die Wände durch Riegel und Decken miteinander verbunden. Wände in einer Ebene werden dadurch miteinander gekoppelt. Es stellt sich eine so genannte Rahmenwirkung ein. Abb. 2 zeigt den Biegemomentenverlauf für die beiden Grenzfälle gekoppelter Wände. In Abb. 2 oben ist der Grenzwert dargestellt, bei dem die Wände nur durch orthogonal zu ihrer Ebene weiche Decken verbunden sind. Die Rahmenwirkung geht daher gegen Null und das totale, durch die horizontalen Kräfte hervorgerufene Moment wird allein durch die Wände abgetragen (zusammenwirkende Wände). Abb. 2 unten zeigt den anderen Grenzfall, bei dem die Wände durch sehr steife Riegel miteinander verbunden sind. Die Rahmenwirkung stellt sich voll ein, so dass ein Grossteil des totalen Momentes durch die Normalkräfte, die aus den vertikalen Querkräften in den Riegeln resultieren, abgetragen wird. In der Realität liegt die Rahmenwirkung bei Gebäuden zwischen diesen beiden Grenzfällen. Die Grössenordnung der Rahmenwirkung hängt von der effektiven Biege- und Schubsteifigkeit der Decken und Riegel im Verhältnis zur effektiven Biege- und Schubsteifigkeit der Wände ab. Vereinfacht kann die Grössenordnung der Rahmenwirkung durch den Parameter h_0, der Höhe des Momentennullpunktes, erfasst werden (Bachmann und Lang, 2002). Je kleiner h_0, desto grösser die Rahmenwirkung.

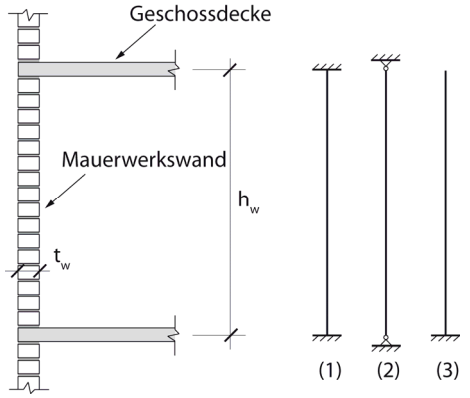


Abb. 3: Mögliche Auflagerbedingungen: (1) beidseitig eingespannt, (2) einfach gelagert, (3) Kragarm

Bei Mauerwerksgebäuden tritt oft der Fall auf, dass die Innenwände durch die Decken, die Fassadenwände durch die Decken und Mauerwerksriegel miteinander verbunden sind. Die Rahmenwirkung durch unbewehrte Mauerwerksriegel ist schwer zu quantifizieren. Vergleiche mit Versuchen haben gezeigt, dass auch Riegel aus unbewehrtem Mauerwerk eine recht beträchtliche Rahmenwirkung erzielen können (Lang, 2002). Diese Rahmenwirkung wird jedoch mit zunehmenden Rissen in den Mauerwerksriegeln immer weiter reduziert. Eine vernünftige Berücksichtigung der Rahmenwirkung durch Mauerwerksriegel kann mit Hilfe von Spannungsfeldern geschehen.

Zur Berücksichtigung der Rahmenwirkung durch Stahlbetondecken wird oft das Modell einer mitwirkenden Breite der Decke benutzt. Die effektiv mitwirkende Breite einer Decke zu bestimmen ist jedoch nicht trivial und herkömmliche Ansätze, wie sie z.B. in der SIA Dokumentation D 0171 (2002) vorgeschlagen werden, sind zumeist sehr konservativ und resultieren in einer vernachlässigbaren Rahmenwirkung. 3-D Modelle zeigen jedoch, dass die Rahmenwirkung durch Stahlbetondecken in Mauerwerksgebäuden in der Regel nicht vernachlässigbar ist. Drückt man die Rahmenwirkung durch die Höhe des Momentennullpunktes h_0 aus, kann im Allgemeinen davon ausgegangen werden, dass bei Mauerwerksgebäuden mit Stahlbetondecken und mehr als 2 Stockwerken:

$$h \leq h_0 \leq 2 \cdot h \qquad (1)$$

mit h = Höhe des Geschosses. Es ist zu beachten, dass für $h_0 > h$, h_0 nicht einem wirklichen Momentennullpunkt, sondern einer extrapolierten Höhe des Momentennullpunkts des betrachteten Mauerwerkspfeilers entspricht.

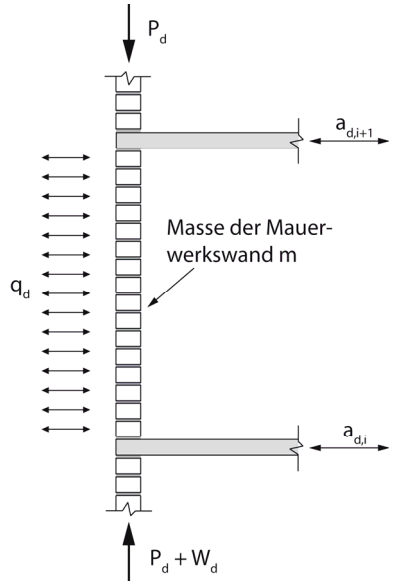


Abb. 4: Querbeanspruchung der Wand

4 VERHALTEN QUERBEANSPRUCHTER WÄNDE

Typische Schäden aus vergangenen Erdbeben an unbewehrten Mauerwerksgebäuden sind der Einsturz von Brüstungen und Giebelwänden und das Versagen querbeanspruchter Wände. Versagen von querbeanspruchten Wänden kann einen Einsturz der Tragwand und einen teilweisen oder kompletten Einsturz des Gebäudes zur Folge haben. Es ist innerhalb der Zustandserfassung und vor allem vor einer globalen Gebäudebeurteilung zuerst das Verhalten der Wände unter Querbeanspruchung zu beurteilen. Kritisch sind nicht nur Brüstungen und Giebelwände, die durch die einseitige Lagerung sehr verletzbar sind. Auch Fassadenwände, vor allem älterer Mauerwerksgebäude mit flexiblen Decken, sind auf ihre Lagerbedingungen und ein mögliches Versagen aus der Ebene zu untersuchen.

4.1 Grenzwerte der Wandschlankheit h/t

Der ausreichende Tragwiderstand unter Querbeanspruchung kann vereinfacht anhand der Wandschlankheit beurteilt werden. Sowohl die Norm SIA 266 als auch das Merkblatt SIA 2018 wählen den Ansatz der zulässigen Wandschlankheit für unbewehrte Mauerwerkswände.

Im Merkblatt SIA 2018 sind, in Abhängigkeit der Lage der Wände in ***bestehenden Gebäuden***, die Grenzwerte der Wandschlankheit in Tabelle 1, Ziffer 7.4.2, festgelegt. Sind die Grenzwerte der Tabelle eingehalten, ist der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} \geq \alpha_{min}$ und es sind keine konstruktiven Massnahmen gegen ein Versagen aus der Ebene erforderlich. Die Grenzwerte in der Tabelle sind ausschliesslich für zweiseitig gelager-

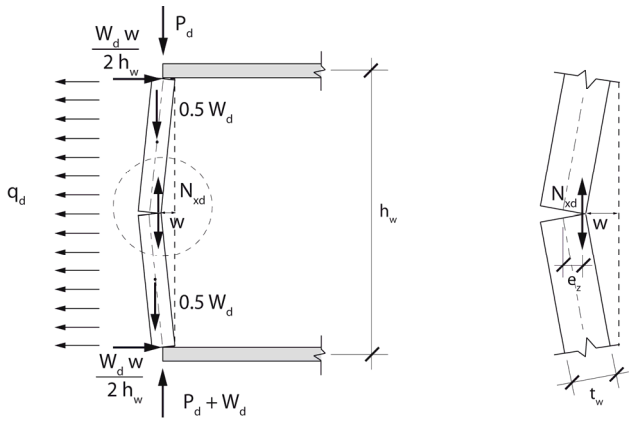


Abb. 5: Kräfte auf querbeanspruchte Wand, nach Paulay und Priestley (1992)

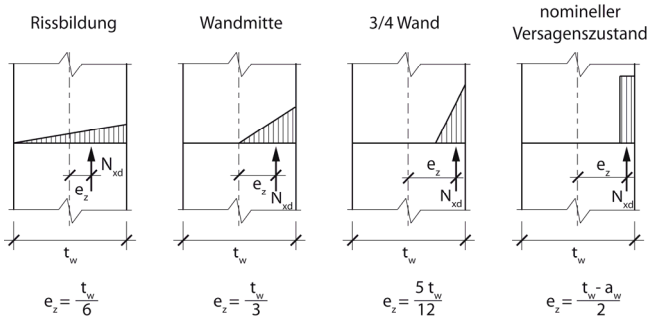


Abb. 6: Ausgewählte Spannungszustände am mittleren Wandquerschnitt, nach Paulay und Priestley (1992)

te Wände gültig. Einfach gelagerte oder auskragende Wände sind ausgeschlossen.

Ist die Bedingung nicht erfüllt ($\alpha_{eff} < \alpha_{min}$) oder der Erfüllungsfaktor α_{eff} genauer zu bestimmen, kann dies analytisch entweder anhand des kraftbasierten Verfahrens gemäss Norm SIA 266, Ziffer 4.3.4, oder anhand des wie im Folgenden vorgestellten verformungsbasierten Verfahrens nach Paulay und Priestley (1992) erfolgen.

4.2 Rechnerischer Nachweis bei Querbeanspruchung

Es können grundsätzlich drei Auflagerbedingungen für Wände unterschieden werden, wie Abb. 3 zeigt:

- beidseitig eingespannte Wände (1)
- einfach gelagerte Wände (2)
- Kragarm (Brüstungen, Giebelwände, Aussenwände freistehend) (3)

Für die Beschreibung des Verfahrens wird für eine betrachtete Wand eine einfache Lagerung angenommen. Vereinfacht wird bei der Ermittlung der Querbeanspruchung der Wand q_d angenommen, dass die Antwortbeschleunigung a_d über die Höhe konstant und gleich dem Mittel der Stockwerksbeschleunigungen ist (Abb. 4):

$$q_d = m \cdot a_d = m \cdot \frac{a_{d,i} + a_{d,i+1}}{2} \tag{2}$$

mit m = Masse der Mauerwerkswand.

Die Rissbildung allein verursacht kein Wandversagen - ein Versagen tritt ein, wenn die resultierende Normalkraft N_{xd} in der Druckzone des mittleren Risses ausserhalb der Wirkungslinien der eingebrachten Lasten ober- und unterhalb der Wand verschoben liegt.

Abb. 5 zeigt die Kräfte, welche auf die querbeanspruchte Wand wirken. Die Beschleunigung, welche eine Verformung w hervorruft, kann mit Hilfe des Kräftegleichgewichts hergeleitet werden:

$$a = \frac{8}{m h_w^2} N_{xd} (e_z - w) \tag{3}$$

$$\text{mit } N_{xd} = P_d + \frac{W_d}{2} \tag{4}$$

e_z ist die Exzentrizität der resultierenden Normalkraft N_{xd}.

Um den Energiebedarf bei Versagen abzuschätzen, ist die Beschleunigungs-Verformungs-Kurve für die querbeanspruchte Wand zu bestimmen. Abb. 6 zeigt ausgewählte Spannungszustände am mittleren Wandquerschnitt von der Rissbildung bis zum nominellen Versagenszustand (Annahme: Zugspannungen = 0). Es kann konservativ angenommen werden, dass die Durchbiegung w jeweils proportional zur Krümmung ψ zunimmt.

Beginnende Rissbildung:

$$e_z = \frac{t_w}{6} \tag{5}$$

$$w_{cr} = \frac{8 \cdot M_{cr}}{h_w^2} \tag{6}$$

Rissbildung bis zur Hälfte des Wandquerschnitts:

$$e_z = \frac{t_w}{3} \tag{7}$$

$$w = 4 w_{cr} \tag{8}$$

Rissbildung bis ¾ des Wandquerschnitts:

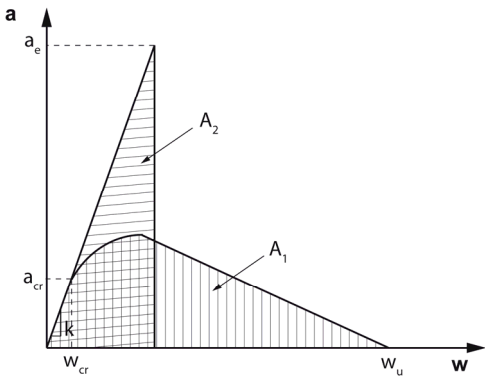


Abb. 7: Querbeanspruchung auf die Wand, nach Paulay und Priestley (1992)

$$e_z = \frac{5t_w}{12} \tag{9}$$

$$w = 16w_{cr} \tag{10}$$

Nomineller Versagenszustand:

$$e_z = \frac{t_w - a_w}{2} \tag{11}$$

$$w = \frac{\varepsilon_{cu} \cdot E_m \cdot t_w^2}{2 \cdot c \cdot N_{xd}} \cdot w_{cr} \tag{12}$$

ε_{cu} ist die Bruchstauchung, E_m der elastische E-Modul des Mauerwerks und c der Abstand der neutralen Achse von der Druckkante.

Die zu den jeweiligen Spannungszuständen gehörige Beschleunigung kann durch das Einsetzen von e_z und w in Gl. (3) erhalten werden. Das eigentliche Versagen tritt jedoch erst ein, wenn die Wand instabil wird:

$$w_u = \frac{t_w - a_w}{2} \tag{13}$$

$$a = 0 \tag{14}$$

Anhand der ermittelten Durchbiegungen *w* und korrespondierenden Beschleunigungen *a* der einzelnen Spannungszustände kann die Beschleunigungs-Verformungs-Kurve für die betrachtete Wand dargestellt werden (gekrümmte Kurve in Abb. 7).

Eine Abschätzung der äquivalenten elastischen Antwortbeschleunigung a_e, die ein Versagen der Wand verursacht, wird anhand des Energieerhaltungssatzes getroffen. Eine Fläche unter einer linearen Beschleunigungs-Verformungs-Kurve, die die gleiche Anfangssteifigkeit *k* wie die wahre Beschleunigungs-Verformungs-Kurve der Wand hat, wird der Fläche dieser gleichgesetzt.

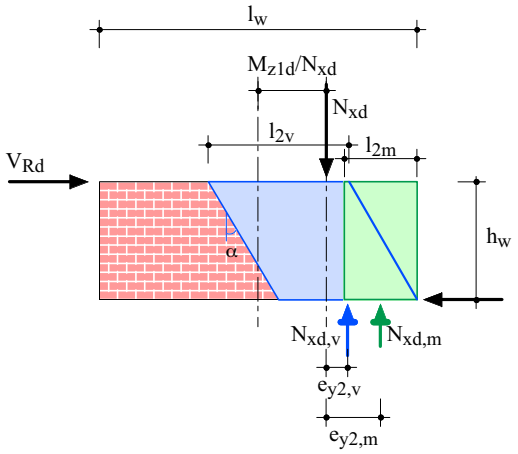


Abb. 8: Analytische Bestimmung des horizontalen Tragwiderstands durch Überlagerung von Druckstreben

Die Anfangssteifigkeit *k* bestimmt sich aus dem ersten Wertepaar der Kurve bei beginnender Rissbildung.

$$k = \frac{a_{cr}}{w_{cr}} \tag{15}$$

Äquivalente Fläche:

$$A_2 = \frac{a_e^2}{2k} = A_1 \tag{16}$$

Äquivalente elastische Antwortbeschleunigung:

$$a_e = \sqrt{2kA_1} \tag{17}$$

Aufgrund der grossen Unsicherheiten, mit denen dieser Ansatz behaftet ist, wird empfohlen a_e abzumindern:

$$a_{ed} = \frac{a_e}{\gamma} \text{ mit } \gamma = 2.0 \tag{18}$$

Erfüllungsfaktor aus Querbeanspruchung:

$$\alpha_{eff} = \frac{a_{ed}}{a_d} \tag{19}$$

5 VERHALTEN DER WÄNDE IN DER EBENE

Der mit Hilfe der Norm SIA 266 (2003) bestimmte horizontale Tragwiderstand parallel zur Wandebene basiert auf den Bruchkriterien von Ganz (1985) und kann mit Hilfe von Spannungsfeldern berechnet werden (Lestuzzi und Mittaz, 2007).

Eine gute Abschätzung des horizontalen Tragwiderstands einer Mauerwerkswand erhält man durch die Überlagerung einer geneigten mit einer vertikalen Druckstrebe (Abb. 8). Dabei müssen die Gleichgewichtsbedingungen (Gl. 20 bis 22) erfüllt werden, oh-

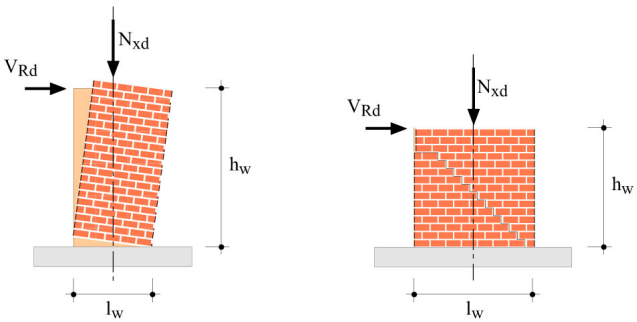


Abb. 9: Versagensarten : Biegeversagen (links) und Schubversagen (rechts).

ne dass die Druckfestigkeiten des Mauerwerks überschritten werden oder Gleiten eintritt (Gl. 23 bis 25):
Gleichgewicht :

$$N_{xd,v} + N_{xd,m} = N_{xd} \tag{20}$$

$$N_{xd,v} \cdot e_{y2,v} + N_{xd,m} \cdot e_{y2,m} = V_{Rd} \cdot h_w \tag{21}$$

$$V_{Rd} = N_{xd,v} \cdot tg\alpha \tag{22}$$

Druckfestigkeiten und Gleiten :

$$N_{xd,v} \leq f_{yd} \cdot l_{2v} \cdot t_w \cdot \cos^2 \alpha \tag{23}$$

$$N_{xd,m} \leq \left(f_{xd} - f_{yd}\right) \cdot l_{2m} \cdot t_w \tag{24}$$

$$tg\alpha \leq \quad {}_d \tag{25}$$

mit :

$$l_{2v} = l_w - 2 \cdot e_{y2,v} \tag{26}$$

$$l_{2m} = l_w - 2 \cdot e_{y2,m} \tag{27}$$

Die Berechnung des horizontalen Tragwiderstands ist iterativ. Eine häufige Vereinfachung besteht in der Gleichsetzung der Exzentrizitäten der beiden Druckstreben am Fuss der Wand (vgl. Lang, 2002). Die Norm SIA 266 (2003) beinhaltet jedoch Bemessungsdiagramme, mit deren Hilfe der horizontale Tragwiderstand parallel zur Wandebene bestimmt werden kann. Obwohl die Anwendung der Bemessungsdiagramme, welche ebenfalls auf der Überlagerung von Spannungsfeldern basieren, weniger aufwendig ist, lohnt sich der analytische Nachweis mit den Spannungsfeldern besonders bei mehrstöckigen Gebäuden, weil er den nicht überdrückten Teil der Wand, welcher in den Bemessungsdiagrammen vernachlässigt wird, mit berücksichtigt. Ausserdem ermöglicht die direkte Anwendung von Spannungsfeldern die Behandlung von durchlöcherten Fassaden.

5.1 Weitere Modelle

Die Modelle, welche Eurocode 8 (2004) oder FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency) für die Berechnung des horizontalen Tragwiderstands parallel zur Wandebene vorschlagen, unterscheiden sich vom Modell des SIA. Prinzipiell wird zwischen zwei Versagensarten unterschieden: einem Biegeversagen und einem Schubversagen (Abb. 9) Der horizontale Tragwiderstand parallel zur Wandebene entspricht dem Minimum aus Biegewiderstand und Schubwiderstand.

Beim Biegeversagen, ebenfalls Kippversagen genannt, erlaubt die Gleichgewichtsbedingung der als Starrkörper betrachteten Wand die Bestimmung des horizontalen Tragwiderstands parallel zur Wandebene (EC8, 2004):

$$V_{Rd,R} = \frac{l_w \cdot N_{xd}}{2 \cdot h_w} \cdot \left(1 - 1{,}15 \cdot \frac{N_{xd}}{l_w \cdot t_w \cdot f_{xd}}\right) \tag{28}$$

f_{xd} Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge
h_w, t_w Höhe und Dicke der Wand

Die Berechnung des Schubversagens basiert auf dem Mohr-coulombschen Kriterium (EC8, 2004):

$$V_{Rd,S} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \tag{29}$$

mit

$$f_{vd} = f_{vd0} + 0{,}4 \cdot \frac{N_{xd}}{l_c \cdot t} \leq 0{,}065 \cdot f_b$$

$$f_{vd0} = 1{,}25 \cdot f_{td}$$

$$M_u = \frac{\sigma_0 \cdot l_w^2 \cdot t}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{\kappa \cdot f_b}\right)$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{xd}}{l_w \cdot t}$$

$$\kappa = 0{,}85$$

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit des Mauerwerks
l_c überdrückte Wandlänge
f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit des Mauerwerks ohne Normalkraft
f_b Mittelwert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

5.2 Vergleich SIA 266 – Eurocode 8

Abb. 10 zeigt einen graphischen Vergleich der beiden Modelle des Eurocodes 8 und der Norm SIA 266. Die

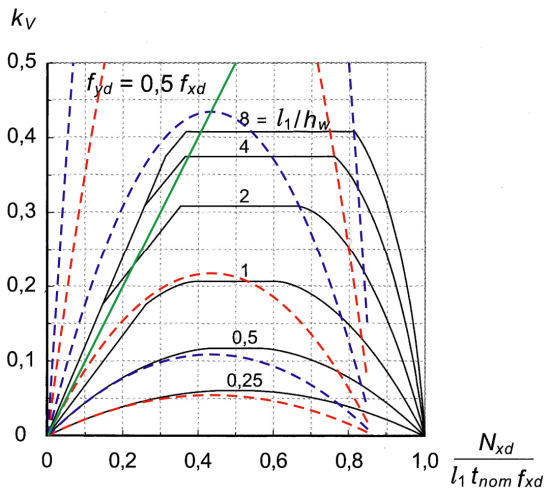


Abb. 10: Vergleich eines Bemessungsdiagramms der Norm SIA 266 (2003) mit den Modellen des EC8 (Kippen entsprechend Gl. 28 gestrichelt und Schub entsprechend Gl. 29 durchgehend gezeichnet).

gestrichelten Kurven entsprechen dem horizontalen Tragwiderstand parallel zur Wandebene bezüglich Kippen (Gl. 28) für verschiedene Werte der Wandschlankheit. Die einzelne durchgezogene Linie entspricht dem horizontalen Tragwiderstand bezüglich Schub (Gl. 29).

Diese grafischen Vergleiche zeigen, dass die Kurven aus dem Modell für Kippen des Eurocodes 8 (Gl. 28) gut mit den Kurven des SIA 266 übereinstimmen, wenn $f_{yd}/f_{xd} \geq 0.5$ (z.B. für Mauerwerk MC und Mauerwerk MB mit vollfugig vermörtelten Stossfugen), die bezogene Druckkraft $N_{xd}/l_w/t_w/f_{xd}$ kleiner als 0.5 und die Wandschlankheit h_w/l_1 grösser als 1 ist. Die Kurve aus dem Modell für Schub (Gl. 29) gemäss Eurocode 8 stimmt ebenfalls gut mit den Kurven der SIA 266 überein. Für Mauerwerk mit $f_{yd}/f_{xd} < 0.5$ (z.B. Backsteinmauerwerk) stimmen die Kurven allerdings weniger gut überein.

5.3 Verformungsvermögen

SIA 266 enthält keine Angaben bezüglich Verformungsvermögen. Damit ein verformungsbasiertes Nachweisverfahren für Mauerwerkswände möglich wird, soll daher in Anlehnung an Eurocode 8 eine Formulierung zur Bestimmung des Verformungsvermögens vorgeschlagen werden.

6 LITERATUR

Bachmann H., Lang K. (2002), Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten, IBK-Bericht Nr. 274, Institut für Baustatik und Konstruktion, vdf Hochschulverlag, ETH Zürich

Cohen G.L., Klingner R.E., Hayes J.R., Sweeney S.C. (2001), Seismic response of low-rise masonry buildings with flexible roof diaphragms, Report ERDC/CERL SR-01-19, Construction Engineering Research Laboratory.

Dokumentation SIA D 0171 (2002), Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetonwänden, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Eurocode 8 (2004), Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden, prEN 1998-3. Schlussentwurf, Comité Européen de Normalisation (CEN), Brüssel.

FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

Ganz H.R. (1985), Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub, IBK-Bericht Nr. 148, Institut für Baustatik und Kosntruktion, Birkhäuser Verlag, Basel.

Lang K. (2002), Seismic vulnerability of existing buildings, IBK-Bericht Nr. 274, Institut für Baustatik und Konstruktion, vdf Hochschulverlag, ETH Zürich.

Lestuzzi P., Mittaz X. (2007), Horizontaler Tragwiderstand von Mauerwerkswänden parallel zur Wandebene, Bauingenieur, 82, pp. 11-15.

Merkblatt SIA 2018 (2004), Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Mistler, M., Butenweg, Ch. (2005), Verformungsbasierter seismischer Nachweis von Mauerwerksbauten mit der Kapazitätsspektrum-Methode, Mauerwerk 9, Heft 6, pp. 255-261.

Norm SIA 266 (2003), Mauerwerk, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Paulay T., Priestley M.J.N (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 623 pp.

Sweeney S.C., Horney M.A., Orton S.L. (2005), Seismic Response of a Half-Scale Masonry Building with Flexible Diaphragms, Report ERDC/CERL TR-05-25, Construction Engineering Research Laboratory.

Anwendung der SIA Dokumentation „Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk“ – Berechnungsbeispiele

Friederike Braune
Koordinationsstelle für Erdbebenvorsorge BAFU, Bern

1 EINLEITUNG

In der Praxis verursacht die Überprüfung der Erdbebensicherheit von, vorallem bestehenden, unbewehrten Mauerwerksgebäuden immer wieder Probleme. Einerseits wird das Tragverhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden häufig nicht verstanden, und andererseits die Modellierung von Mauerwerksgebäuden vernachlässigt.

Vor diesem Hintergrund wurde von der Normenkommission SIA 266 Mauerwerk eine Arbeitsgruppe gegründet, mit dem Ziel, das vorhandene Wissen innerhalb einer SIA Dokumentation „Erdbebenverhalten von unbewehrtem Mauerwerk“ zusammenfassend darzustellen.

Unter Anwendung dieser Dokumentation wurden zwei Beispielgebäude bezüglich ihrer Erdbebensicherheit überprüft. Ziel der Beispielberechnungen war es einerseits die Anwendbarkeit der Dokumentation in der Praxis zu beurteilen und andererseits bekannte kritische Aspekte bei der Erdbebenüberprüfung von unbewehrten Mauerwerksgebäuden darzulegen.

2 BEISPIELGEBÄUDE

Um typischen Gebäudestrukturen aus unbewehrtem Mauerwerk in der Schweiz gerecht zu werden wurden zwei sehr unterschiedliche Gebäude als Grundlagenbeispiele ausgewählt. Die beiden Gebäude wurden mit verschiedenen Eingangsparametern belegt um möglichst viele Aspekte in der Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbebensicherheit abzudecken.

Bei dem ersten ausgewählten Beispiel handelt es sich um ein mehrgeschossiges Wohngebäude aus den 50er Jahren, dem für die Beispielberechnung gemäss Norm SIA 261 (2003) Erdbebengefährdungszone Z2 und bezüglich der Nutzung Bauwerksklasse BWK I zugeordnet wurde (Abb. 1). Basierend auf den bestehenden Baugrundunterlagen aus der Erstellungszeit konnte der Boden Baugrundklasse C zugeordnet werden.

Für das zweite Beispiel wurde ein Verwaltungsbau aus der Zeit der Jahrhundertwende (1912) ausgewählt, der gemäss Norm SIA 261 (2003) in Erdbebengefährdungszone Z1 und bezüglich seiner Nutzung und Funktion als Verwaltungsbau in Bauwerklasse BWK II eingeteilt wurde (Abb. 2). Aufgrund des Standorts des Gebäudes und einer vorliegenden Baugrunduntersuchung wurde der Boden Baugrundklasse A zugeordnet.

3 VORGEHEN BEI DER ÜBERPRÜFUNG

Anhand des in der SIA Dokumentation empfohlenen Vorgehens zur Gebäudebeurteilung wurden bei beiden Beispielgebäuden jeweils die Schritte Baustoffkennwerte (4.2), Zustandserfassung (4.3), Decken & Verbindungen (4.4), Einwirkungen, Bemessungsantwortspektrum und Stockwerksantwortspektren (4.5), Gebäudemodell (5), lokales Verhalten (5.1) und globales Verhalten behandelt und kommentiert.

Weiterhin wurden verschiedene Aspekte in die Modellierung integriert wie Torsion und unregelmässiger Aufriss (5.2).

4 VORGEHEN ZUR GEBÄUDEBEURTEILUNG

4.1 Gebäudegeometrie

Das Wohnhaus in Beispiel 1 ist ein fünfgeschossiges Gebäude mit einem Dachgeschoss. Das Kellergeschoss ist vollständig in den Untergrund integriert. Das Gebäude hat eine Länge von rund 30 m, eine Breite von rund 12 m und eine Höhe über Terrain von rund 11 m (siehe Abb. 3 und 4).

Der Verwaltungsbau in Beispiel 2 besitzt einen U-förmigen Grundriss, näher untersucht anhand der Dokumentation wird der mittlere fünfgeschossige Gebäudetrakt. Der Trakt hat eine Länge von rund 40 m, eine Breite von rund 33 m und eine Gebäudehöhe über Terrain von rund 24 m (siehe Abb. 5 und 6).

Abb. 1: Beispiel 1 – Wohngebäude.

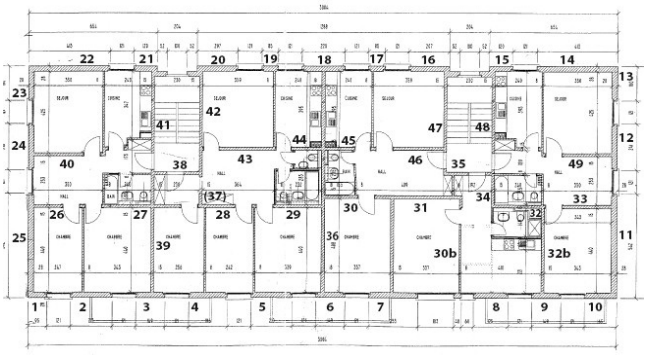


Abb. 3: Beispiel 1 – Gebäudegrundriss des Wohngebäudes.

Abb. 2: Beispiel 2 – Verwaltungsbau.

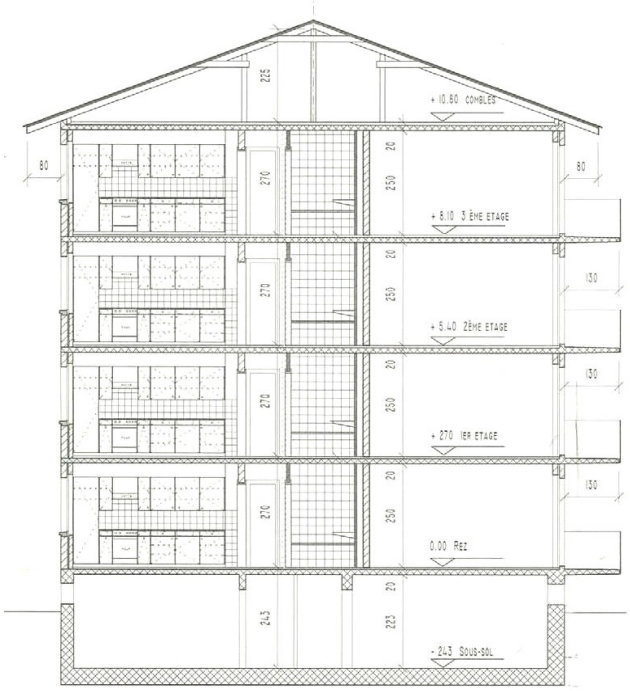


Abb. 4: Beispiel 1 – Gebäudeschnitt des Wohngebäudes.

4.2 Baustoffe

Beispielgebäude 1 besteht aus einschaligem Einsteinmauerwerk aus normalen Backsteinen. Es kann angenommen werden dass das Mauerwerk über alle Geschosse aus den gleichen Mauersteinen besteht. Gemäss Merkblatt SIA 2018 (2004), Anhang B, Tabelle 8, wurden die Materialeigenschaften für Mauerwerk aus den 50er Jahren abgeleitet. Durch die Zustandserfassung des Gebäudes konnten diese Werte als realitätsnahe Annahmen bestätigt werden.

Der näher untersuchte mittlere Gebäudetrakt des Beispielgebäudes 2 wie auch der Rest des Gebäudes bestehen aus Natursteinmauerwerk mit gerichteten Verbänden, aus einschaligem Sandsteinmauerwerk (Bernersandstein). Damit ist das Tragverhalten ähnlich wie Mauerwerk aus künstlichen Steinen und kann analog zu diesem behandelt werden. Gemäss Merkblatt SIA 2018 (2004), Anhang B, Tabelle 8, und Norm SIA V178 (1996) wurden zunächst die Materialeigenschaften für Mauerwerk von Anfang des 20. Jahrhunderts abgeleitet. Durch die Zustandserfassung des Gebäudes konnten diese Werte als realitätsnahe Annahmen bestätigt werden.

4.3 Zustanderfassung

Im Rahmen einer Zustandserfassung beider Gebäude wurden mehrere grundlegende Eingangsgrössen festgelegt.

Aufgrund der bestehenden Pläne und einer lokalen Freilegung der Unterseiten der Stahlbetondecken im Beispielgebäude 1 sind der Aufbau und die Abmessungen der Geschossdecken bekannt. Es wurden ebenfalls zwei Innenwände und drei Fassadenwände lokal freigelegt um den Aufbau des Mauerwerks im Gebäude einordnen zu können. Das Gebäude wurde

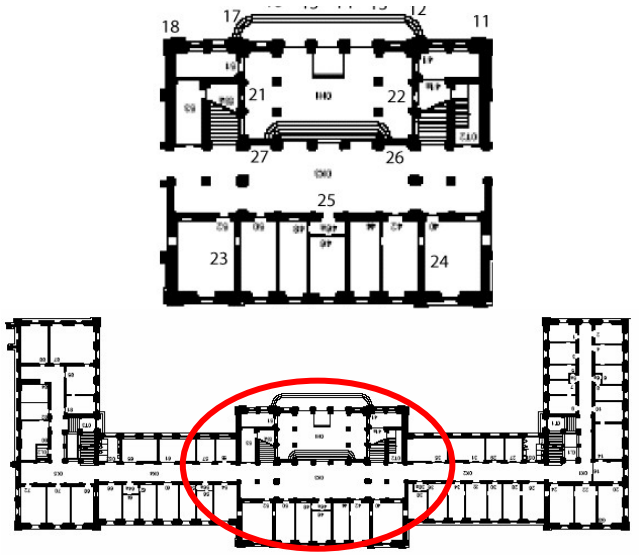


Abb. 5: Beispiel 2 – Gebäudegrundriss des Verwaltungsbaus mit vergrössertem Mitteltrakt.

Mitte der 50er Jahre erbaut. Zum damaligen Zeitpunkt existierte bereits eine Normengrundlage, die Norm SIA 113 (1943). Das Gebäude wurde von Anfang an als Wohnhaus genutzt. Umbauten am Tragsystem haben in den letzten rund 50 Jahren keine stattgefunden.

Statisch relevante Eckverbindungen zwischen Wänden werden nicht berücksichtigt, da sie nicht mit Sicherheit im ganzen Gebäude vorhanden sind. Ausgemauerte Öffnungen und Entlastungsgewölbe sind im Gebäude keine vorhanden. Auch Ergänzungsbauteile, die statisch relevant werden können, wie z.B. Betonstürze, existieren nicht.

Ebenfalls im Beispielgebäude 2 sind aufgrund der bestehenden Pläne und einer lokalen Freilegung der Unterseiten der Holzbalkendecken der Aufbau und die Abmessungen der Geschossdecken bekannt. Es wurden auch hier Innenwände und Fassadenwände lokal freigelegt um den Aufbau des Mauerwerks in den Gebäude einordnen zu können. Es wurden Kernbohrungen und Materialprüfungen am Mauerwerk durchgeführt um die Annahmen zu den Materialeigenschaften des Sandsteinmauerwerks zu bestätigen. Das Gebäude wurde um die Jahrhundertwende, im Jahre 1892, fertig gestellt. Es wurde von Anfang an als Verwaltungsgebäude der Bundesbehörden genutzt. Umbauten am Tragsystem haben in den letzten rund 120 Jahren mehrfach stattgefunden, sind aber nicht dokumentiert. Seit 1991 läuft eine umfangreiche Sanierung der teilweise sehr beschädigten Sandsteinfassaden des Gebäudes. Weiterhin wurden 2005/2006 grössere Umbauarbeiten im Gebäude umgesetzt, die durch eine Grobanalyse der Erdbebensicherheit eines Ingenieurbüros begleitet wurde. Eine detaillierte Berechnung des Gebäudes unter Angabe eines Erfüllungsfaktors erfolgte zum damaligen Zeitpunkt nicht.

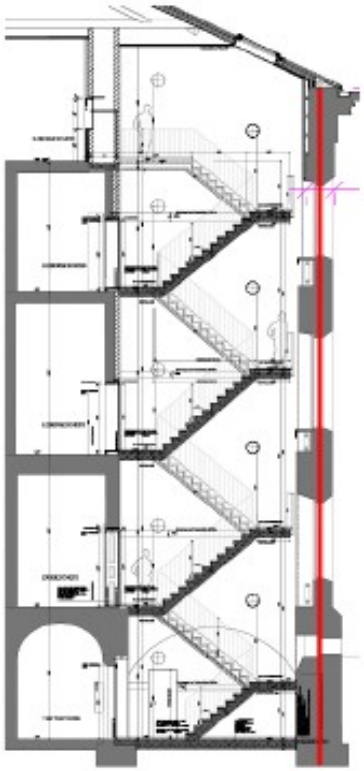


Abb. 6: Beispiel 2 – Gebäudeschnitt des Verwaltungsbaus.

Statisch relevante Eckverbindungen zwischen Wänden werden nicht berücksichtigt, da sie nicht mit Sicherheit im ganzen Gebäude vorhanden sind. Ausgemauerte Öffnungen im Gebäude konnten bei der Zustandsanalyse im Vergleich mit den bestehenden Bauwerksunterlagen keine festgestellt werden.

Es ist davon auszugehen dass gemäss der damaligen Bauweise von Öffnungsüberdeckungen Entlastungsgewölbe im Gebäude vorhanden sind. Aufgrund von Verputzen und Verkleidungen wurden nur einige Fenster- und Türöffnungen exemplarisch freigelegt. Ergänzungsbauteile, die statisch relevant werden könnten, sind nicht vorhanden.

4.4 Decken und Verbindungen

Die Geschossdecken im Beispielgebäude 1 bestehen aus Stahlbeton und bilden ein in der Ebene starres Deckensystem. Lager zwischen Decke und Wänden sind nicht eingelegt. Die Stahlbetondecken, die zweiachsig gespannt sind, tragen als Platten, besitzen eine sehr hohe Steifigkeit in der Ebene und sind vollständig in die Wände eingebunden. Die Stahlbetondecken sind mit allen Mauerwerkswänden verbunden. Die kraftschlüssige Verbindung zwischen Decken und Wänden ist gewährleistet. Verbindungen zwischen

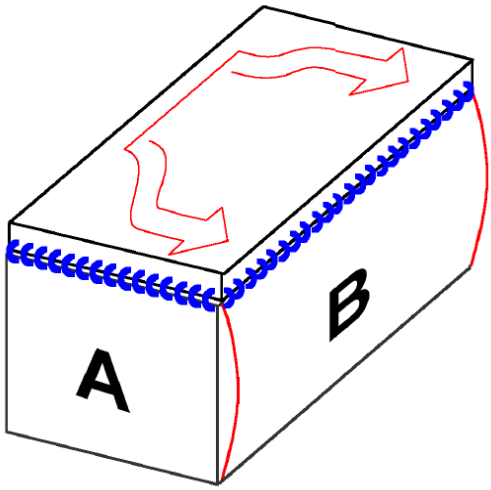


Abb. 7: Beispiel 1 – Kraftableitung in x- und y-Richtung.

orthogonalen Wänden bestehen keine. Die Wände orthogonal zur Erdbebeneinwirkung werden zusätzlich durch die Decken gehalten (Abb. 7).

Die Decken im Beispielgebäude 2 bestehen aus Holzbalkendecken. Die Deckenbalken verlaufen in Gebäudequerrichtung und liegen jeweils auf den Fassaden- und Innenwänden in Längsrichtung auf. Die Balken sind in die Aussenwände eingemauert. Die Beplankung besteht aus einer auf die Balken vernagelten Holzschalung. Die Holzdeckensysteme sind einseitig gespannt, die Geschosslasten werden unidirektional abgetragen. Die Geschosslasten werden primär über die Längswände und die Pfeiler in Gebäudemitte entsprechend der Lasteinleitungsflächen abgetragen. Die Holzbalkendecken bilden ein in ihrer Ebene flexibles Deckensystem. Die Holzbalkendecken sind in Gebäudelängsrichtung – x-Richtung – in die Mauerwerksfassadenwände eingebunden. In Gebäudequerrichtung – y-Richtung – ist keine Einbindung in die Mauerwerkswände vorhanden. Das Gebäude verhält sich somit nicht als „Ganzes“, sondern die einzelnen Elemente verhalten sich unabhängig untereinander und es können lokale Versagensmechanismen auftreten, die untersucht werden müssen (Abb. 8).

4.5 Einwirkungen

4.5.1 Vertikale Einwirkungen

Im Beispielgebäude 1 werden die vertikalen Einwirkungen aus den ständigen und veränderlichen Einwirkungen auf die Geschossdecken, auf das Dach und die Wände unter Ansatz des Reduktionsbeiwerts ψ gemäss Norm SIA 260 (2003) für die aussergewöhnliche Bemessungssituation ermittelt. Daraus ergeben

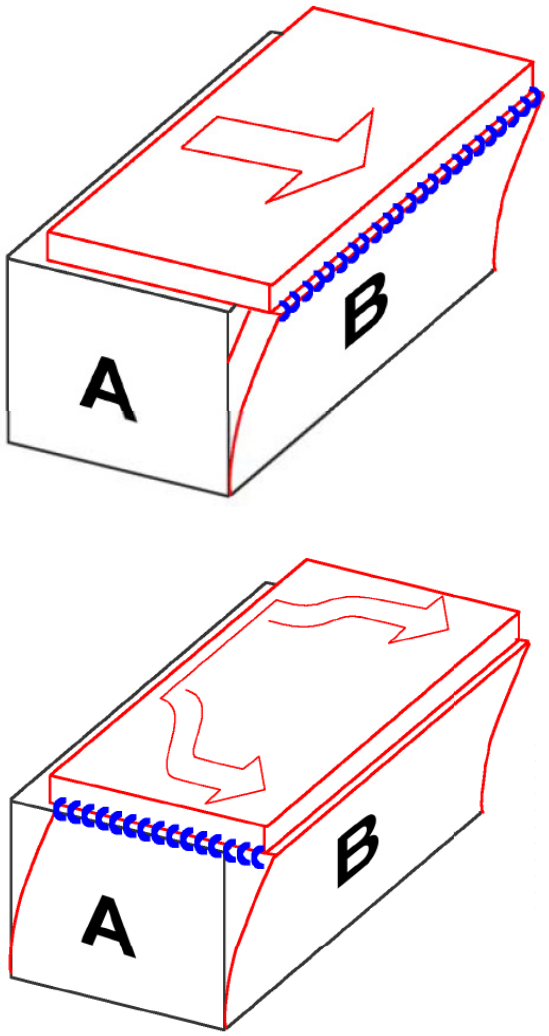


Abb. 8: Beispiel 2 – Kraftableitung in y-Richtung (oben) und in x-Richtung (unten).

sich die auf die tragenden Wände wirkenden Normalkräfte.

Gleiches gilt für die Ermittlung der Einwirkungen des Beispielgebäudes 2.

4.5.2 Horizontale Einwirkungen – Bemessungsantwortspektrum und Stockwerksantwortspektren

Zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung auf die Tragwände parallel zur Erdbebeneinwirkung wird das Bemessungsspektrum der Beschleunigung der Norm SIA 261 (2003) verwendet.

Für das verformungsbasierte Verfahren wird beim elastischen Bemessungsspektrum der Beschleunigung der Verhaltensbeiwert q gleich 1 gesetzt.

Zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung auf die querbeanspruchten Wände des Beispielgebäudes 2 werden die Stockwerksantwortspektren, welche den Einfluss der Tragwände parallel zur Erdbebeneinwirkung, der Höhe und der Decken berücksichtigen, be-

nötigt. Ausgangspunkt ist das elastische Bemessungsspektrum der Beschleunigung des Merkblatts SIA 2018 (2004). Da die Grundschwingzeit T_1 zum Zeitpunkt der Überprüfung der lokalen Effekte aus der Ebene noch nicht bekannt ist, wird eine Abschätzung der Stockwerksbeschleunigungen mit dem Plateauwert des elastischen Bemessungsspektrums der Beschleunigung a_{pd} vorgenommen.

Es wird eine lineare Grundschwingform angenommen, ausgehend von a_{pd} auf der Höhe h_e. Der Einfluss der Bodenbeschleunigung a_{gd} wird für Geschosse unterhalb von h_e berücksichtigt.

Die Beschleunigungen, welche die querbeanspruchten Wände anregen, erhält man aus der Beschleunigung auf Höhe der Geschossdecke $a_{i,d}$ unter Berücksichtigung einer Amplifikation durch die Decken: a_{fi}. Bei in ihrer Ebene sehr weichen Decken wie im Beispielgebäude 2 kann von einer Amplifikation gleich 1 ausgegangen werden.

5 MODELLIERUNG

Bei der Modellierung beider Gebäude werden für jeden betrachteten Fall sowohl die vertikalen (Wände) als auch die horizontalen Elemente (Decken) und deren Verbindungen untereinander abgebildet. Der gesamte Kräftefluss wird nachvollzogen.

Beim Aufstellen des Berechnungsmodells ist die Steifigkeit der Wände unter Berücksichtigung sowohl der Biege- als auch der Schubweichheit bestimmt worden unter Verwendung der Steifigkeit für gerissene Querschnitte. Es wird eine reduzierte Steifigkeit – also k_{eff} = 0.5 k_0 – im gerissenen Zustand angenommen.

5.1 Lokale Effekte

Der wichtigste zu überprüfende lokale Versagensmechanismus bei unbewehrten Mauerwerksgebäuden ist das Versagen der querbeanspruchter Wände (Out-of-plane).

Im Beispielgebäude 1 kann der Nachweis gegen Versagen aus der Ebene der querbeanspruchten Wände durch Einhalten der Grenzwerte der Wandschlankheiten gemäss Merkblatt SIA 2018 (2004), Ziffer 7.4, erbracht werden. Die Wände sind durch die volle Einbindung der Betondecken in die Wände ausreichend rückverankert. Alle Wände erfüllen den Nachweis der Grenzschlankheit. Das Gebäude ist durch das Versagen von Wänden aus ihrer Ebene nicht gefährdet.

Im Beispielgebäude 2 ist aufgrund der fehlenden Rückverankerung der Aussenwände in den Geschossdecken der vereinfachte Nachweis über die Wandschlankheit nicht anwendbar und ein mögliches lokales Versagen aus der Ebene ist andersartig zu überprüfen. Angewendet wird die analytische Methode zur Beurteilung des Wandverhaltens unter Querbeanspruchung nach Paulay und Priestley (1992). Eine Abschätzung der äquivalenten elastischen Antwortbeschleunigung a_e, die ein Versagen der Wand verursacht, wird anhand des Energieerhaltungssatzes getroffen. Um den Energiebedarf bei Versagen abzuschätzen, ist die Beschleunigungs-Verformungs-Kurve für die querbeanspruchte Wand zu bestimmen. Für die ausgewählten Spannungszustände am mittleren Wandquerschnitt von der Rissbildung bis zum nominellen Versagenszustand werden die Durchbiegungen w und korrespondierenden Beschleunigungen a ermittelt. Damit kann die Beschleunigungs-Verformungs-Kurve für die betrachtete Wand dargestellt werden. Eine Fläche unter einer linearen Beschleunigungs-Verformungs-Kurve, die die gleiche Anfangssteifigkeit k wie die wahre Beschleunigungs-Verformungs-Kurve der Wand hat, wird der Fläche dieser gleichgesetzt.

Weiterhin werden für die Ableitung der aus Erdbebeneinwirkung resultierenden Kräfte in beiden Gebäuden der Widerstand der Decken in der Ebene und die Krafteinleitung von den Decken in die Wände überprüft. Bezüglich der Verteilung der Trägheitskräfte auf die Wände wird im Beispielgebäude 1 aufgrund des starren Deckensystems die Abtragung der anteiligen Geschosslasten auf die tragenden Wände anhand eines Wand-Decken-Modells ermittelt. Damit ergibt sich die prozentuale Verteilung der Geschossdeckenlasten nach den Wandsteifigkeiten. Im Beispielgebäude 2 durch das flexible Deckensystem ist eine Umverteilung der Kräfte entsprechend ihres Widerstands nur für Wände in einer Ebene, nicht aber für alle Wände in einer Richtung, erlaubt. Jede Wandebene wird einzeln als unabhängiges Tragwerk analysiert mit den zugehörigen vertikalen Lasten und horizontalen Einwirkungen aus Erdbeben.

Die Stahlbetondecken im Beispielgebäude 1 besitzen durch die eingelegte Bewehrung einen ausreichenden Widerstand um die aus Deckenmasse, Auf- und Nutzlasten und allfälligen quer stehenden Wandmassen generierten Trägheitskräften über die Decke in die Wände zu verteilen. Zur Überprüfung der ausreichenden Scheibenwirkung der Decken werden die Geschossersatzkräfte überschlägig ermittelt und die Kraftweiterleitung in der Scheibe und die Krafteinleitung in die Wände überprüft. Im Beispielgebäude 2 wird der Widerstand in der Ebene der Holzbalkendecken massgeblich durch die Verbindung zwischen den Balken und den Brettern bestimmt. Die Balkenlage verläuft in Gebäudequerrichtung (y-Richtung), die Bretterlage in Gebäudelängsrichtung (x-Richtung).

Auch hier wird sowohl die Kraftweiterleitung in der Decke als auch die Krafteinleitung in die Wände überprüft.

5.2 Torsion

Im Beispielgebäude 1 wird zur Berücksichtigung des Torsionseinflusses eine Unregelmässigkeit im Grundriss eingeführt („Entfernen“ zweier Wände). Der Einfluss wird unter Anwendung eines einfachen Verfahrens ermittelt, welches bei mässiger Torsionseinwirkung und ausreichender Torsionssteifigkeit angewendet werden kann. Das Verfahren wurde bereits in der SIA Dokumentation D0171 (2002) vorgestellt und beruht auf einer vereinfachten Version von Sommer (2000).

5.3 Unregelmässigkeiten im Aufriss

Zur Untersuchung des Einflusses von Unregelmässigkeiten im Aufriss wird, ebenfalls im Beispielgebäude 1, eine tragende Wand im Erdgeschoss durch zwei Stützen ersetzt.

5.4 Rahmenwirkung

Die Rahmenwirkung im Beispielgebäude 1 ist vernachlässigbar klein. Das totale, durch die angreifenden horizontalen Kräfte hervorgerufene Moment wird allein durch die Wände abgetragen.

Einseitig gerichtete Deckenkonstruktionen, wie die Holzbalkendecken im Beispielgebäude 2, erzeugen eine sehr geringe Rahmenwirkung.

5.5 Verhalten der Wände in der Ebene

Die Abschätzung des horizontalen Tragwiderstands der Mauerwerkswände erfolgt durch die Überlagerung einer geneigten mit einer vertikalen Druckstrebe.

6 ERDBEBENSICHERHEIT

Für beide Gebäude erfolgt die Beurteilung der Erdbebensicherheit anhand des globalen Erfüllungsfaktors α_{eff} gemäss Merkblatt SIA 2018 (2004).

7 LITERATUR

Merkblatt SIA 2018 (2004), Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Paulay T., Priestley M.J.N (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, 623 pp.

Norm SIA 260 (2003), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Norm SIA 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Empfehlung V178 (1996), Naturstein-Mauerwerk, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Norm SIA 113 (1943), Provisorische Normen für die Berechnung und Ausführung von Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Dokumentation SIA D0171 (2002), Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetonwänden, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Sommer A. (2000), Torsion und Duktilitätsbedarf bei Hochbauten unter Erdbebeneinwirkung, IBK Bericht Nr. 252, ETH Zürich, Birkhäuser Verlag, Basel.

Problembereich Erdbebensicherheit von Altbauten – Europäische und Österreichische Initiativen

Rainer Flesch[1], Anton Pech[2] und Franz Zach[2]
[1] AIT Austrian Institute of Technology, Wien
[2] Ziviltechnikerbüro Dr. Pech, Wien

1 PROBLEMSTELLUNG

Dem Thema seismische Gefährdung kommt durch Neueinschätzung der Gefahren heute bereits eine hohe Priorität zu. Mangels der bisherigen Aktualität hat der Wissens- und Technologietransfer zu den Bedarfsträgern noch nicht im ausreichenden Maß stattgefunden. Die neue Normenlage – Einführung des Eurocodes 8 mit Jahresmitte 2009 – macht dies nun zwingend erforderlich.

Das größte Erdbeben – Schadensrisiko besteht beim alten Baubestand, wobei Mauerwerksbauten einen großen Anteil ausmachen. Somit kommt der EN 1998-3 eine große Bedeutung zu. Es bestand hier der Plan, ein ausführliches nationales Anwendungsdokument zu erstellen, in welches nationales Know How sowie Ergebnisse aus dem Forschungsprojekt LESSLOSS einfließen sollten. Leider konnte im zuständigen Normengremium bisher keine Übereinstimmung zwischen den einzelnen Interessensgruppen erzielt werden. Die Arbeiten kamen leider zum völligen Stillstand. In zahlreichen Einsprüchen wurde argumentiert, dass die finanziellen und rechtlichen Folgen einer derartigen Norm äußerst massiv wären und zunächst eine Grundsatzdebatte über den rechtlichen Status von Bestandsbauten geführt werden muss. Bislang gilt ja das Prinzip des Konsensschutzes, der besagt, dass keine Neubeurteilung der Standsicherheit vorgenommen werden muss, solange keine maßgeblichen Eingriffe in die Tragstruktur des Bauwerks vorgenommen werden. Da die Frage der Bestandsbauten kein reines Erdbebenthema darstellt, wurde im Österreichischen Normungsinstitut die Arbeitsgruppe „Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten“ gegründet. Als mögliches Vorbild wird von der Arbeitsgruppe unter anderem das Merkblatt SIA 2018 angesehen. Stark unterschiedlich sind dzt. noch die Auffassungen, inwieweit die Eurocodes bereits einen gesetzlich verbindlichen Charakter haben bzw. künftig haben werden. Ein wichtiges Ziel sieht die Arbeitsgruppe in einer praxisbezogenen Definition des Begriffes „maßgebliche Eingriffe in die Tragstruktur“. Hieran wird derzeit schwerpunktmäßig gearbeitet.

In der vorliegenden Arbeit wird zunächst über Forschungsprojekte mit Bezug zu Mauerwerksbauten berichtet. Im Anschluss wird die Sichtweise eines sehr erfahrenen Ziviltechnikers hinsichtlich der erforderlichen Erdbeben -Nachweisführungen betreffend Mauerwerk dargestellt.

2 NETZWERKPROJEKT SAFENET

In den Jahren 2007 - 2009 lief das Österreichische KIRAS Netzwerkprojekt SAFENET. Die Kerngruppe bestand aus 7 Partnern, weitere Partner wurden in drei Netzwerklinien eingegliedert.

Das Ziel war die Schaffung eines österreichischen Netzwerks zur Analyse aller Sicherheitsaspekte, Risiken und Bedrohungen, welche in Österreich im Zusammenhang mit Erdbebeneinwirkungen bestehen. Das Projekt zielte im Besonderen auf eine Abschätzung der Risikofaktoren ab, um Analysen für die Prävention, Krisenmanagement und Sanierung bereitzustellen.

Es erfolgte die Definition von Maßnahmen zur Minderung der Erdbebenfolgen. Im Vordergrund standen Präventionsmaßnahmen, durch die der Erdbebenwiderstand wichtiger bestehender Bauwerke und Strukturen überprüft und ggf. erhöht werden kann.

Die Hilfe muss im Katastrophenfall rasch anlaufen können. Hierzu ist auch eine entsprechende Einsatzplanung im Vorfeld erforderlich, um die notwendige Koordination der verschiedenen Einsatzorganisationen wie Feuerwehren, Rotes Kreuz, Ärzte, Militär, lokale und staatliche Behörden, etc. sicherzustellen. Die Sicherheit und

Gebrauchstauglichkeit wichtiger Infrastruktur ist eine zwingende Voraussetzung für das Funktionieren der Hilfsmaßnahmen im Katastrophenfall. Informationen über den Zustand der Infrastruktur sind daher in die Einsatzplanung einzubinden.

Die dritte Linie des Netzwerks betraf die Erdbebensicherheit von wichtigen Bauwerken/ Strukturen. Hierzu zählen Bauwerke der Einsatzorganisationen sowie Spitäler. Es kommen hier auch jene öffentlichen Bauwerke hinzu, in denen mit größeren Menschenansammlungen zu rechnen ist, wie z.B. Schulen, Versammlungs- und Veranstaltungseinrichtungen. Ferner stellt hier die Erdbebensicherheit historischer Bauwerke und Baudenkmäler ein wichtiges Thema dar.

In der Folge werden 6 Argumente wiedergegeben, die im Zuge des Netzwerkprojektes formuliert wurden.

Argument 1: „Auch in Österreich sind früher oder später Schadensbeben zu erwarten. Bauwerke, die bereits unter Verwendung der modernen Erdbebennormen entworfen wurden, besitzen eine hohe Erdbebensicherheit. Es ist leider wirtschaftlich unmöglich die Erdbebensicherheit jedes bestehenden Bauwerkes gemäß der neuesten Erdbebennorm zu erhöhen. Bei Argument 2 wird jedoch eine Möglichkeit aufgezeigt, die Erdbebenfolgen zu mindern “

a) Erdbeben, die den Ereignissen im Jahr 1976 in Friaul vergleichbar sind, werden mit großer Wahrscheinlichkeit früher oder später in den Erdbebenzonen 3 und 4 in Österreich (etwa 20% der Fläche des Bundesgebietes) auftreten.

b) Die Auswirkung derartiger Erdbeben wird leider gerne verdrängt, da Schadensbeben in unserem Land erfreulicherweise selten auftreten.

c) In Österreich wurde im Jahr 1955 die erste Erdbebennorm in Kraft gesetzt. In der Zeit davor wurde die Erdbebeneinwirkung bei der Bauwerksplanung nicht berücksichtigt.

d) Neubauten, die nach den neuesten Erdbebennormen berechnet wurden besitzen eine hohe Erdbebensicherheit. Die Zahl dieser Bauwerke ist aber vergleichsweise noch relativ gering. Wie weltweit nach jedem stärkeren Erdbeben erkennbar ist, treten die meisten Schäden beim älteren Baubestand auf. Ebenso sind dort die meisten Toten und Verletzten zu beklagen.

e) Zum Baubestand ist anzumerken, dass für jedes entsprechend dem Stand der Baunormen und Bauordnungen zum Einreichzeitpunkt errichtetes Bauwerk ein gültiger Konsens besteht, an dem sich auch nach Inkraftsetzung neuer Normen nichts ändert. Lediglich bei maßgeblichen Eingriffen in die Tragstruktur sind Nachweise nach den neuesten Normen zu führen.

Argument 2: „Die Erdbebensicherheit wichtiger bestehender Bauwerke und Infrastruktur kann heutzutage mit vertretbaren Mitteln untersucht und ggf. erhöht werden. Hierdurch besteht eine machbare Möglichkeit zur Reduktion der Erdbebenfolgen“

a) Es ist leider wirtschaftlich unmöglich, die Erdbebensicherheit jedes bestehenden Bauwerkes gemäß der neuesten Erdbebennorm zu erhöhen. Es ist jedoch sehr wohl möglich, die Erdbebensicherheit bestehender wichtiger Bauwerke und Infrastruktur zu untersuchen (seismisches Assessment) und nach Ermittlung der Schwachpunkte ggf. gezielt zu erhöhen. Betroffen sind alle Bauwerke und Strukturen, die während und nach einem Erdbeben funktionstüchtig bleiben müssen bzw. in denen sich zahlreiche Menschen aufhalten können, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke, Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen, wichtige Brücken etc.

b) Bei bestehenden Bauwerken hat man den Vorteil, dass man Bauwerksparameter experimentell bestimmen und in den Untersuchungsprozess integrieren kann. Bei Anwendung der Kombination Messung + Rechnung hat man somit eine gute Chance, die versteckten Tragreserven zu erkennen und für die Nachweise zu nutzen.

c) Zur Ermittlung der vorhandenen Erdbebensicherheit werden visuelle Überprüfungen (Augenschein, Sichtung der Entwurfsdokumentation; Ausfüllen einer Check-List) vorgenommen, in-situ Schwingungsmessungen am Bauwerk durchgeführt und Rechenmodelle erarbeitet. Besonders wichtig ist ferner die Ermittlung der Materialfestigkeiten, wozu Probeentnahmen erforderlich sind. Mit den verbesserten Modellen können dann sämtliche erforderliche Nachweise geführt und etwaige Schwachstellen ermittelt werden. Der erforderliche Untersuchungsaufwand kann von Fall zu Fall sehr unterschiedlich sein.

Argument 3: „Maßnahmen zur Erhöhung der Erdbebensicherheit lassen sich meist sehr kostengünstig und effizient mit anderen erforderlichen Sanierungsarbeiten kombinieren, falls die entsprechenden Spezialisten rechtzeitig beigezogen werden“.

Argument 4/ Öffentliche Vorsorge: die Verantwortlichen für die Infrastruktur sowie den Zivilschutz sollen sich künftig verstärkt der Folgen eines Erdbebens bewusst werden. Unter wissenschaftlicher Führung sind plausible Szenarien

zu erarbeiten. Es können dann Maßnahmen zur Minimierung von Erdbebenfolgen geplant und auf Basis von Prioritätsreihungen umgesetzt werden“

a) Zur Erhöhung der Erdbebensicherheit wichtiger bestehender Bauwerke und Infrastruktur müssen die politisch Verantwortlichen „EU – weit“ davon überzeugt werden, dass die Kontrolle und allfällige seismische Ertüchtigung wichtiger bestehender Bauwerke ein wichtiges und mit angemessenen Mitteln erreichbares Ziel darstellt. Vielfach ist den Entscheidungsträgern noch gar nicht bekannt, welche „high-tech- Werkzeuge“ heute bereits zur Verfügung stehen.

b) Die Finanzierung des seismischen Assessments ist eine nationale bzw. regionale Aufgabe und muss im Wesentlichen über nationale bzw. regionale Geldmittel erfolgen. Vorgaben seitens der EU wären jedoch wünschenswert, um der Sache mehr Nachdruck zu verleihen. Ein erstes diesbezügliches Konzept wurde von einer Arbeitsgruppe des EU-Parlaments unter Mitwirkung europäischer Spezialisten erarbeitet. Möglicherweise könnten mittelfristig auch Unterstützungen aus bestimmten EU – Fonds (z.B. Strukturfond, Kohäsionsfond, etc.) ermöglicht werden.

c) Betrachtet man mögliche Einwirkungen auf das Kulturerbe, so ist zu erwarten, dass ohne Maßnahmen unwiederbringliche Schätze der österreichischen Identität vernichtet werden. Dem Schutz und der Vorsorge in diesem Bereich ist daher besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Argument 5/ Privatwirtschaftliche Vorsorge: „Es muss den Bauwerkseigentümern verdeutlicht werden, dass ein Erdbeben eine Bedrohung des Immobilienbesitzes und der Investitionen darstellt“.

a) Es müsste daher im Interesse der Eigentümer liegen, dass die Bauwerke eine entsprechende Erdbebensicherheit besitzen. Geldgeber könnten hier auch erfolgreich mitwirken, falls die Gewährung von Förderungen und Krediten für Bauvorhaben in Gebieten mit maßgeblicher Erdbebengefährdung (z.B. Erdbebenzone 3 und 4 in Österreich) an die Vorlage entsprechender Erdbebennachweise gebunden würde.

Argument 7: „Spezialprobleme, wie etwa die umstrittene Erdbebensicherheit von ca. 30.000 Gründerzeithäuser muss unter Nutzung der heutigen Untersuchungsmöglichkeiten geklärt werden. Aufbauend auf ein möglichst bald durchzuführendes Forschungsprojekt ist eine klare Vorgangsweise für den Einzelfall herauszuarbeiten.

a) Bauliche Maßnahmen an bestehenden Bauwerken dürfen den ursprünglichen Bauzustand nicht verschlechtern, auch nicht in Bezug auf Horizontalkräfte. Im Bedarfsfall sind entsprechende Kompensationsmaßnahmen zu setzen bzw. die erforderlichen Nachweise zu führen. Für einen Umbau oder Dachgeschoßeinbau in Leichtbauweise ohne maßgeblichen Zusatz an Masse (z.B. in Ziegelbauten, „Gründerzeithäuser“) sind keine Nachweise der Ableitung der Erdbebenkräfte über den Bestand zu führen. Bei Aufbringung neuer, zusätzlicher Massen auf ein bestehendes Gebäude ist die Ableitung der Erdbebenkräfte nachzuweisen. Meist führt man die Nachweise nach dem vereinfachten Antwortspektrum-verfahren (quasistatischen Methode) durch.

b) In den meisten Fällen liefert das vereinfachte Antwortspektrumverfahren sehr konservative Ergebnisse. Unter Verwendung der unter Argument 2 beschriebenen kombinierten Methode (Messung + Rechnung) sollte eine ausreichende Zahl von Gebäuden stichprobenartig untersucht werden. Aufbauend auf diese Ergebnisse können Richtlinien für erforderliche Ertüchtigungsmaßnahmen bei „maßgeblichen Eingriffen in die Tragstruktur“ erstellt werden. Es ist jedoch sicherlich wirtschaftlich nicht vertretbar, aufwendige Messungen und Berechnungen für jeden Einzelfall vorzuschreiben.

3 COMET PROJEKT SEISMOSAFE

Im September 2008 wurde das Projekt SEISMOSAFE beim nationalen COMET Programm erstmals eingereicht. Nach einer Nachbesserung wird das Projekt im Herbst 2009 neuerlich vorgelegt werden. Das K- Projekt zielt in erster Linie auf die Frage der Erdbebensicherheit der Gründerzeithäuser (Mauer-werksbauten), für welche durch die Einführung der Eurocodes eine unklare Normenlage besteht. Das mittelfristige Ziel dieses fünfjährigen COMET – Forschungsprojektes (K- Projektes) ist dann die Einrichtung eines Kompetenzzentrums für Bauwerkssicherheit – insbesondere Erdbeben-sicherheit – in Wien.

Für das K- Projekt sind als federführende Partner arsenal research (neuer Name AIT, wissenschaftliche Leitung/ Grundlagen, Arbeitsprogramm und Qualitätskontrolle) und die VCE (Projektkoordination und wissenschaftliche Leitung/ Aspekt der praktischen Anwendbarkeit) vorgesehen. Die wesentlichsten wissenschaftlichen Vorarbeiten fanden im Zeitraum 2004 bis 2007 im Rahmen des European Integrated Projects LESSLOSS, Sub-Project 5 statt (siehe LESSLOSS Report 2007/02: European Manual for In-

Situ Assessment of Important Existing Structures, http://www.lessloss.org)

Es werden folgende strategischen Ziele verfolgt:

- Ermittlung des aktuellen Erdbebenwiderstandes bestehender Bauwerke und Strukturen unter Verwendung von EUROCODE 8, insbesondere EN 1998-3
- Erhöhung der Wettbewerbsfähigkeit der Österreichischen Bauindustrie betreffend Projekte in Erdbebengebieten auf der ganzen Welt. Erhöhung der Fachkompetenz im Gebiet Erdbebeningenieurwesen
- Vergrößerung des Auftragsvolumens betreffend die Erdbeben – Ertüchtigung bestehender Bauwerke (insbesondere national, regional)
- Etablierung eines Kompetenzzentrums für Bauwerkssicherheit – insbesondere Erdbebensicherheit in Wien

Es sei angemerkt, dass Mauerwerksbauten auch im Rahmen der Verkehrsinfrastruktur anzutreffen sind (Viadukte, Bahnhofsgebäude, etc.). Zudem ist es ein wesentlicher Gesichtspunkt der Mobilität, dass bestehende wichtige Gebäude wie z.B. Spitäler und Schulen auch während und nach einem Erdbeben sicher und funktionstüchtig verbleiben. Objekte aus altem Ziegelmauerwerk sind hierbei häufig anzutreffen.

Betreffend die *Erdbebensicherheit Gründerzeithäuser* bestehen im K- Projekt folgende Ziele:

- Erarbeitung einer einfachen, von allen Beteiligten akzeptierten Methode zum Nachweis der Erdbebensicherheit bestehender Mauerwerksbauten (Gründerzeithäuser)
- Überarbeitung der Nationalen Anwendungsdokumente ÖNorm B 1998-1, B 1998-1/A und B 1998-3 auf Basis der Untersuchungsergebnisse
- Erarbeitung von Messmethoden zur Ermittlung der maßgeblichen physikalischen Parameter des „Wiener Mauerwerks“
- Ermittlung von Kraft – Verschiebungsbeziehungen und Festigkeitswerten von Wänden aus „Wiener Mauerwerk“ im Labor
- Erarbeitung eines Manuals für Ertüchtigungsmaßnahmen; Entwicklung innovativer Methoden; Kosten – Nutzen – Analyse
- Planung und Vorbereitung der Arbeiten des künftigen Kompetenzzentrums

4 ERDBEBEN UND INGENIEURPRAXIS

In den letzten Jahren ist dem Thema Mauerwerk unter Horizontalkraft-Beanspruchung erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet worden. War diese Form der Beanspruchung in den 90-er Jahren hauptsächlich ein Thema für Forschung bzw. Auseinandersetzung in den Normengremien, ist durch das geschärfte Bewusstsein betreffend Risiken in den letzten Jahren nun das Führen von Nachweisen betreffend die Erdbebensicherheit auch für die Ingenieurspraxis relevant geworden. Obwohl eine Reihe von Anstrengungen unternommen wurden, entsprechende Tools zu schaffen, ist die praktische Umsetzung tatsächlich noch eine sehr aufwändige und wegen der vielen Parameter auch eine sehr ungesicherte Angelegenheit. Dieses Kapitel bezieht sich auf Mauerwerksbauten mit Massivdecken.

4.1 Nachweise

Mauerwerksbauten mit Massivdecken bilden in der Regel steife, schachtelartige Strukturen. Diese Vorstellung findet sich auch in den Normvorgaben wieder. Horizontalkräfte werden von den Decken über die „Schubscheiben“ bis in den steifen Kellersockel abgeleitet. Auch wenn streng genommen die Voraussetzungen für die Anwendung von vereinfachenden Verfahren kaum erfüllt sind, werden Standsicherheitsnachweise auf Basis von kraftbasierten Verfahren geführt. Dabei kommt es naturgemäß zu einer Reihe von vereinfachenden Ansätzen, die ebenso naturgemäß jeder für sich auf der „sicheren Seite“ liegt. Ebenso ist das unterstellte Materialmodell komplex und demnach vereinfacht. Auch hier ist man naturgemäß vorsichtig. So ist es dann auch nicht verwunderlich, dass bei Anwendung aller dieser in Regelwerken abgesicherten Ansätze ein Nachweis für Bauwerke, die sich nach ingenieurmäßigen Erfahrungen in der Praxis bewährt haben, nicht mehr positiv geführt werden kann, obwohl sich auch versuchstechnisch Indikationen ergeben, dass die Tragfähigkeit weit über den ermittelten Werten liegt.

4.2 Parameter

4.2.1 Widerstände

Durch die nichtlineare Arbeitslinie des Verbundwerkstoffes Ziegel-Mörtel gemeinsam mit den wesentlichen Einflüssen der Verarbeitung ist schon alleine die Festlegung des Biegetragverhaltens einer Mauerwerksscheibe nur als Näherung zu sehen. Dazu kommt, dass die Arbeitslinie maßgeblich von der Kombination Normal-/Querkraft beeinflusst wird und

die Steifigkeit von der jeweils auftretenden Versagensform.

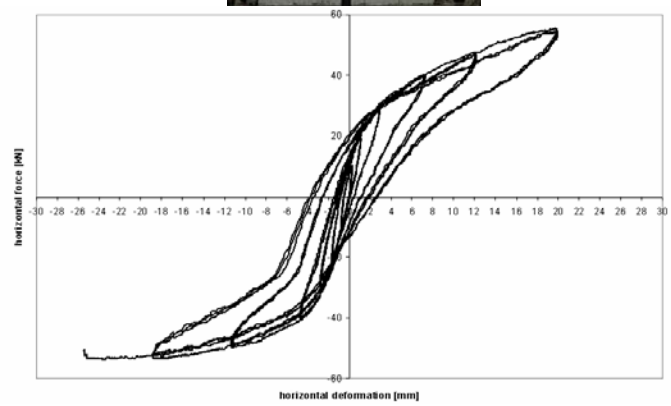


Abb. 1: Kraft-Verformungs-Verhalten bei zyklischer Horizontalbeanspruchung (ESECMaSE: D7.1a).

Ob eine Mauerwerksscheibe überwiegend biege- oder schubverformt wird, hängt außer von der Beanspruchung selbst stark von der Scheibengeometrie sowie deren Position im Gebäude ab. Außer Zweifel steht, dass sich die Verformung aus beiden Formänderungsbeiträgen – Biegung und Schubverzerrung – zusammensetzt.

Das Tragverhalten eines Mauerwerkskörpers wird heute - weitestgehend akzeptiert - durch ein weiterentwickeltes Versagensmodell von Mann/ Müller beschrieben, das auch in den Normenwerken Eingang gefunden hat. Die rechnerischen Ansätze konnten auf Basis von Versuchen durch Auswertung von möglichst großen Kollektiven – natürlich auf der „sicheren Seite“ liegend – nachvollzogen werden. Somit ist die Widerstandsseite für die Berechnung durch diese eher einfachen formelmäßigen Zusammenhänge akzeptabel beschrieben. Die Anzahl der Eingangsparameter ist dabei noch überschaubar.

Es soll nur angemerkt werden, dass die letztendlich verwendeten Steine in der Regel nicht durch den Konstrukteur definiert werden, jedenfalls aber die tatsächliche Mörtelqualität auf der Baustelle entschieden wird. Hier übermäßige Genauigkeit in der Berechnung anzusetzen ist baupraktisch Selbstbetrug. So ist auch das materialtechnisch höher entwickelte Schweizer Modell nur für Forschung sinnvoll, selbst wenn es die tatsächliche Tragfähigkeit besser erfasst als das mit Tragreserven agierende Deutsche Modell.

Geht man von den heute gerne als „Allerheilmittel“ gesehenen verformungsbasierten Kapazitätsberechnungen aus, ist ebenso die Beanspruchungskombination aus horizontalen und vertikalen Lasten sowie das Materialset aber auch die Prüfumgebung maßgeblich – der Tragwiderstand und die maximale Verformung weisen eine nicht unmaßgebliche Spreizung auf, besonders, wenn plastische Bereiche mit betrachtet werden.

4.2.2 Beanspruchung

Wie Mistler schon zeigte, treten bei der Horizontalbeanspruchung von Mauerwerksscheiben schon weit vor dem Bruch energiedissipierende Risse auf. Dies ist vor allem bei gekoppelten Scheibensystemen interessant, wo erzwungene Kopfverformungen diese Risse verursachen können. Naturgemäß ändert das die Steifigkeit der Wand bzw. der Wandzüge und somit auch die Kraftzuordnung zu den einzelnen Scheiben.

Die Beanspruchung ist ja in mehrfacher Hinsicht keine eindeutig definierte Größe. Betrachtet man die theoretischen Ansätze der Ermittlung, wird streng das gesamte Gebäude einer direkten dynamischen Erregung im Zeitverlauf unterworfen. Für die praktische Anwendung muss man aber auch hier vereinfachende Ansätze treffen, so beispielsweise durch die Antwortspektren - Methode, welche wahrscheinliche Größtwerte der Gesamtschnittgrößen liefert.

Die Berechnung der Beanspruchung der Struktur selbst kann (wiederum) in vereinfachter Form durch eine Modellierung als Ein- oder Mehrmassenschwinger mit entsprechender Federsteifigkeit und Dämpfung vorgenommen oder aber, öfter realisiert, durch eine numerische Ermittlung der Eigenfrequenzen und Eigenformen. Auch bei der Ermittlung der Eigenfrequenzen sind naturgemäß die angesetzte Steifigkeit sowie die angenommene Dämpfung wesentlich.

Bei den statischen Ersatzkraftverfahren wird die Duktilität der Struktur, genauer der Verhaltensfaktor q benötigt, dessen tatsächliche Größe noch immer diskutiert wird. Wie im EC8 spezifiziert ist, darf das nichtlineare Verhalten (abhängig von Baustoff, sowie vom verwendeten Bemessungsverfahren) gegenüber einer linear elastischen Modellierung durch eine Reduktion der errechneten Beanspruchung

berücksichtigt werden. Dabei liegt der laut EC8 erlaubte Wert zwischen 1,50 und 2,50 wobei hier – auf der sicheren Seite liegend die niedrigeren Werte empfohlen werden. Tatsächlich gibt es deutliche Hinweise, dass selbst schlanke Wandkonstruktionen im Bauwerk wesentlich größere Energiemengen abbauen können und größere Verschiebbarkeiten als konservativ angenommen vorliegen und somit Ansätze für q mit 1,70 oder 2,00 möglich wären.

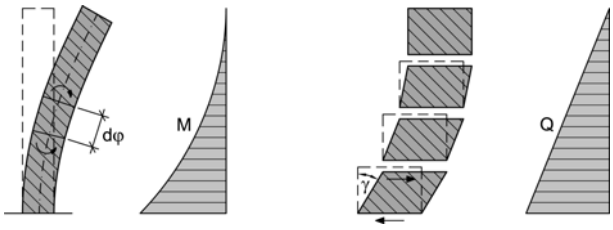
Für die baupraktische Umsetzung wird die Beanspruchung oftmals anhand der im EC 1998-1 vorgegebenen vereinfachten Zusammenhänge ermittelt. Dabei zeigt sich, dass Mauerwerksbauen immer mit Schwingzeiten zwischen 0,1 und 0,5 Sekunden am so genannten „Plateau“ des Antwortspektrums liegen, weshalb die Beanspruchungen die Maximalwerte erreichen.

Alternativ werden Nachweise mittels computergestützter FE-Berechnungen geführt, mit Programmen, die oft eigene Erdbebennachweismodule anbieten. Der Vorteil für das Ingenieurbüro ist die integrative Betrachtung der gesamten Baustruktur, die sehr ökonomisch ist. Leider sind diese Module praktisch immer für den Stahlbetonbau entwickelt und ermöglichen keine realitätsnahe Berücksichtigung des hochgradig nichtlinearen Materialverhaltens von Mauerwerk. Es sei auch auf die „Unschärfe“ verwiesen, dass für die numerische Ermittlung der Frequenzen die anzusetzenden Steifigkeiten bedeutsam sind, welche ohne genauer Berechnung auf die Hälfte reduziert werden können.

4.2.3 Verteilung der Beanspruchungen

Die unter Verwendung der vereinfachten linearen Berechnungsmethoden ermittelten Ersatzkräfte sind entsprechend den Steifigkeiten der lastableitenden Bauteile zu verteilen, wobei nicht alleine die Biegesteifigkeit sondern ebenso die Schubsteifigkeit maßgeblich ist. Da die Scheibensteifigkeit das wesentliche Kriterium der Kraftzuordnung ist, ist die Ermittlung der tatsächlichen Steifigkeit bedeutsam.

Da die Aussteifungselemente durch steife Deckenscheiben gekoppelt sind, müssen sie dort gleiche Horizontalverformungen – resultierend aus der Biegesteifigkeit und der Schubsteifigkeit – aufweisen. Diese Verformung bestimmt die Größe der einzeln wirkenden Horizontalkräfte.



BIEGEVERFORMUNGEN MOMENTENBEANSPRUCHUNG

SCHUBVERFORMUNGEN QUERKRAFTBEANSPRUCHUNG

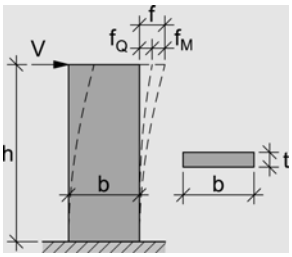
Abb. 2: Verformungslinien von biege- und schubverformten Systemen (Pech, Kolbitsch, Zach).

$$f = f_M + f_Q \tag{1}$$

$$f_M = \frac{V.h^3}{3.E.I} = \frac{4.V.h^3}{E.t.b^3} \tag{2}$$

$$f_Q = \frac{V.H}{G.A.0{,}833} = \frac{1{,}2.V.H}{G.t.b} \tag{3}$$

f	*Gesamtverformung*	*[m]*
f_M	*Biegeverformung*	*[m]*
f_Q	*Schubverformung*	*[m]*
I	*Trägheitsmoment*	*[m⁴]*
A	*Querschnittsfläche*	*[m²]*
E	*Elastizitätsmodul*	*[kN/m²]*
G	*Schubmodul*	*[kN/m²]*
V	*Horizontalkraft*	*[kN]*
t,b,h	*Abmessungen Scheibe*	*[m]*



Aus Umformung von Formel (1) kann für jede einzelne Scheibe eine Ersatzkraft $V_{i,1}$ für die Kopfverformung f=1 ermittelt werden. Die Aufteilung der gesamten einwirkenden Horizontalkraft V erfolgt dann proportional der Verteilung dieser Ersatzkräfte auf die einzelnen Scheiben.

$$V_{i,1} = \frac{E_i.G_i.t_i.b_i^3}{4.h_i^3.G_i + 1{,}2.h_i.E_i.b_i^2} \tag{4}$$

$$V_i = \frac{V.V_{i,1}}{\sum V_{i,1}} \tag{5}$$

V	*gesamte einwirkende Horizontalkraft*	*[kN]*
V_i	*einwirkende Horizontalkraft der i - ten Scheibe*	*[kN]*
$V_{i,1}$	*horizontale Ersatzkraft der i - ten Scheibe*	*[kN]*

Besonders bei Kombination von unterschiedlichen Materialien darf nicht vergessen werden, dass die Bandbreite der Angaben des E-Moduls beim 500- bis 1500-fachen der Mauerwerksdruckfestigkeit liegt und nur vereinfachend mit $1000 \cdot f_k$ angesetzt wird. Eine übermäßige Genauigkeit der Ergebnisse ist somit nicht gegeben, umso mehr, wenn höher beanspruchte Bauteile durch Rissbildung wieder Steifigkeit abbauen.

Der dynamische E-Modul von Mauerwerk ist – in Analogie zum Beton – mit hoher Wahrscheinlichkeit

anders als der statische E-Modul und wird bei Erdbebenbelastung höher sein als der statische E-Modul. Da aber die Streuungen nochmals wesentlich größer sind, wird in Näherung der statische E-Modul gesetzt. Ähnliches gilt für den Schubmodul, der schon messtechnisch schwierig festzustellen ist und der sich wiederum auf den schon sehr volatilen E-Modul bezieht. Bei Querdehnungszahlen - hauptsächlich abhängig vom Steinmaterial - zwischen 0,05 und 0,35 ist auch der Schubmodul eine eher unsichere Materialgröße. Er wird in der Literatur für horizontale Schwingungsbeanspruchung von Wandscheiben mit $G = 0{,}30 \cdot E$ angegeben, in den Normen mit $0{,}40 \cdot E$ ($= 400 \cdot f_k$) gesetzt. Diese Angaben der Steifigkeiten gelten naturgemäß (da sie sich auf den Sekantenmodul der Arbeitslinien beziehen) nur für ungerissene Wandscheiben und sind vereinfacht für den gerissenen Zustand auf die Hälfte herabzusetzen.

An sich wird – wegen des Gedankenmodells des schwingenden Stabes – die Verformung des Gesamtgebäudes um die neutrale Achse betrachtet, praktisch darf aber eine vereinfachte Betrachtung in ebenen Schnitten gemacht werden. Dadurch ist die Lage der neutralen Achse in jedem Schnitt anders, was relativ weiche Deckensysteme voraussetzt, die eine unabhängige Verformung der einzelnen Aussteifungsebenen zulassen.

4.3 Strukturmodellierung

In vielen Fällen werden Modelle vereinfachend ohne das Zusammenwirken von Wänden und Decken erstellt und die Wände wie Kragscheiben bemessen. Dieser Ansatz ist bei üblichen Mauerwerksbauten falsch und wesentlich zu ungünstig.

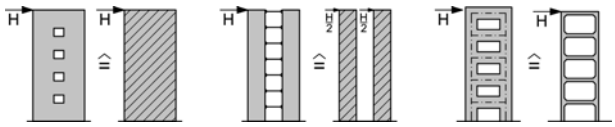


Abb. 3: Gekoppelte Aussteifungselemente (Pech, Kolbitsch, Zach).

4.3.1 Modelle

Die doch beachtliche Steifigkeit der Decken erfordert jedenfalls eine Modellierung als Rahmensystem. In der Regel werden rund 50 bis 70 % des Gesamtmomentes über die steife Kopplung und 30 bis 50 % über das eigentliche Scheibenfußmoment (hauptsächlich aus der Querkraftableitung) abgetragen. Die Ergebnisse sind Abhängig von den Ansätzen der Lastzuweisung, den Rahmen- und Deckensteifigkeiten und von bereichsweise reduzierten Stabsteifigkeiten sowie den Stablängen und Knotensteifigkeiten. Die Auswahl des Modells beeinflussen das Ergebnis in einer Größenordnung von ± 40 %. Untersuchungen zur Festlegung des optimalen Modells bedingen stets einen großen Rechenaufwand.

Eine Alternative dazu ist eine vereinfachte Betrachtung der Geschoße als Gesamtheit, ein Bemessungsansatz der im Programm CalcWall-3D realisiert wurde. Praktisch wird eine weitestgehend biegesteife Deckenkonstruktion angenommen, weshalb eine Aufnahme der entstehenden Biegemomente durch eine Verzerrung der auftretenden Normalkräfte in einzelnen Scheibenabschnitten möglich ist. Das setzt voraus, dass längere Wände in Einzelabschnitte unterteilt werden, damit innerhalb dieser Einzelabschnitte einerseits ein konstantes Normalkraftniveau möglich ist und andererseits durch die Normalkraftsprünge die Momente kompensiert werden können. Zumeist ergibt sich auch eine Zerlegung aus der Positionierung von vorhandenen Türen und Fenstern. Ein Vorteil ist, dass nach der realitätsnahen Ermittlung des Massenschwerpunktes sowie des Steifigkeitszentrums (ohne Berücksichtigung der Änderung durch das Auftreten von Nichtlinearitäten) – der ganze Querschnitt auch in räumlicher Hinsicht beurteilbar ist, das schließt auch die Berücksichtigung von ungewollten Ausmitten und Torsionseffekten mit ein. Durch den Lagevergleich der geschoßweise ermittelten Schwerpunktlagen ist auch der Verlauf der Steifigkeits- und Masseverteilung im Gesamtgebäude beurteilbar und es sind die Anwendungsgrenzen konkreter einzuschätzen. Bei der Berechnung werden die Widerstände in beiden Bemessungsrichtungen in einem Rechenvorgang ermittelt.

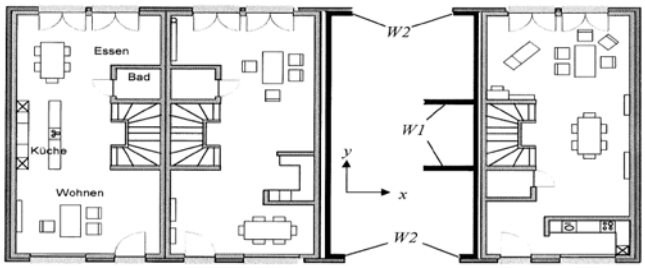


Abb. 4: Grundriss Vergleichsobjekt [Mistler]

Für den typischen Reihenhausgrundriss, den auch Mistler mit dem verformungsbasierten Ansatz untersucht und hierbei aus den Kapazitätskurven eine maximal aufnehmbare Schubkraft im Erdgeschoß von 465 kN ermittelt hat, ergibt sich bei einer vergleichbaren Massesituation mit $a_g \cdot S$ von ~1,00 m/sec² eine Erdbebenersatzkraft von 328 kN

(gesamtes Gebäude), also eindeutig weniger als der Widerstand.

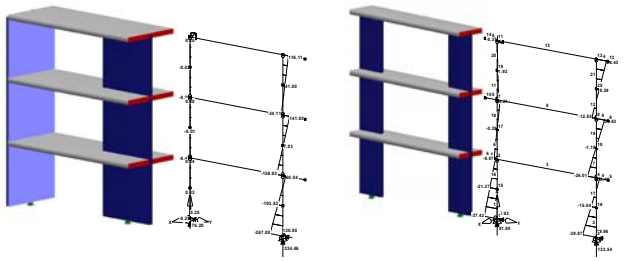


Abb. 5: Vergleichsrechnung mit Rahmenmodell (ZT-Pech)

Die Einzelnachweise aus der Rahmenberechnung um die schwache Bauwerksachse (Richtung x) gelingen jedoch nicht, selbst wenn man bei der Rahmenrechnung eine möglichst ausgeglichene Beanspruchung anstrebt.

Bei einem Fußmoment von 267,1 bzw. 306,91 kNm und einer zugeordneten Normalkraft von 334,5kN und 159,2 kN ist die Exzentrizität in die ungünstigere Beanspruchungsrichtung schon 1,93m und außerhalb des Querschnittes und somit nicht tragfähig.

Bei einer Betrachtung nach dem Starrkörpermodell mit dem Programm CalcWall-3D des ZT-Büros Dr. Pech werden die Beanspruchungen besser verteilt und es ergeben sich unter Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes von 1,50 auf der Materialseite Ausnutzungen von 73%, 88% und 98% der Wandzüge in Richtung der schwächeren Bauwerksachse (Richtung 2). Im Mittel unter Berücksichtigung der einzelnen Wandlängen ist die Ausnutzung dann 83 % was auf eine maximal aufnehmbare Schubkraft von 328/0,83 = 395 kN schließen lässt. Im Vergleich mit der Kapazitätsberechnung (465 kN) ein um rund 15% geringerer Wert.

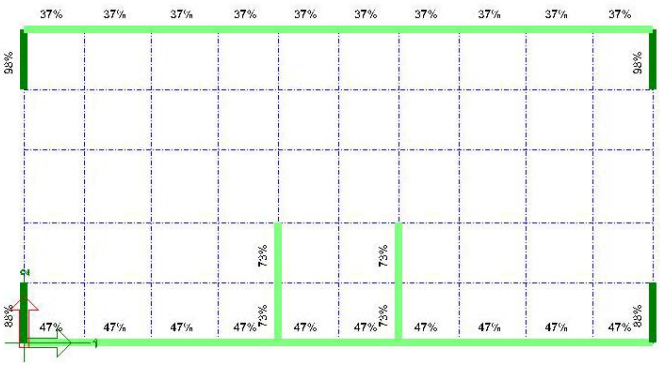


Abb. 6: Vergleichsrechnung mit CalcWall-3D – Ausnutzung der Wandzüge im EG (ZT-Pech)

4.3.2 *Vergleichsberechnungen mit FE-Modell*

Eine weitere Vergleichsrechnung für ein 5-geschoßigen Gebäude mit dem Programm SCIA (FE-Programm) liefert bei gleichem Ansatz der Horizontalkräfte wie bei der CalcWall-3D Berechnung vertikale Bemessungsspannungen im EG (Bodenfuge), die sich maximal um 0,15 N/ mm² unterscheiden. Es kann damit gezeigt werden, dass beide Rechenmodelle gleichwertige und direkt vergleichbare Ergebnisse liefern, wobei für die Nachweise des Mauerwerkes die Ergebnisse aus der FE-Berechnung noch in Bemessungseinwirkungen umzurechnen sind, damit ein Vergleich mit den Bemessungswiderständen erfolgen kann.

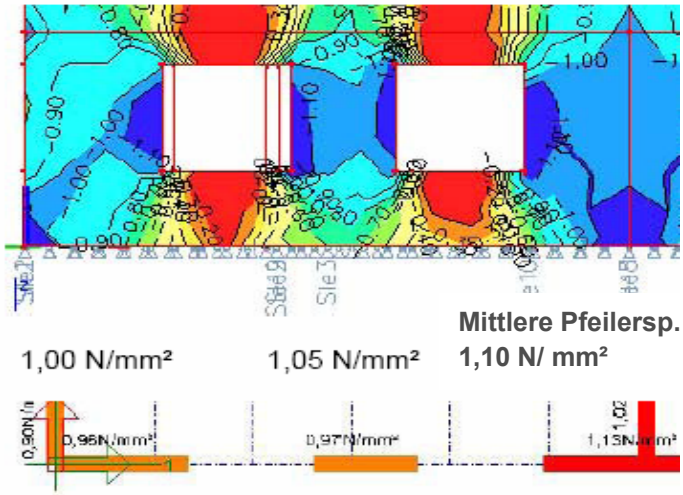


Abb. 7: Vergleichsrechnung CalcWall-3D mit SCIA – Ausnutzung von Wandzug 1 im EG und vertikale Spannungen (ZT-Pech), Darstellung eines Wandausschnitts.

5 LITERATUR

Pech A., Kolbitsch A., Zach F. (2007), Baukonstruktionen Band 2: Tragwerke, Springer Verlag Wien

Fehling E., Stuerz J., Emami A. (2007), ESECMaSE - Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe. Deliverable D7.1a: Test results on the behaviour of masonry under static (monotonic and cyclic) in plane lateral loads.

Fehling E., Stuerz J., Pech A., Zach F. (2008), ESECMaSE - Enhanced Safety and Efficient Construction of Masonry Structures in Europe. Deliverable D9.3+D9.4: Proposals for design procedures for masonry in Eurocode 8 + Proposals for simplified methods for masonry structures in Eurocode 8

Mistler M. (2006), Verformungsbasiertes seismisches Bemessungskonzept für Mauerwerksbauten. Dissertation TH-Aachen

Erdbebensicherung am Schweizerischen Landesmuseum in Zürich

Andreas Lutz,
APT Ingenieure GmbH, Zürich

1 KURZBESCHRIEB GESAMTANLAGE

Das Schweizerische Landesmuseum wurde 1894 erbaut. Es hat im Grundriss die Form eines rechteckigen G, was auch auf seinen Architekten, den späteren Stadtbaumeister Gustav Gull hinweist. Diesem G wurde noch der sogenannte Kunstgewerbeflügel angefügt. Die Seitenlängen des betragen 100 x 70 m. Das Museum weist über 300 Räume in den unterschiedlichsten Grössen und Formen und in verschiedenen Konstruktionen auf. Das Gebäude hat ein durchgehendes Sockelgeschoss, welches zu drei Vierteln im Erdreich steht, ein Erdgeschoss, ein Obergeschoss und in der Regel ein zweites Obergeschoss, welches bereits im Dachbereich liegt. Die Raumhöhen in den oberirdischen Geschossen betragen 4 bis 5 m. Architektonisch vereint das Museum verschiedene historische oder historisierende Stilrichtungen. Die verwendeten Baumaterialen entsprechen der damaligen Zeit: Natursteinmauerwerk, Stahl, unbewehrter Beton. Das Gebäude wurde unter grossem Zeitdruck von gleichzeitig acht Bauunternehmungen erstellt.

Abb. 1: Landesmuseum, Bahnhofsflügel hinten, Kunstgewerbeflügel vorne links

Das Gebäude weist viele Eigenschaften auf, die ein erdbebensicheres Gebäude nicht haben sollte:

- Das Gebäude ist ohne Dilatationen ausgeführt worden
- Die Grundrissform ist unregelmässig
- Gebäudeteile unterschiedlicher Höhe wechseln sich ab, dazu kommen drei Türme
- Die vertikale Tragkonstruktion besteht aus Natursteinmauerwerk, Natursteinsäulen und Stahlstützen. Dazu kommen grosse Fensteröffnungen in den Fassaden und schmale Fassadenpfeiler. Wenigstens sind die vertikalen Tragelemente durchgehend bis in die Fundamente geführt
- Es sind freistehende hohe Giebelwände vorhanden
- Die Decken im Sockelgeschoss bestehen aus unbewehrten flachen Tonnengewölben aus Stampfbeton
- Die Decken ab Erdgeschoss sind Stahlträgerdecken mit Betonkappen oder sind in Tonhourdis ausgeführt

Mängel in der Konstruktion wie auch im verwendeten Beton mit Schlackenzement führten dazu, dass im Laufe der Jahre verschiedene Decken verstärkt oder gespriesst werden mussten und vielerorts Risse entstanden. Darum entschloss sich das Bundesamt für Bauten und Logistik (BBL) als Bauherr im Jahr 2003 zu einer umfassenden statischen Sanierung des Gebäudes. Gleichzeitig sollte auch die Erdbebensicherheit verbessert werden.

2 KURZBESCHRIEB BAHNHOFSFLFÜGEL

Die weiteren Ausführungen beschränken sich auf den sogenannten Bahnhofsflügel. Dieser Gebäudeteil besteht im Obergeschoss aus einer dreiteiligen Halle, der sogenannten Ruhmeshalle und je zwei Nebenräumen. Die Ruhmeshalle wird durch drei freitragende Gewölbe überspannt, wobei das mittlere

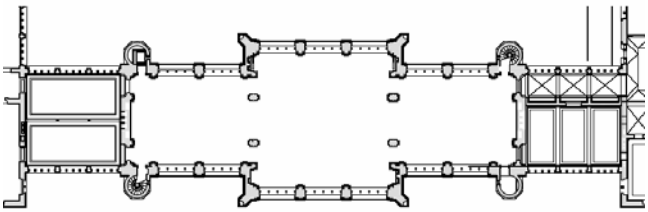


Abb. 2: Grundriss 1. Obergeschoss

sich über einen quadratischen Grundriss von 18 x 18 m erhebt.
Über dem Gewölbe steht ein freitragendes Dach zwischen zwei freistehenden Giebelwänden, mit einer Höhe von ca. 14 m. An den Ecken der Ruhmeshalle befindet sich je ein runder Treppenturm. Unter der Ruhmeshalle liegen zwei Geschosse mit Kreuzgewölben und Spannweiten von ca. 6 x 6 m. Die Nebenräume sind in den Obergeschossen und im Erdgeschoss mit den Stahlträgerdecken und im Sockelgeschoss mit flachen Tonnengewölben ausgeführt worden. Alle Fassaden weisen sehr grosse Fenster von bis zu 4 x 8 m und schlanke Zwischenstützen auf. Der Bahnhofsflügel wurde auf eine abenteuerliche Weise von aussen nach innen erstellt. Die Aussenwände und die Innenstützen wurden auf ihre ganze Höhe von über 25 m aufgemauert und das Dach aufgerichtet. Erst dann wurden die Gewölbedecken eingebaut.

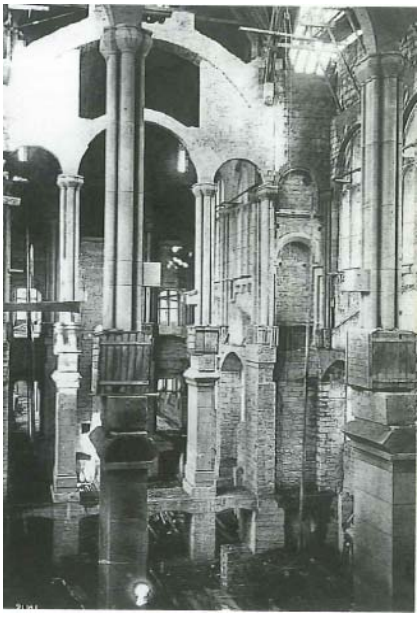


Abb. 3: Bauzustand Bahnhofsflügel

3 ERDBEBENÜBERPRÜFUNG

Als Grundlage für die Sanierung wurde das Gebäude in einem ersten Schritt auf seine Trag- und Erdbebensicherheit überprüft. Die Erdbebenüberprüfung erfolgte nach dem damals gültigen Verfahren des BWG Stufe 2. Dabei wurden die einzelnen Wände primär auf Kippen und Schub untersucht. Dabei muss sichergestellt sein, dass die Kräfte von den Decken tatsächlich auf die Wände übertragen werden, bzw. dass die Decken Wandkräfte aufnehmen und weiterleiten können. Deckenfelder, die über zu wenig aussteifende Wände verfügen, müssen dabei mit besser ausgesteiften Decken verbunden werden. Die Überprüfung erfolgte raumweise. Erfüllungsfaktoren im Sinne von SIA 2018 wurden dabei nicht ermittelt.

Die Erdbebenüberprüfung zeigte die Mängel auf und bildete die Grundlage für ein Massnahmenkonzept.

4 ANFORDERUNGEN UND MASSNAHMEN BAHNHOFSFLÜGEL

4.1 Anforderungen

Für die Tragkonstruktionen wurde im ganzen Museum eine einheitliche Nutzlast von 5 KN/m^2 gefordert. Daneben sollte die Erdbebensicherheit verbessert werden.

Dazu forderte der Bauherr bzw. der Nutzer im Bahnhofsflügel Museumsräume, welche vielseitig bespielbar und ganzjährig nutzbar sind. Das bedeutete eine komplette haustechnische und elektrische Aufrüstung der Räume, welche bis anhin im Winter praktisch nicht benutzbar waren. Von der Architektur und der Denkmalpflege kam der Wunsch, dass die ganze Technik für den Besucher unsichtbar bleibe, für das Museum aber, dass sie überall abrufbar bzw. wirksam sein sollte. Dass ein Museum kein einfaches Haus ist, zeigt sich am Beispiel der Elektroinstallationen. So ist jeder Anschlusspunkt mit

Abb. 4: Elektrokabel in der Decke EG

sieben verschiedenen elektrischen Medien ausgerüstet. Das führte dazu, dass allein im Bahnhofsflügel über 40 km Elektrokabel verlegt werden mussten, in Wänden, in und unter den Decken und in Schächten.

4.2 Zielsetzungen für die Tragkonstruktion

Für die Tragkonstruktionen wurden folgende Zielsetzungen festgelegt:

- Nutzlast von 5 kN/m^2 in allen Museumsräumen
- Verbesserung der Erdbebensicherheit
- Einbau und Integration von Neubauteilen in das bestehende Tragwerk
- Überprüfung/Verstärkungsmassnahmen für die Einbauten der Haustechnik
- Brandschutz der Tragkonstruktion

5 AUSGEFÜHRTE MASSNAHMEN

Die doch recht widersprüchlichen Anforderungen erforderten ein ganzes Massnahmenpaket für die Tragkonstruktion. Da die Decken für die Erhöhung der Nutzlasten von allen Einbauten und abgehängten Decken befreit werden mussten, bot sich eine gute Gelegenheit, die erforderlichen Erdbebenmassnahmen in der gleichen Bauphase auszuführen. Manche Massnahmen haben auch einen Doppelnutzen, indem sie die Erhöhung der Tragsicherheit und die Verbesserung der Erdbebensicherheit kombinieren. Schwieriger gestaltete es sich mit der Haustechnik. Da waren grosse Schächte gefordert, die just in den wenigen aussteifenden Wänden untergebracht werden sollten. Hier wurde versucht, den Verlust des Querschnittes mit tragenden Schachtauskleidungen in Beton oder Stahl wieder wettzumachen.

Im Folgenden werden die einzelnen Massnahmen im Hinblick auf die Verbesserung der Erdbebensicherheit beschrieben.

5.1 Sockelgeschoss

Die zum Teil baufälligen Tonnengewölbe im Sockelgeschoss wurden mit einer tragenden Betonschale aus bewehrtem SCC-Beton unterbetoniert. Als Auflager wurden spezielle Stahlschuhe in die Wände eingelassen und einbetoniert. Danach wurde die Bewehrung über Kopf eingebaut, die Schalung erstellt und anschliessend in die richtige Position gebracht.
Jedes Tonnengewölbe bildet neu eine Scheibe, welche in den angrenzenden Wänden zug- und druckfest verankert ist.

Abb. 5: bewehrtes Tonnengewölbe mit SCC Beton

Das Kreuzgewölbe im Sockelgeschoss musste aus denkmalpflegerischen Gründen belassen werden. Es wurde mit Zugstangen längs und quer vorgespannt. So ist es neu zug- und druckfest mit den Aussenwänden verbunden und kann ähnliche Aufgaben wie eine Deckenscheibe übernehmen.

5.2 Nebenräume EG und 1. OG

Die Nebenräume bestehen aus Stahlträgerdecken mit Unterzügen und Stahl- oder Mauerwerksstützen. Hier wurden die Decken mit speziellen Elementen mit den Aussenwänden verbunden. Diese sind mit Dübeln im Natursteinmauerwerk der Aussenwände verankert und garantieren eine zug- und druckfeste Verbindung. Die Flacheisen wurden mit den bestehenden Deckenträgern verschweisst. Die Decken sind ausserdem mit den angrenzenden Deckenfeldern über Zugstangen miteinander verbunden. In einzelnen Fällen wurden auch Diagonalen eingebaut, um eine Scheibenwirkung der Decken zu erreichen.

5.3 Neue Decke über Erdgeschoss

Bei der Projektierung wurde bald klar, dass die Bedürfnisse des Museums nach Technik vom bestehenden Kreuzgewölbe nicht aufgenommen werden konnten. Man entschloss sich daher, das gesamte Kreuzgewölbe abzubrechen und durch eine

Abb. 6: Wand/Decken und Decken/Deckenverbindung

Abb. 7: neue Betondecke als Kreuzgewölbe

Abb. 8: Stahlschächte als ‚Bewehrung' oben, Zugstangen unten

neue Betondecke zu ersetzen.

Die Betondecke ist dem Kreuzgewölbe nachgebildet, wirkt aber statisch als Pilzdecke. Sie ist voll bewehrt. Die Decke trägt die vertikalen Lasten über die Pilze auf die Säulen und an den Aussenwänden über Zapfen ab. Der sichtbare Gewölbezwickel ist nicht tragend und durch eine Dämmung von der Aussenwand getrennt. So wurde erreicht, dass kein Gewölbeschub mehr auf die Aussenwände drückt. Die Zapfen sind im Mauerwerk zusätzlich mit Ankern zugfest verankert und übertragen vertikale wie horizontale Lasten.

Die Decke ist als Scheibe ausgebildet, welche die ganze Ruhmeshalle umfasst. So werden insbesondere die schlanken Fassadenpfeiler und die vier Pfeiler im Inneren wie auch die Fassade selbst fest mit der Decke verbunden und stabilisiert. Die Deckenscheibe überträgt die Horizontalkräfte auf die aussteifenden Wände in den Ecken der grossen Halle sowie an die Treppentürme.

Im Zuge dieses Deckenneubaus wurden auch einzelne Säulenschäfte aus Naturstein ausgetauscht. Die tragfähigeren Säulenschäfte stehen jetzt an den Stellen mit der grössten Vertikalbelastung.

5.4 Massnahmen für die Haustechnik

Für die Haustechnik waren einige Steigschächte erforderlich. Zum Teil konnten alte Schächte benutzt werden, aber wegen des grösseren Platzbedarfs mussten auch neue Schächte erstellt werden. Da die Schächte nicht sichtbar bleiben sollten, standen als einzige Möglichkeit die wenigen Wände zur Verfügung. Neue Schächte wurden darum betoniert und bewehrt, so dass die Schwächung durch den Ausbruch kompensiert und teilweise gar eine Verbesserung der Lastabtragung für Horizontallasten erreicht werden konnte.

So mussten auch die vier Wandecken in der Ruhmeshalle neue Schächte aufnehmen. Da sie aber ca. 5 m hoch durch das Mauerwerk herausgebohrt werden mussten, wurde hier eine andere Massnahme ergriffen. Um die Schwächung durch die Lüftungsschächte zu kompensieren, wurde der Schacht aus massivem Stahl als ganzer Kasten gefertigt, in den ausgebohrten Schacht abgesenkt und anschliessend mit dem umliegenden Mauerwerk vergossen.

Der Schacht ist so ausgelegt, dass er die Schubkräfte des Mauerwerks übernehmen kann und gleichzeitig eine kastenförmige Bewehrung der Wandscheibe bildet. Der Stahlschacht findet in den unteren Geschossen seine Fortsetzung im neuen Betonschacht, der in die Wandscheiben eingelassen ist.

Als weitere Verbesserung der Tragfähigkeit wurde die Wand mit Zugstangen vertikal vorgespannt.

5.5 Gewölbesicherung Ruhmeshalle

Die Gewölbe der Ruhmeshalle bestehen aus Backsteinrippen und Kappen mit leichten Bimssteinen. Sie werden durch die vier Wandscheiben der grossen Halle, die vier Treppentürme und die zwei Querwände an den Enden stabilisiert. Die Horizontalkräfte auf die Fassaden werden von horizontalen Zugstangen aufgenommen. Diese wurden bereits bei der Erstellung eingebaut, nachdem horizontale Verformungen der Fassaden festgestellt wurden. Soweit die Ausgangslage.

Damit die Gewölbe besser mit den aussteifenden Elementen verbunden sind, wurde über ihnen ein massiver Ringanker eingebaut. Der Ringanker besteht

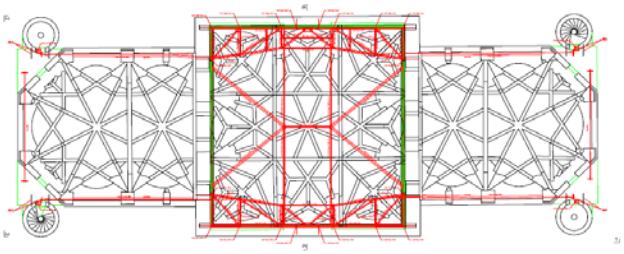


Abb. 9: Ringanker (grün), Zugdruckriegel und Fachwerk, 4 vertikal vorgespannte Treppentürme in den Ecken

über dem grossen Gewölbe aus einer massiven bis zu 2.5 m hohen Betonscheibe, welche über Zapfen mit dem bestehenden Mauerwerk verbunden ist. Damit können die Kräfte auf die vier Wandecken übertragen werden. Parallel zur Fassade stellen aber erst die Treppentürme einen Fixpunkt der Ruhmeshalle dar. Sie sind über Zug- und Druckriegel mit dem Ringanker verbunden. Was als Prinzip einfach und klar erscheint, musste am Objekt aber wegen der komplizierten Geometrie über den Gewölben mit ihren horizontalen wie vertikalen Versätzen mit einigen Kraftumleitungen und -übertragungen ausgeführt werden.

Damit die gemauerten Treppentürme die zusätzlichen Horizontalkräfte aufnehmen können, wurden sie vorgespannt. So ist jeder Treppenturm mit zwei Litzenkabeln und einer Gesamtkraft von 2500 kN vertikal bis in die Fundamente vorgespannt worden. Die Vorspannkabel wurden dabei in die Mauern eingeschlitzt und im Fundament in eine vorbereitete Aussparung abgesenkt, welche anschliessend ausbetoniert wurde. Für die Lasteinleitung wurde oben und unten ein Betonriegel ins Mauerwerk eingelassen.

5.6 Giebelsicherung

Über dem Gewölbe der grossen Halle erhebt sich eine ca. 14 m hohe freistehende Giebelfassade. Der Giebel ist ca. 40 bis 60 cm stark, aus Sandstein gemauert und steht im Wesentlichen auf den schmalen Fassadensäulen und den Eckwänden.

Im Erdbebenfall könnte diese Wand auf das Gewölbe stürzen und die Ruhmeshalle unter sich begraben. Um dies zu verhindern, werden die Giebelwände mit einem Fachwerk aus Stahl horizontal gestützt. Die Kräfte werden auf den Ringanker, welcher in diesem Bereich ca. 2.5 m hoch ist und als Biegeträger wirkt, geleitet und von dort auf die vier Wandscheiben abgegeben.

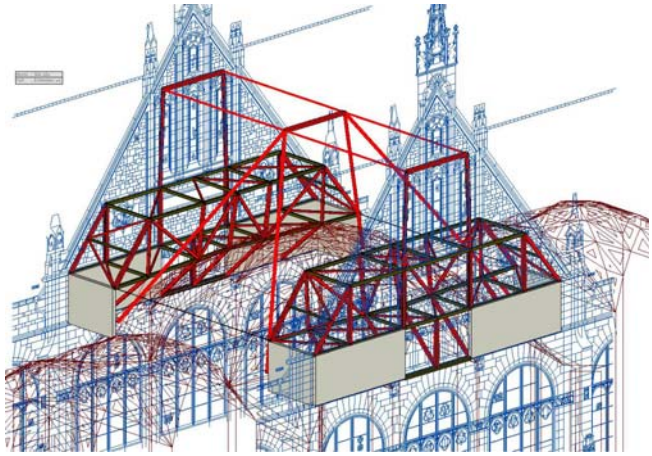


Abb. 10: Isometrie Giebelsicherung

Für das Tragmodell wurde ein 3D Programm eingesetzt. Nach der Berechnung und Dimensionierung stellte der Bau des Fachwerkes eine geometrisch anspruchsvolle Aufgabe dar, galt es doch, das Gewölbe nirgends zu berühren und andererseits die Stäbe an der grossen freitragenden Dachkonstruktion aus Holz vorbeizuführen. Dabei sollten die Kräfte möglichst ohne grosse Umlenkungen zu den Auflagern geleitet werden. Dank einer genauen Vermessung des ganzen Dachraumes ist diese 3D-Aufgabe gut gelungen. Die ganze Stahlkonstruktion wurde vor Ort verschraubt. Schweissen war im hölzernen Dachstuhl absolut verboten.

6 WEITERE ETAPPEN

Der vorgestellte Bahnhofsflügel stellt etwa einen Viertel des ganzen Gebäudevolumens dar. In den nächsten Jahren sollen nun die anderen Flügel instand gesetzt werden. Die Massnahmen sind aber gleich oder ähnlich wie die vorgestellten.

Als neue Elemente kommen noch zwei Lifte dazu. Die Lifte werden betoniert und als Aussteifungselemente ausgebildet. Ihre Wandstärken werden dazu auf 30 cm erhöht. Eine kräftige Bodenplatte sowie angrenzende Wände, welche ebenfalls in Beton erstellt werden, leiten die Kräfte in den Baugrund ab. Die anschliessenden Deckenfelder werden mit Diagonalstäben als Scheiben ausgebildet.

Der Kunstgewerbeflügel stellt bezüglich Erdbeben einen Sonderfall dar. Er gehört zum Erweiterungsbau und ist nach SIA 2018 untersucht worden. Er wurde mit einem 3D-Programm modelliert und gerechnet.

Auch hier müssen die Decken zugfest mit den Aussenwänden, und einzelne Deckenfelder untereinander, verbunden werden. Zudem ist vorgesehen, einzelne Betonwände einzubauen, welche das Gebäude aussteifen. Zusammen mit den

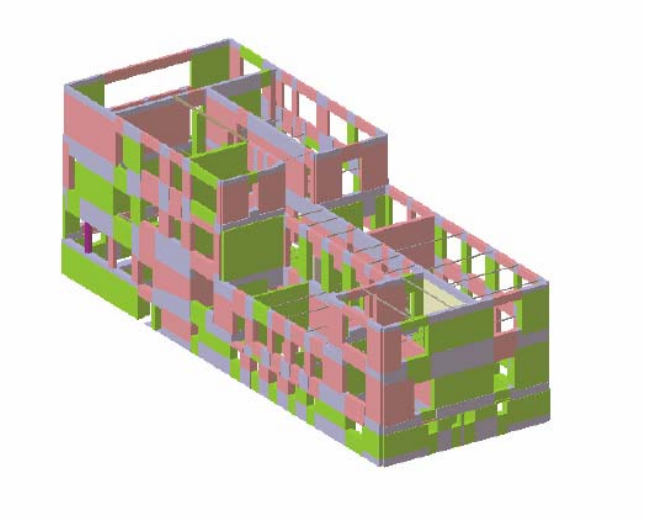


Abb. 11: Rechenmodell Kunstgewerbeflügel

Decken, welche als Scheiben ausgebildet werden, entsteht so ein Tragsystem, welches einen Erfüllungsgrad von α = 1 erreichen kann. Allerdings ist zu bemerken, dass der Kunstgewerbeflügel nicht alleine steht, sondern über das sogenannte Gelenk verbunden ist, was zu Störungen und gegenseitiger Beeinflussung führen kann. Die Erdbebenmassnahmen für diesen Trakt sind zu ca. CHF 900'000.- oder 3.5% der Umbausumme veranschlagt.

7 ZUSAMMENFASSUNG

Für die Verbesserung der Erdbebensicherheit wurde beim Schweizerischen Landesmuseum ein ganzes Bündel von Massnahmen ausgeführt.

So wurden die Decken mit den Aussenwänden und untereinander zug- und druckfest verbunden. Einzelne Decken wurden in Scheiben ausgebildet, welche die Horizontalkräfte auch diagonal zum Raum weiterleiten können. Vertikale Tragelemente aus Mauerwerk wurden mit Vorspannung tragfähiger gemacht oder durch betonierte Einbauten wie Schächte verstärkt. Freistehende Giebelwände wurden mit Stahlfachwerken gesichert. Die Massnahmen wurden auf die räumlichen Situationen und Gegebenheiten angepasst.

Nun, nach der Fertigstellung, kann das Museum getrost den nächsten hundert Jahren entgegenblicken und dies auch dann, wenn es dazwischen mal kräftig geschüttelt werden sollte.

Abb. 12: fertige Decke EG

Bauherr: Bundesamt für Bauten und Logistik, Bern
Architekt: Christ & Gantenbein, Basel
Bauingenieur: INGE Altbau, Bonomo engineer und APT Ingenieure GmbH, Zürich

Erdbebenertüchtigung der historischen Brauerei Haldengut durch konstruktive Massnahmen

Max Schläfli und David Saladin
Dr. J. Grob & Partner AG, Technikumstrasse 73 8400 Winterthur

1 EINLEITUNG

Auf dem nördlich der Rychenbergstrasse in Winterthur gelegenen Areal der Brauerei Haldengut wird in den nächsten Jahren die ehemalige Produktionsstätte für Bier in eine Wohn- und Gewerbeüberbauung umgebaut. Das Zentrum der Überbauung bildet das teilweise unter Denkmalschutz stehende alte Brauereigebäude, dessen Umnutzung vom atelier ww Zürich geplant wird. Die Dr. J. Grob & Partner AG wurde von der Karl Steiner AG beauftragt, das Konzept zur Erdbebenertüchtigung zu entwerfen. Die Umsetzung der Massnahmen obliegt dem mit dem Umbau beauftragten Ingenieurbüro.

Die Umnutzung bestehender Bausubstanz stellt besondere Ansprüche an die Tragwerksplaner. Insbesondere die Anforderungen an die Erdbebensicherheit können oft nur mit kostspieligen Eingriffen in das Tragwerk erfüllt werden. Oft stellen sich solche Eingriffe als eigentliche Zünglein an der Waage heraus, wenn es darum geht, Umbauten mit heutigen Renditevorstellungen zu realisieren. Im folgenden Beitrag wird gezeigt, wie ein relativ robuster Bau ohne den Einbau von zusätzlichen aussteifenden Wänden erdbebenertüchtigt werden kann.

2 BAUWERKSBESCHRIEB

Der Gärkeller (1. UG) des bestehenden Baus wurde 1890 gebaut und Anfangs des 20. Jahrhunderts auf die jetzige Höhe erweitert. Grössere Um- und Anbauten erfolgten 1909 und 1928.

Das Gebäude Brauerei besteht aus mehreren Gebäudeteilen, die unterschiedliche Wand- und Deckenkonstruktionen aufweisen und durch einen Innenhof teilweise voneinander getrennt sind (Abb. 2). Das Untergeschoss ist bei allen Gebäudeteilen massiv ausgebildet. Darüber kommen zwei Geschosse mit

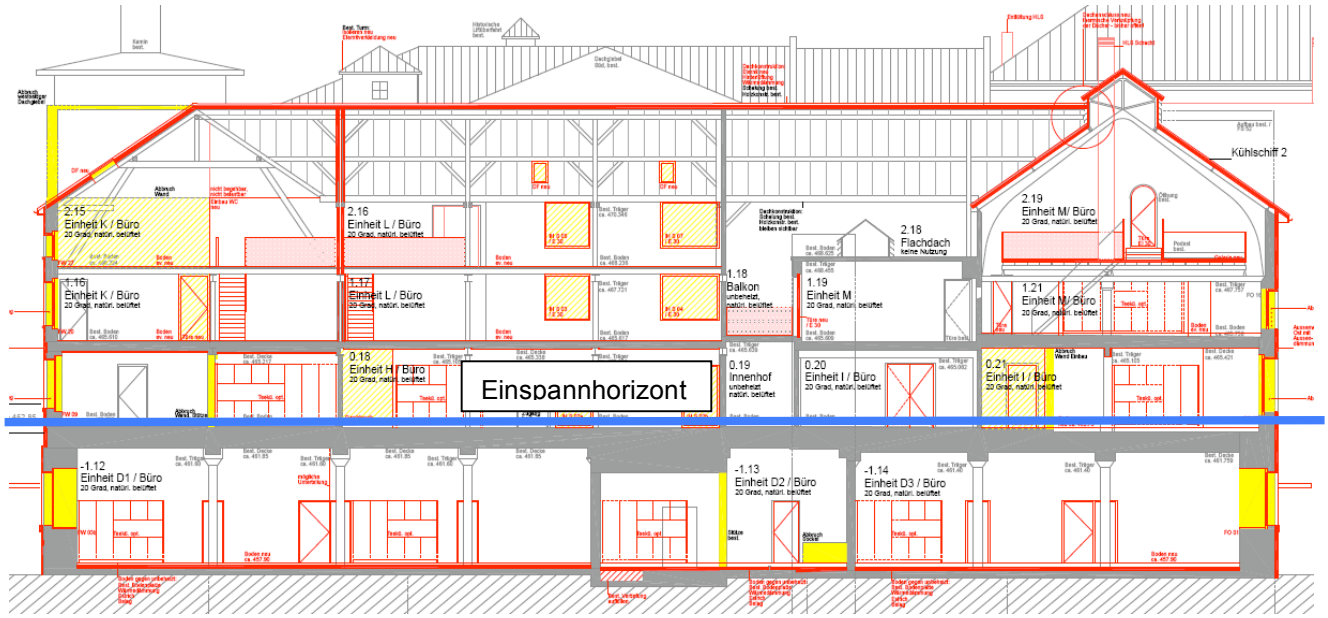


Abb. 1: Längsschnitt AA durch die alte Brauerei (Eingabeprojekt atelier ww)

Raumhöhen von ca. 2.90m und ein Holz-Dachstuhl zu liegen (Abb. 1). Die Gebäudeform ist eher gedrungen. Die Tragkonstruktion der drei Gebäudeteile kann wie folgt beschrieben werden:

– Gebäudeteil Nord: Die Wände sind mit massiven Querschnitten gemauert, die Decken z. T. massiv (Hourdis-Decken), im obersten Geschoss Holzbalkenböden auf Stahlträgern.
– Gebäudeteil Süd-Ost: Die Holzbalkendecken auf Stahlträgern liegen aussen auf den massiv gemauerten Fassadenwänden und innen auf Stützen auf.
– Gebäudeteil Süd-West: Dieser Gebäudeteil weist grosse Räume mit Holzbalkendecken auf Stahlträgern auf, die rundum auf Mauerwerkswänden und innen auf Stützen liegen.

Die Verbindung der Gebäudeteile Süd-Ost und Süd West zu den benachbarten Gebäudeteilen erfolgt meist nur über die in das Mauerwerk eingemörtelten Stahlträger.

3 ÜBERPRÜFUNG

Die Brauerei Haldengut wird für die Anforderungen an die Erdbebensicherheit in Bauwerksklasse I, Erdbebenzone Z1 und Baugrundklasse A gemäss den heutigen Tragwerksnormen SIA 260 bis SIA 267 eingestuft, d.h. in die niedrigste Anforderungskombination in der Schweiz.

Die Erdbebenbemessung der alten Brauerei wurde mit dem Ersatzkraftverfahren durchgeführt. Die Konstruktionsart des Gebäudes entspricht in keiner Weise den heute gängigen Konstruktionen. Das Ersatzkraftverfahren wurde trotz unregelmässigem Grundriss und unklarem Schwingungsverhalten angewendet um einen Anhaltspunkt für die Grössenordnung der auftretenden Kräfte aus Erdbeben zu erhalten. Es war von vornherein klar, dass die Problemstellung eher im konstruktiven Bereich als im rechnerischen Bereich liegen würde.

In einem ersten Schritt wurden die Pläne des Gebäudes in Hinblick auf Fugen zwischen einzelnen Gebäudeteilen, Wechsel der Deckenttragsysteme von Massiv auf Balkendecken und andere speziell zu berücksichtigende Merkmale abgesucht. Dabei wurde festgestellt, dass das Gebäude wegen den Innenhofs und diverser Durchbrüche und Deckensystemwechsel im gleichen Geschoss vor der Umsetzung der Erdbebenertüchtigungsmassnahmen kaum als zusammenhängend schwingender Baukörper zu verstehen war. Vor Ort wurden dann die kritischen Fugen und Ver-

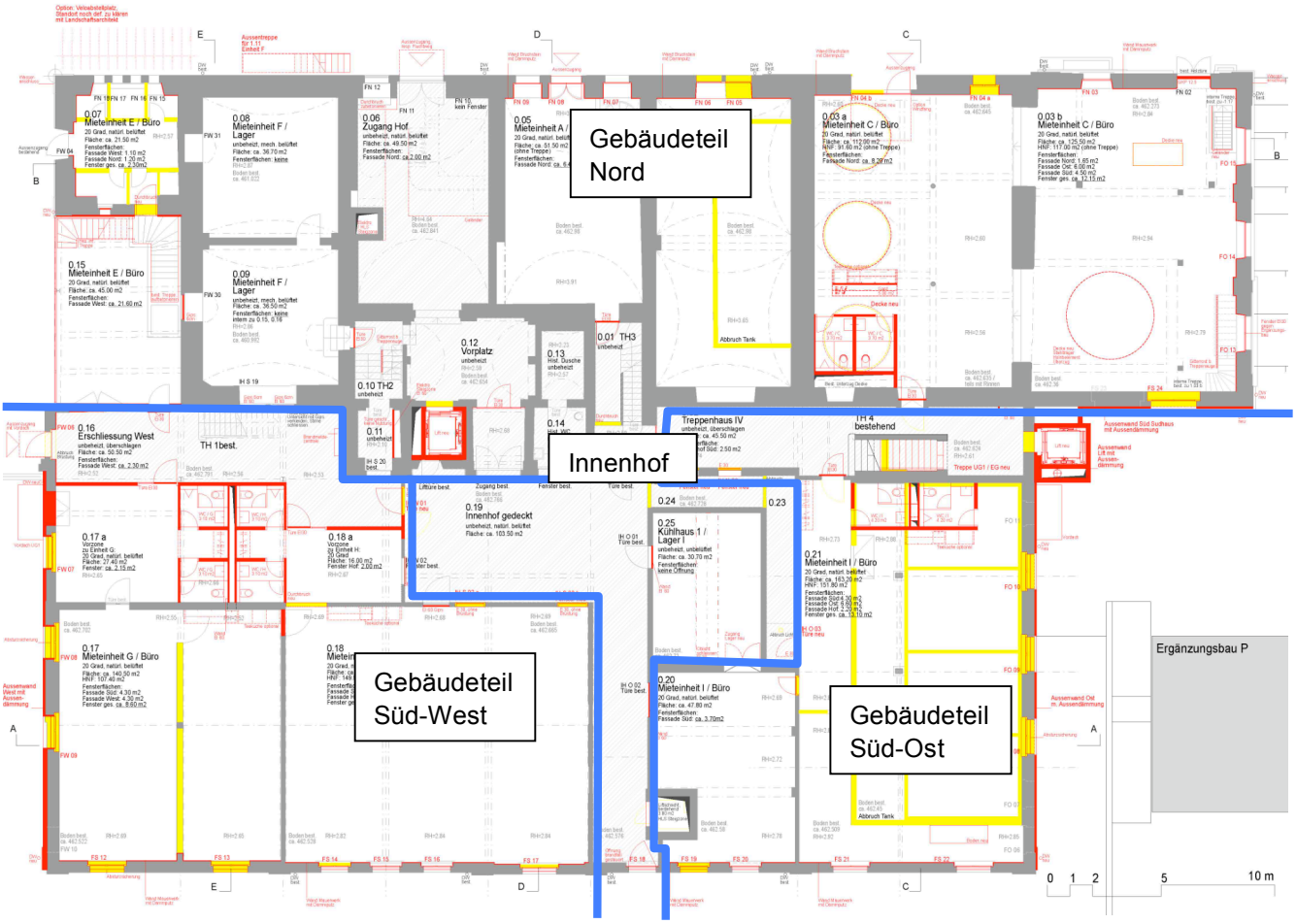


Abb. 2: Grundriss Erdgeschoss (Eingabeprojekt atelier ww)

bindungen wie eingemörtelte Stahlträger und Holzverbindungen begutachtet. Der Bau wurde daher gedanklich in die oben beschriebenen drei Baukörper unterteilt wobei jeder Baukörper gesondert betrachtet wurde.

In einem zweiten Schritt wurde der Einspannhorizont bestimmt. Die Brauerei ist im 1. Untergeschoss voll unterkellert. Im zweiten Untergeschoss folgen weitere Keller im rückwärtigen Bereich. Das erste Untergeschoss ist ein massiver Mauerwerksbau mit z. T. meterdicken Wänden. Die Decke ist eine Stahlbetondecke mit Unterzügen. Die nördliche Front sowie Teile der Seiten sind erdberührt oder schliessen an erdberührte Bauten an. Das Untergeschoss ist um Grössenordnungen steifer als die darüber liegenden Geschosse. Damit sind die Grundvoraussetzungen erfüllt, dass sich das Untergeschoss als steifer Kasten verhält und nicht zu den angeregten Bauteilen gerechnet werden muss. Als Einspannhorizont wurde somit die Decke über dem 1. UG angesetzt.

In einem dritten Schritt wurden die Lasten pro Hausteil ermittelt und die Ersatzkräfte gemäss Sia 261 ermittelt. Es wurde der Wert des Plateaus (Maximalwert) als Ordinatenwert des elastischen Antwortspektrums angesetzt, dieser betrug 0.10. Mit den Ersatzkräften wurde nun jeder Gebäudeteil für sich auf Erdbeben bemessen.

- Gebäudeteil Nord: Zur Stabilisierung stehen eine Vielzahl genügend langer und dicker Mauerwerkswänden zur Verfügung. Das Deckengewicht und das Gewicht des Dachstuhls sind gering verglichen mit den Wandgewichten. Die Wände müssen sich im Erdbebenfall praktisch nur selber halten. Dieser Gebäudeteil ist in sich sehr massiv und stabil und relativ symmetrisch, die Erfüllungsfaktoren sind höher als 1.00.
- Gebäudeteil Süd-Ost Dieser Gebäudeteil kann durch einen bestehenden und einen neu angebauten Liftschacht in Stahlbeton stabilisiert werden. Um dies zu erreichen, müssen teilweise vorhandenen Holzbalkendecken eine Scheibenwirkung entfalten können. Unter diesen Voraussetzungen können die Anforderungen an die Erdbebensicherheit erfüllt werden.
- Gebäudeteil Süd-West. Dieser Gebäudeteil weist nur wenige stabilisierende Mauerwerkswände auf. Die massiven Fassadenwände liegen weit exzentrisch und sind wegen den grossen Fensteröffnungen nicht geeignet, Erdbebenlasten abzutragen. Für diesen Gebäudeteil wurden eingehende Berechnungen der Mauerwerkswände unter Erdbebenbeanspruchungen durchgeführt. Wir sind dabei davon ausgegangen, dass noch einzelne lokale Verbindungen zwischen Deckenträgern und Wänden ausgeführt werden und die Decken dann in der Lage sind, die Lasten aus Erdbebeneinwirkung zu verteilen. Unsere Berechnungen ergaben Erfüllungsgrade um 1.0, d. h. auch dieser Gebäudeteil erfüllt die Anforderungen an die Erdbebensicherheit gemäss Norm. Hier ist anzufügen, dass die heutigen Berechnungsmethoden für Mauerwerkswände aus Backstein-Einsteinmauerwerk entwickelt wurden und bei ihrer Anwendung auf die vorliegenden historischen Verbundmauerwerke von 0.4 bis 1.8m Dicke noch gewisse Unsicherheiten vorhanden sind.
- Die Mauerwerkswände sind im Ist-Zustand durch die flexiblen Decken in horizontale Richtung ungenügend verankert. Bei Erdbebenbeanspruchung in der Grössenordnung des Bemessungsbebens ist vor allem in den oberen Geschossen damit zu rechnen, dass einzelne Wände quer zur Wandebene umkippen. Insbesondere die Fassadenwände und die Giebelwände, die über die oberste verstärkte Deckenebene hinausragen, müssen gegen Umkippen quer zur Wandebene gesichert werden. Bei der Sicherung von dicken Wänden ist darauf zu achten, dass diese aus einzelnen Schichten bestehen können und alle Schichten quer zur Wandebene kraftschlüssig auf Zug und Druck angeschlossen werden.

4 MASSNAHMEN ZUR ERDBEBENERTÜCHTIGUNG

Das Massnahmenkonzept für die Erdbebenertüchtigung der Alten Brauerei zielt in erster Linie darauf hin, dass schwingende Wände und Decken durch eine Scheibenwirkung der Decken an die vorhandenen starken Mauerwerkswände und die einzelnen Stahlbetonkerne angebunden werden können. Ausgeführt werden folgende Massnahmen:

- Im Gebäudeteil Süd-Ost wird die Decke über Erdgeschoss mit einem bewehrten Aufbeton ergänzt. Dieser Überbeton wird durch tief gebohrte und geklebte Eisen mit den Wänden verbunden um diese Wände an die stabilisierenden Kerne anzubinden. Im 1. Obergeschoss wird zwischen Deckenlängsträgern und Querträgern aus Stahl ein Stahlfachwerk ausgebildet. Hierzu wird das bestehende Stahltragwerk durch Fachwerkdiagonalen ergänzt und die Stahlverbindungen auf die zusätzlichen Beanspruchungen verstärkt. Die Verbindung zu den zu stabilisierenden Fassadenwänden erfolgt ebenfalls über tief gebohrte und geklebte Eisen.

– Im Gebäudeteil Süd-West wird vollflächig eine Hartholz Sperrholzplatte von 12mm Stärke auf die bestehenden Holzböden aufgeschraubt. Die Stösse werden so ausgebildet, dass sie mittig auf einer bestehenden Holzbohle zu liegen kommen und damit der Kraftübertrag von Holzplatte auf Bohle auf danebenliegende Holzplatte gewährleistet werden kann. Am Rand wird ein Stahl-Winkelprofil angeordnet, um die Wände mit der Deckenscheibe zu verbinden Die Verbindung erfolgt über Holzschrauben in die Decke und über tief gebohrte und geklebte Eisen in die Wände.
– Im Dachstock werden Stahlprofile zur Sicherung der Giebelwände angeordnet.

5 SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Alte Brauerei im Haldengut Areal genügt nach Ausführung einiger weniger konstruktiver Massnahmen, die vor allem auf eine ausreichende Verbindung zwischen Decken und Mauerwerk hinzielen, den Anforderungen der heutigen Normen bezüglich Erdbeben. Es verbleiben Unsicherheiten aufgrund der Anwendung heutiger Bemessungsmethoden auf die historische und damit nicht normierbare Bausubstanz. Diese Unsicherheiten müssen bei einem denkmalgeschützten Bauwerk vom Bauherrn in Kauf genommen werden. Das ausgearbeitete Massnahmenkonzept sind auch unter dem Aspekt des Denkmalschutzes zu empfehlen, da die Massnahmen nur wenig in die bestehende und teilweise geschützte Bausubstanz eingreifen und zudem die unter Schutz stehenden Bauteile vor Erdbebenschäden bereits bei kleineren Erdbeben bewahren.

6 LITERATUR

Sia-Normen 260-269, Schweizerischer Ingenieur und Architekten Verein, ab 2003

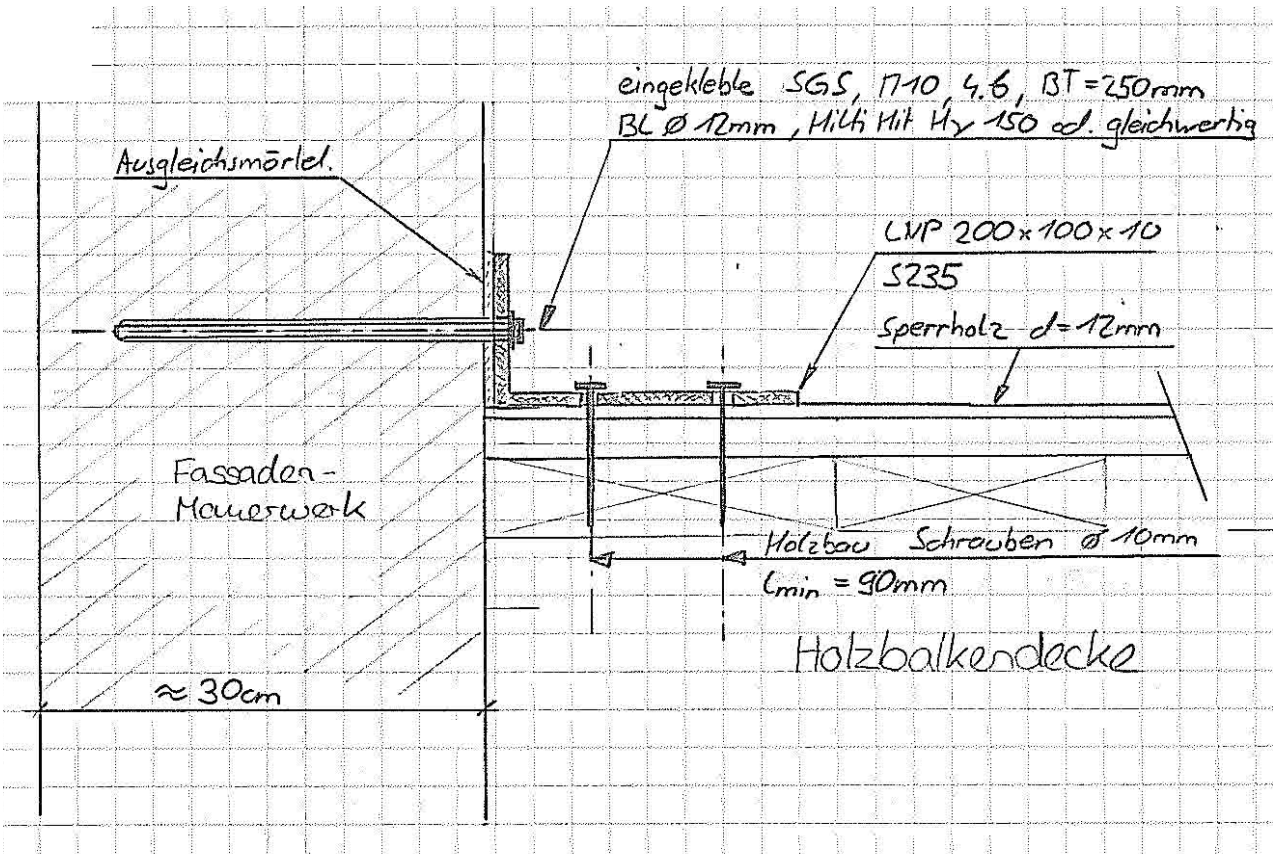


Abb. 3: Skizze aus dem Massnahmenkonzept: Anschluss Fassadenmauerwerk an die ausgesteifte Holzbalkendeck mittels Randwinkel und Klebeanker

Überprüfung und Ertüchtigung von Mehrfamilienhäusern aus Mauerwerk

Tadeusz Szczesiak und Rudolf Vogt
ACS-Partner AG, Zürich

1 EINLEITUNG

Im vorliegenden Beitrag wird ein praktischer Fall der Überprüfung der Erdbebensicherheit und Erdbebenertüchtigung eines Mehrfamilienhauses in Zürich beschrieben.

2 AUSGANGSLAGE

Im Rahmen der Teilsanierung von zwei ca. 30 Jahre alten Wohnhäusern in Zürich sollten unter anderem die Nasszellen umgebaut werden. Obwohl fast keine Veränderungen an der Tragstruktur vorgesehen waren, hat der Bauherr den zuständigen Bauingenieur beauftragt, zusätzlich die Erdbebensicherheit zu überprüfen, allfällige Schwachstellen der Tragstruktur aufzuzeigen und allenfalls entsprechende Massnahmen vorzuschlagen.

3 BESCHREIBUNG DER BAUWERKE

Die beiden betrachteten Wohnhäuser wurden im Jahre 1978 gebaut. Es handelt sich um ein 50 m langes 4-geschossiges Bauwerk und ein 42 m langes 6-geschossiges Bauwerk. Beide Häuser sind unterkellert. Charakteristisch sind die zahlreichen Dilatationsfugen, die im Abstand von ca. 8 m bis 16 m angeordnet sind.

Im Untergeschoss wurden die Aussenwände und die Schutzraumwände in Massivbauweise (Stahlbeton) ausgeführt. Die Innenwände wurden in Mauerwerk (Kalksandstein) erstellt. Die Aussenwände und die tragende Innenwände wurden auf Streifenfundamenten gelagert. Die Kellerdecke wie auch die übrigen Geschossdecken sind 16 cm, die Schutzraumdecke 35 cm stark. Die Geschosshöhe liegt bei 2.76 m

Die Innenwände in den Obergeschossen sind gemauert und haben eine Stärke von 10, 12.5 bzw. 15 cm (Läuferverband). Die Aussenwände wurden als Zweischalenmauerwerk erstellt, wobei nur die innere 12.5 cm starke Wand tragend ist.

Die Anordnung der Wände ist typisch für die linienförmigen Mehrfamilienhäuser. In Querrichtung gibt es bis 10 m lange tragende Wohnungstrennwände und ca. 5 m langen Zimmertrennwände, die ebenfalls tragend ausgebildet sind. Die Stärke der Stahlbetondecke ist durch die maximale Zimmerbreite von ca. 4 m bestimmt.

Den vielen langen Querwänden stehen, vor allem beim 4-geschossigen Haus, nur kurze Längswände gegenüber. Daraus ergeben sich sehr grosse Steifigkeitsunterschiede zwischen den beiden Hauptrichtungen.

Die mittlere ständige und quasi-ständige Last liegt nach unserer Berechnung bei ca. 8.0 kN/m^2, was gut mit Erfahrungswerten für Wohnbauten mit Mauerwerkswänden übereinstimmt.

4 VORGEHENSWEISE

4.1 Berechnungsmethode

Das vorhandene Tragsystem kann sowohl im Grundriss als auch im Aufriss als regelmässig betrachtet werden. Die Grundschwingzeiten T_1 in den beiden Hauptrichtungen liegen unter 2 s. Somit sind die Voraussetzungen für die Anwendung des Ersatzkraftverfahrens gemäss SIA 261 (Absatz 16.5.2) erfüllt.

Bei den beiden Häusern gibt es effektiv 8 Typen von Wohneinheiten, die voneinander durch Dilatationsfugen getrennt sind. Bei zwei Hauptrichtungen für die Erdbebeneinwirkung ergibt sich eine beachtliche Zahl von Fällen. Um den Aufwand in Grenzen zu halten wurden deshalb für alle repetitiven Arbeitsschritte, wie Berechnung der Grundschwingzeiten, Berechnung der Beanspruchung am Ersatzstab, Verteilung der Beanspruchung auf die Wände und Tragfähigkeitsnachweise einfache Berechnungsprogramme entwickelt.

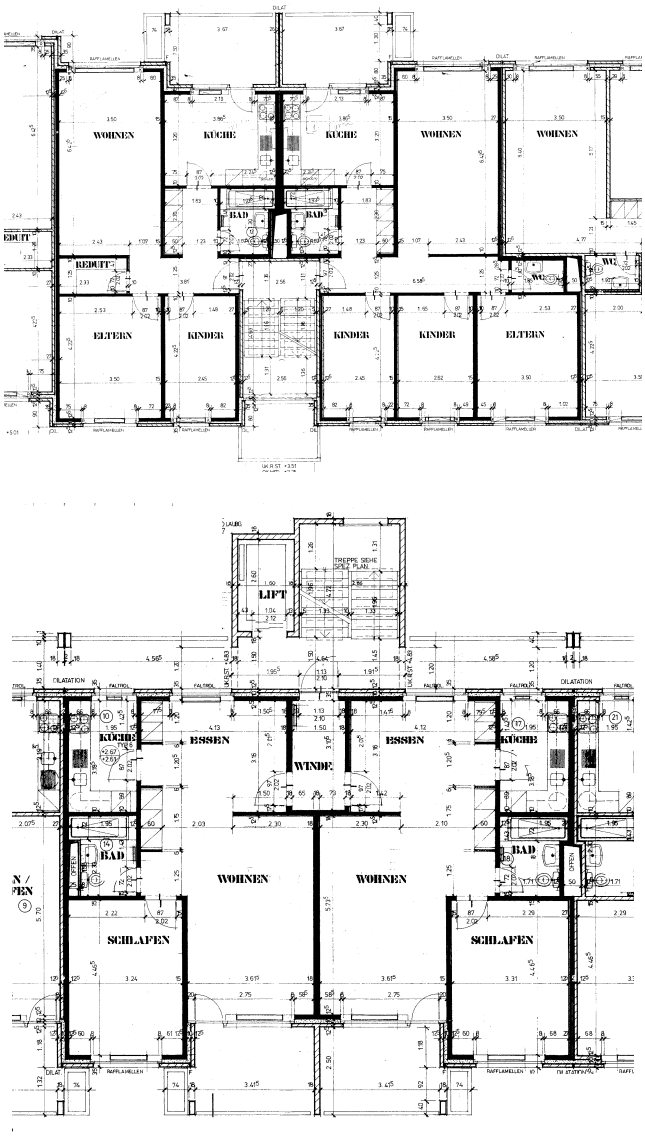


Abb. 1: Typische Wohneinheiten des 4-geschossigen Hauses (oben) und des 6-geschossigen Hauses (unten).

4.2 Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung wurde gemäss SIA 261 (Ziffer 16) bestimmt. Die beiden Wohnhäuser der Bauwerksklasse I liegen in der Erdbebenzone Z1 mit dem kleinsten Bemessungswert der horizontalen Bodenbeschleunigung a_{gd} von 0.6 m/s^2 (in der Erdbebenzone Z3b liegt a_{gd} bei 1.6 m/s^2). Der Boden wird der Baugrundklasse C zugeordnet. Der Verhaltensbeiwert q wird gemäss SIA 266 zu 1.5 gesetzt (nicht duktiles Mauerwerk).

5 RESULTATE DER BERECHNUNG

5.1 Grundschwingzeiten

Die Grundschwingzeit der Längsschwingung liegt beim 4-geschossigen Wohnhaus bei ca. 1.25 s (Mittelwert), was einem spektralen Wert der Beschleunigung S_d von 5.8% g entspricht. In Querrichtung ergeben sich wie erwartet kürzere Grundschwingzeiten von ca. 0.28 s mit S_d von 11.7% g (Plateauwert).

Beim 6-geschossigen Wohnhaus sind die Grundschwingzeiten generell etwas grösser. Die mittlere Grundschwingzeit einer Längsschwingung liegt bei 1.42 s (S_d von 5.0% g) und der Querschwingung bei 0.58 s (S_d von 11.7% g). Die Aufstellung aller Schwingzeiten im Antwortspektrumdiagram findet man in Abb. 2.

5.2 Beanspruchung infolge Erdbeben

Die Beanspruchung infolge Erdbeben wurde zuerst an einem Ersatzstab bestimmt und dann entsprechend der Lage und der Biegesteifigkeit auf die Wände verteilt. Massgebend wurden jeweils die Mauerwerkswände im Erdgeschoss. Im Kellergeschoss bestehen die Aussenwände aus Stahlbeton. Dadurch werden die kritischen Mauerwerkswände entlastet.

5.3 Nachweis der Tragsicherheit

Durch den Vergleich der Erdbebenbeanspruchung E_d mit dem vorhandenen Tragwiderstand R_d wurde für alle Erdbebenwände ein Erfüllungsfaktor α_{eff} ermittelt Es wurde dabei ein erweiterter Nachweis für Normalkraft mit Schub gemäss SIA 266 (Ziffer 4.3.2.1) mit Überlagerung von zwei Spannungsfelder verwendet. Die Abbildung 3 zeigt die Spannungsfelder beim Erreichen der Tragfähigkeitsgrenze.

Für Einsteinmauerwerk wurden die Festigkeiten f_{xd} = 3.5 N/mm^2 und f_{yd} = 1.05 N/mm^2 angenommen. Der Bemessungswert des Koeffizienten der inneren Reibung in den Lagerfugen liegt bei $_d$ = 0.6.

Für das 4-geschossige Bauwerk resultieren beim Erdbeben in Längsrichtung minimale Erfüllungsfaktoren α_{eff} von ca. 0.20. Massgebend ist die Tragfähigkeit der Wände auf Normalkraft und Schub im Erdgeschoss. In Querrichtung resultieren Erfüllungsfaktoren von über 0.50.

Für das 6-geschossige Bauwerk variieren die massgebenden Erfüllungsfaktoren α_{eff} nicht so stark und liegen zwischen 0.30 (Längsrichtung) und 0.45 (Querrichtung).

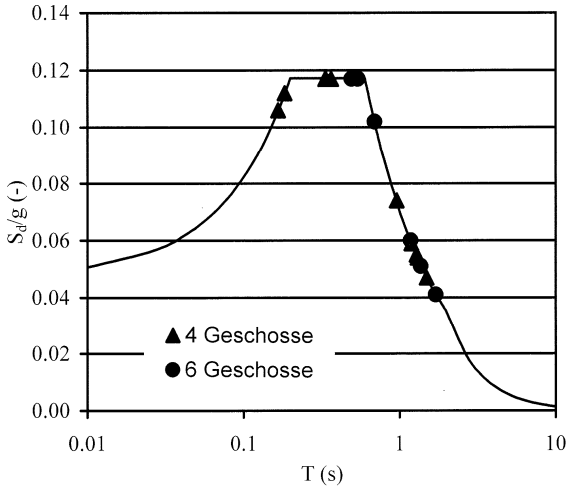


Abb. 2: Bemessungsspektrum mit Grundschwingzeiten für alle 8 betrachteten Typen von Wohneinheiten.

6 BEURTEILUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT

6.1 Grundlagen der Beurteilung gemäss Merkblatt SIA 2018

Grundlagen der rechnerischen Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Bauten sind im Merkblatt SIA 2018 (2004) festgelegt. Der minimale Erfüllungsfaktor α_{eff} wird mit den Schwellenwerten α_{min} = 0.25 (Minimalwert) und dem zulässigen Wert α_{adm} verglichen. Diese Faktoren hängen von der Restnutzungsdauer und von der Bauwerksklasse ab. Für die betrachteten Bauten wurde von der Bauherrschaft eine Restnutzungsdauer von 30 Jahren festgelegt, woraus ein Faktor α_{adm} von 0.66 resultiert.

Gemäss Merkblatt SIA 2018 (2004) muss die Zumutbarkeit bzw. Verhältnismässigkeit der vorgesehenen Massnahmen beurteilt werden. Für $a_{eff} < a_{min}$ = 0.25 werden die Massnahmen für eine Verstärkung auf a_{min} = 0.25 als zumutbar betrachtet, wenn die Rettungskosten RK_M pro gerettetes Leben 100 Mio CHF nicht übersteigen. Hingegen gelten die Massnahmen für $\alpha_{eff} > \alpha_{min}$ = 0.25 als verhältnismässig, wenn die Rettungskosten RK_M pro gerettetes Leben 10 Mio CHF nicht übersteigen.

Die Massnahmen für das Erreichen der minimalen Sicherheit von 0.25 sind, falls zumutbar, unbedingt auszuführen. Über 0.25 ist die Verhältnismässigkeit massgebend.

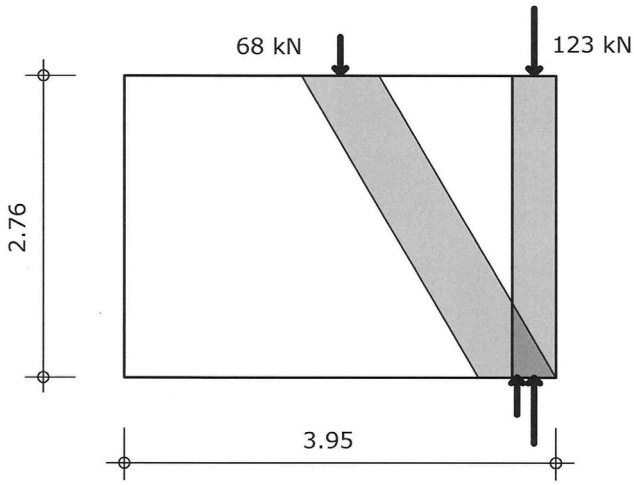


Abb. 3: Spannungsfelder in der massgebenden Wand mit N_d= -191 kN, V_d = 250 kN, M_d = 1'321 kNm (α_{eff} = 0.16).

6.2 Folgerungen aus der Untersuchung

Die Erdbebensicherheit der beiden Häuser ist ungenügend ($a_{eff} < a_{adm}$ = 0.66). Für zwei Wohneinheiten im 4-geschossigen Haus mit α_{eff} von 0.16 bzw. 0.19 sind Verstärkungsmassnahmen nötig, um einen Erfüllungsfaktor α_{int} von mind. 0.25 zu erreichen. Mit einer Personenbelegung *PB* von ca. 5 Personen/Jahr pro Wohnabschnitt konnten die entsprechenden totalen zumutbaren, sicherheitsbezogenen Investitionskosten berechnet werden. Diese liegen für beide Wohnabschnitte bei total 0.2 Mio CHF.

Andere Berechnungen zeigten, dass weitere Verstärkungen von α_{min} = 0.25 auf α_{int} = 0.35 nur bei Kosten bis ca. 5'000 CHF pro Wohneinheit verhältnismässig wären. Aus diesem Grund wurde entschieden eine minimale Variante der Erdbebenertüchtigung mit $\alpha_{int} = \alpha_{min}$ = 0.25 zu realisieren.

7 VERSTÄRKUNGSMASSNAHMEN

Es wurden folgende Massnahmen in Betracht gezogen:

- Ersatz der bestehenden Mauerwerkswände durch Betonwände
- Einbau von zusätzlichen neuen Betonwänden
- Erhöhung der Tragfähigkeit der kritischen Wände durch Vorspannung

Nach Absprache mit dem Architekten und dem Bauherren wurde die letzte Variante bevorzugt. Schliesslich wurden bei zwei Wänden vorgespannte Zugstangen eingebaut. Durch die Wirkung der zusätzlichen Normalkraft wurde die Tragfähigkeit der beiden Wände erhöht.

Die Kosten der vorgeschlagenen Massnahmen liegen total bei ca. 20'000 CHF.

8 DISKUSSION

8.1 Anwendbarkeit des Ersatzkraftverfahrens

Das Ersatzkraftverfahren EKV ist relativ einfach und liefert Resultate, die auf der sicheren Seite liegen. Wegen der methodebedingten Überschätzung der Einwirkung eignet sich das Ersatzkraftverfahren besser für die Berechnung von Neubauten als für die Nachrechnungen bestehender Bauten. Bei den Neubauten wirkt sich die Überschätzung der Einwirkung in der Regel wenig auf die Rohbaukosten aus. Bei der Nachrechnung der bestehenden Bauten hingegen ist eine genauere Berechnung mit Antwortspektrenverfahren ASV sinnvoll, wenn über allfällige Massnahmen mit Kostenfolgen entschieden wird.

In unserem Fall liegt der kleinste Erfüllungsfaktor gemäss EKV bei α_{eff} = 0.16. Die genauere Berechnung mit dem ASV ergibt α_{eff} = 0.22. Die Abweichung im Beanspruchungsniveau zwischen EKV (mit genauer Eigenschwingzeit) und ASV liegt bei ca. 30% bei der Biegung und ca. 40 % bei der Querkraft.

8.2 Zur Berechnung der Grundschwingzeit beim EKV

In der Norm SIA 261(2003) stehen für Gebäude zwei Formeln zur Berechnung der Grundschwingzeit zur Verfügung. Die Formel 38 ($T_1 = C_t h^{0.75}$) bei der die Schwingzeit nur von Gebäudehöhe h und von der Art des Tragsystems abhängt, ist recht grob und eignet sich nur bedingt für Nachrechnungen bestehender Bauten. Zu beachten ist auch, dass in dieser Formel die hier vorhandenen Unterschiede in der Steifigkeit in Längs- und Querrichtung nicht berücksichtigt werden können.

Alternativ kann für jede Hauptrichtung die folgende Formel angewendet werden (Formel 39).

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{u}{g}} \cong 2\sqrt{u} \qquad (1)$$

Dabei bezeichnet u (in m) die fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante unter den in Horizontalrichtung angesetzten ständigen und quasiständigen Lasten G_k und $\psi_2 Q_k$ (in kN). Diese einfache Formel wurde für einen Kragstab mit einer Punktmasse am oberen Ende hergeleitet.

Wenn die fiktive Auslenkung für alle Geschossdecken berechnet wird, kann durch gleichsetzen der kinetischen Energie und der Formänderungsenergie (Rayleighquotient) folgende genauere Näherung für die Grundschwingzeit gefunden werden:

Durch die Anwendung der genaueren Formel (2) kann das Einwirkungsniveau beim Erdbeben in Querrichtung in unserem Fall gegenüber der Formel (1) um 13% reduziert werden.

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\sum_i G_i u_i^2 \Big/ g\sum_i G_i u_i} \qquad (2)$$

8.3 Bemerkungen zur Anwendung des ASV

Für die Nachrechnung bestehender Bauten schlägt das Merkblatt SIA 2018 (2004) im Absatz 4.2.2 vor: "Auch wenn die Bedingungen für das Ersatzkraftverfahren ... erfüllt sind, empfiehlt es sich das Antwortspektrenverfahren anzuwenden, wobei die höheren Eigenschwingungen in der Regel vernachlässig werden können".

Bei betrachteten Gebäuden reicht es bei der Berechnung in Querrichtung aus, nur eine Eigenschwingung zu betrachten um 98 % der totalen Beanspruchung zu bestimmen. Hingegen bei der Berechnung in Längsrichtung mit der längeren Schwingperiode kann mit der ersten Eigenschwingung zwar 94% de Biegebeanspruchung aber nur 74% der Querkraftbeanspruchung ermittelt werden.

Es zeigt sich somit, dass die oben zitierte Empfehlung vor allem dann gilt, wenn die Grundschwingzeit im Plateaubereich liegt.

9 FOLGERUNGEN

Bei den typischen linienförmigen Mehrfamilienhäusern mit Mauerwerkwänden gibt es oft sehr relevante Steifigkeitsunterschiede zwischen Längs- und Querrichtung. Während beim Erdbeben in Querrichtung der Erfüllungsgrad in der Regel über a_{min} von 0.25 liegt, weisen die Längswände oft eine ungenügende Tragsicherheit auf.

Von den kraftbasierten Berechnungsmethoden ist das Antwortspektrenverfahren besser geeignet für Nachrechnung der bestehenden Mehrfamilienhäuser aus Mauerwerk. Es ist aber auch aufwändiger als das Ersatzkraftverfahren.

Um die Tragfähigkeit der Mauerwerkswände zu beurteilen sollte der erweiterte Nachweis mit zwei überlagerten Spannungsfeldern angewendet werden.

Bei der Verstärkung der Wände, die durch kleine Normalkräfte belastet sind, kann eine Vorspannung der Wand mit Stahlstangen oder CFK Lamellen sinnvoller sein als Wandersatz.

10 LITERATUR

SIA 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke.

SIA 266 (2003), Mauerwerk.

SIA 2018 (2004), Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben.

Mauerwerk unter seismischer Einwirkung: Gegenüberstellung von kraft- und verformungsbasierten Verfahren anhand eines Fallbeispiels

Zemp René, Wörndle Pierre und Mondet Yves
Basler & Hofmann Ingenieure und Planer AG, Zürich

1 EINLEITUNG

Im nationalen und internationalen Umfeld ist die kraftbasierte Bemessung von unbewehrten Mauerwerksbauten weiterhin die bekannteste und meist angewandte Methode. Bei der Definition der Mauerwerkswiderstände existieren bei den einschlägigen Normen der SIA, des Eurocodes und der FEMA jedoch unterschiedliche Ansätze. Diese unterschiedlichen Ansätze und deren Anwendungsgrenzen werden erläutert.

Neu kann für bestehende Gebäude nach SIA Merkblatt 2018 auch ein verformungsbasierter Nachweis geführt werden. Bei reinen Mauerwerksgebäuden kann diese Methode auf einfache Art und Weise angewendet werden. Die Anwendung dieser Methodik und deren einfache Implementierung in Excel werden erläutert.

Letztendlich wird ein Vergleich für ein Beispielgebäude in unbewehrtem Mauerwerk durchgeführt bei dem die Erfüllungsfaktoren nach kraftbasierter und nach verformungsbasierter Bemessung ermittelt werden. Der resultierende Erfüllungsfaktor ist vor allem bei der verformungsbasierten Methode stark von der Annahme der effektiven gerissenen Steifigkeit abhängig. Die Resultate des Vergleichs werden deshalb für verschiedene Steifigkeitsannahmen einander gegenübergestellt.

2 KRAFTBASIERTE BEMESSUNG

2.1 Schubnachweis nach SIA 266

Mit der Einführung der neuen SIA Normen 260ff im Jahre 2003 wurde auch die Mauerwerksnorm dem neuesten Stand der Technik angepasst. Dabei ist der Schubnachweis in der SIA 266 gegenüber der Vorgängernorm SIA V 177 für den Anwender vereinfacht worden. Der Schubnachweis der SIA 266 und der Vorgängernorm SIA V 177 basiert auf der Theorie der Spannungsfelder. Der Schubwiderstand wird durch die Überlagerung eines geneigten und eines vertikalen Spannungsfeld ermittelt Für das vertikale Spannungsfeld werden die Querlamellen des Mauerwerkssteins in Rechnung gestellt, während für das geneigte Spannungsfeld die Lammelen in Längsrichtung berücksichtigt werden, Abb. 1. Auf diese Weise resultieren höhere Tragwiderstände als wenn nur ein geneigtes Spannungsfeld in Betracht gezogen würde.

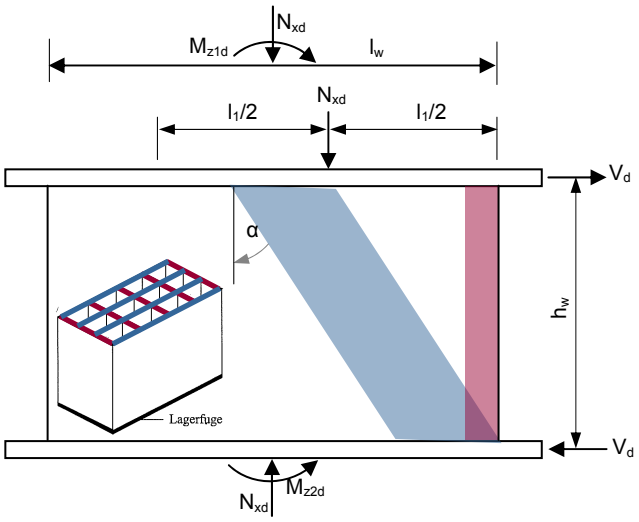


Abb. 1: Schubwiderstand mit Spannungsfelder

Die in Abb. 1 dargestellte Überlagerung der Spannungsfelder dient als Grundlage der Diagramme für den Schubnachweis wie sie in der SIA 266 enthalten sind. Der Schubnachweis wird wie folgt geführt: Der Beiwert k_v wird aus den Diagrammen der SIA 266 gelesen.

$$l_1 = l_w - \frac{2M_{z1d}}{N_{xd}}; \quad l_2 = l_w - \frac{2M_{z2d}}{N_{xd}} \qquad (1)$$
$$V_d = k_v l_1 t_{nom} f_{yd}$$

Wird eine Wand aus ihrer Ebene durch die Normalkraft N_{xd} z.B. infolge Deckenverdrehung exzentrisch beansprucht, muss dies nach SIA mitberücksichtigt werden. Die mitwirkende Breite der Wand wird von t_w

auf t_{nom} abgemindert. Die Norm SIA 266 schlägt für exzentrisch beanspruchte Wände vereinfachend den Wert t_{nom} = 0.25 x t_w vor. Dies kann bei relativ kleiner Deckenverdrehung zu konservativen Ergebnissen führen. Ein genauerer Wert für t_{nom} kann nach SIA Dokumentation D 0196 (2004) bestimmt werden. Die FEMA 356, und der Eurocode machen keine Angaben über eine Reduktion des Schubwiderstandes infolge Deckenverdrehung.

Um ein mögliches Normalkraftversagen zu verhindern, muss für den Schubnachweis nach SIA 266 zusätzlich folgende Bedingung erfüllt werden. Der Beiwert k_N wird aus den Diagrammen der Norm SIA 266 abgelesen.

$$N_{xd} \leq k_N l_2 t_w f_{xd} \tag{2}$$

Verschiedene Regime können bei einer Wand zum Versagen führen. Abhängig von der Wandgeometrie, der Normalkraft und der Kombination von Stein- und Mörteltyp sind dies: Kippen der gesamten Wand, Gleiten in der Lagerfuge oder Bruch des Mauerwerksteins. Diese drei Regime sind in den Diagrammen in der SIA 266 zur Ermittlung des Schubwiderstandes enthalten. Das Versagen des Mauerwerksteins ist ein sprödes Versagen, welches vor allem bei Wänden mit hohen Normalkräften oder bei ungünstiger Kombination zwischen Stein- und Mörteltyp massgebend wird. Gleiten und Kippen sind duktilere Versagensarten. Eine Wand kann somit abhängig von der Normalkraft und der Mauerwerksart ein sehr sprödes oder aber mehr oder wenig duktiles Verhalten aufweisen. Diesem unterschiedlichen Verformungsvermögen wird beim kräftebasierenden Erdbebennachweis nicht Rechnung getragen. Für unbewehrtes Mauerwerk wird in der SIA 266 unabhängig vom Versagensregime ein Duktilitätsbeiwert q = 1.5 angegeben. Dies kann zu einer zu konservativen Erdbebenbemessung führen. Um diese versteckten Reserven zu nutzen wird der Ruf nach einer verformungsbasierten Bemessung unter Berücksichtigung realistischer Wandduktilitäten laut.

Beim Schubnachweis nach SIA 266 werden die Schnittkräfte auf ein Geschoss reduziert. Die Wand wird nur mit der Länge l_1 in Betracht gezogen. Bei Wänden mit kleinem Verhältnis l_1 / h_w kann eine solche Betrachtungsweise zu konservativ sein, weil der Wand geometrisch nur ein schräges Spannungsfeld mit kleinem Winkel α einbeschrieben werden kann. Ein **erweiterter Nachweis** sieht vor, dass für Wände mit kleinem Verhältnis von l_1 / h_w die effektive Wandlänge und nicht die Länge l_1 berücksichtigt wird. Das Kräftegleichgewicht muss aber auch in diesem Falle eingehalten werden. Der Winkel α kann somit grösser gewählt werden, was einen grösseren Schubwiderstand zur Folge hat. Der maximale Winkel α ist in der SIA 266 mit tan(α) = 0.6 festgelegt (Versagensregime Gleiten in Lagerfuge). Dies entspricht einer Neigung des Spannungsfeldes von 31°. Eine solche Anordnung der Spannungsfelder nach dem erweiterten Nachweis ist in den Diagrammen der Norm SIA 266 nicht enthalten, kann in gewissen Fällen jedoch zu einer Erhöhung des rechnerischen Schubwiderstandes führen.

2.2 Schubnachweis nach FEMA 356

Der Schubnachweis der FEMA 356 basiert auf Versuchen und damit auf empirisch ermittelten Formeln. Es wird zwischen den Versagensregimen Kippen (Rocking) und Gleiten in der Lagerfuge (bed joint sliding shear) unterschieden. Für einen Vergleich zwischen der SIA und der FEMA wurden die Gleichungen auf Schweizer Verhältnisse angepasst (SIA Dokumentation D 0211 (2005)).

Kippen, mit h_0 für die Höhe des Momentennullpunktes:

$$V_{Rd,R} = 0.9 N_{xd} \frac{l_w}{2h_0} \tag{3}$$

Gleiten in der Lagerfuge - Schubversagen:

$$V_{Rd,S} = \tfrac{2}{3} v_d l_w t_w; \quad v_d = 0.5\left(0.75 v_{md} + \frac{N_{xd}}{l_w t_w}\right)$$
$$v_{md} = \frac{v_{mk}}{\gamma_M} \leq 0.35 N/mm^2 \tag{4}$$

Gleichung (4) zusammengefasst ergibt Gleichung (5):

$$V_{Rd,S} = \tfrac{1}{4} l_w t_w v_{md} + \tfrac{1}{3} N_{xd} \tag{5}$$

Der kleinere der beiden Werte von $V_{Rd,R}$ und $V_{Rd,S}$ wird massgebend. Für Backstein- und Betonmauerwerk kann für Schweizer Verhältnisse eine charakteristische Schubsfestigkeit des Mörtelbetts von v_{mk} = 0.5 N/mm^2 angenommen werden.

Ein Unterschied zwischen dem Nachweis nach SIA und FEMA liegt in der Anwendung der beiden Modelle für mehrgeschossige Gebäude. Nach SIA wird nur eine Länge l_1 der Wand in Rechnung gestellt, während bei der FEMA für den Schubnachweis die gesamte Länge l_w mitberücksichtigt wird. Diese Annahme scheint fragwürdig.

2.3 Schubnachweis nach Eurocode

Im Eurocode 8 Teil 1 werden konstruktive Hinweise gegeben, wie Mauerwerk bezüglich Erdbeben dimensioniert werden soll. Es werden dabei ziemlich einschränkende Massnahmen gemacht. So soll die Mindeststärke von unbewehrten Mauerwerkswänden für Gebäude in Zonen geringer Seismizität 170 mm und für Gebäude in Zonen mittlerer bis hoher Seismizität 240 mm betragen. Solche Bedingungen sind in der SIA 266 nicht enthalten, da sie einen Widerspruch der in der Schweiz praktizierten Baukunst darstellen würden.

Im Eurocode wird für den Schubnachweis wie in der FEMA zwischen den Versagensregimen Kippen (im Eurocode als Biegeversagen bezeichnet) und Schubversagen unterschieden. Der Kippnachweis ist im Eurocode 8 Teil 3, Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden, enthalten, während der Schubnachweis im Eurocode 6 Teil 1-1 festgelegt wird. Gegenüber der FEMA wird im Eurocode 8 beim Kippnachweis abhängig von der Normalkraft die Breite der Druckstrebe berücksichtigt.

Kippen, Eurocode 8 Teil 3:

$$V_{Rd,R} = \left(1 - 1.15\frac{N_{xd}}{l_w t_w f_{xd}}\right) N_{xd} \frac{l_w}{2h_0} \tag{6}$$

Schubversagen, Eurocode 6 Teil 1-1:

$$V_{Rd,S} = f_{vd} t_w l_c$$

$$f_{vd} = \frac{f_{vk0} + 0.4\dfrac{N_{xd}}{t_w l_c}}{\gamma_M} \leq 0.065 f_b \tag{7}$$

f_{vd} ist der Bemessungswert der Schubfestigkeit; f_{vk0} ist die charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast; l_c ist die überdrückte Länge des Mauerwerks; f_b ist die einaxiale Druckfestigkeit von Mauerwerk. Um den Wert $V_{Rd,S}$ in Funktion der Normakraft anzugeben, können die Formeln umgestellt werden, da l_c von N_{xd} und $V_{Rd,S}$ abhängig ist. Für $f_{vd} < 0.065\ f_b$ lautet die Beziehung:

$$V_{Rd,S} = \frac{\frac{3}{2} l_1 f_{vk0} t_w + 0.4 N_{xd}}{\gamma_M + \dfrac{3 h_w f_{vk0} t_w}{N_{xd}}} \tag{8}$$

Der kleinere der Werte $V_{Rd,R}$ und $V_{Rd,S}$ wird massgebend.

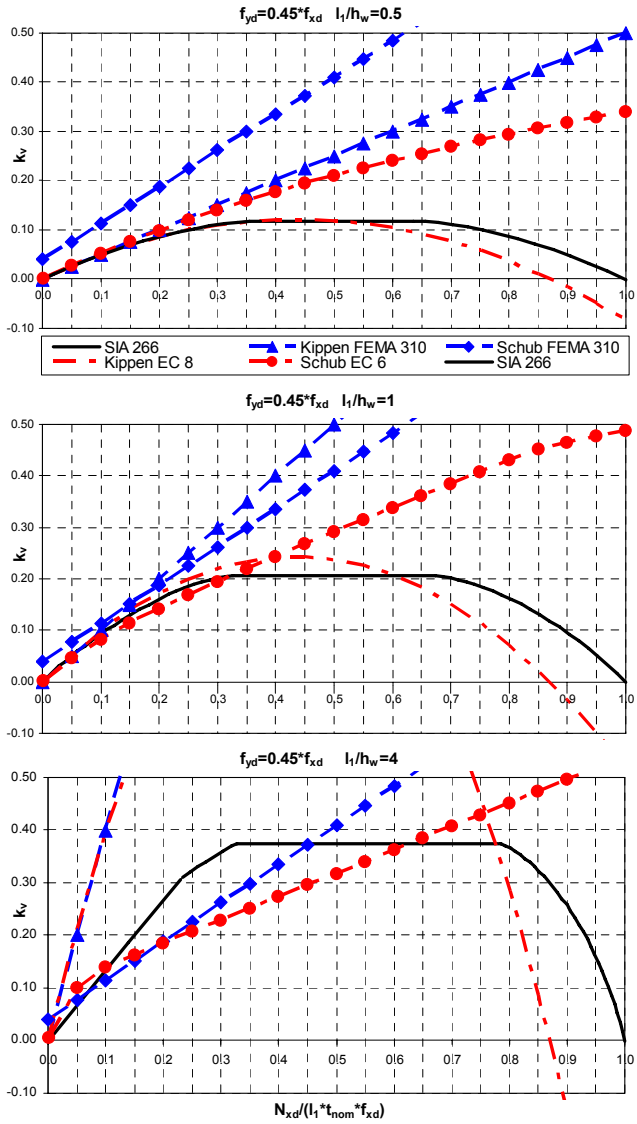


Abb. 2: Vergleich der Schubwiderstände SIA 266, FEMA 356 und Eurocode für 3 verschiedene Wandgeometrien

2.4 Vergleichsrechnungen SIA, FEMA, Eurocode

2.4.1 Vergleich für eingeschossige Wand

In diesem Kapitel wird ein Vergleich der Schubnachweise der Normen SIA 266, FEMA 356 und dem Eurocode für eine unbewehrte Mauerwerkswand gemacht. In Abb. 2 sind die Schubwiderstände für eine eingeschossige Mauerwerkswand in Abhängigkeit der Normalkräfte für verschiedene Geometrien l_1 / h_w dargestellt. Auf der Abszisse wird ein normierter Wert der Normalkraft angeben, während auf der Ordinate der Wert k_v (Normierter Wert des Schubwiderstandes) dargestellt ist. Für den Schubwiderstand aus der FEMA und dem Eurocode sind die Kurven für die Versagensregime Kippen und Schubversagen einzeln gezeichnet. Die kleineren Werte werden jeweils massgebend. Bei den SIA-Kurven sind die drei Versagensregime Kippen, Gleiten in der Lagerfuge

SIA 266		FEMA 356		Eurocode	
V_{Rd} [kN]	α_{eff}	V_{Rd} [kN]	α_{eff}	V_{Rd} [kN]	α_{eff}
84	0.43	91	0.46	84	0.43

Tabelle 1: Vergleich der Schubwiderstände zwischen SIA 266, FEMA 356 und Eurocode

und Versagen des Mauerwerkssteins auf Druck in derselben Kurve dargestellt. Es ist ersichtlich, dass für die einzelnen Normen z.T. stark unterschiedliche Werte für den Schubwiderstand resultieren. Während der Eurocode nicht allzu schlecht mit der SIA 266 übereinstimmt, ergibt der Nachweis der FEMA vor allem für hohe Normalkräfte viel höhere Schubwiderstände als nach der SIA. Erfahrungen aus der Praxis zeigen, dass Schubwände normalerweise nicht mit sehr hohen Normalkräften belastet sind. Im Normalfall ist $N_{xd}/(l_1 t_{nom} f_{xd}) < 0.5$. Für Wände mit kleinen Normalkräften resultieren nach der SIA 266 für ein grosses Verhältnis l_1/h_w im Gegensatz zu den beiden andern Normen z.T. höhere Schubtragwiderstände.

2.4.2 Vergleich Mustergebäude

Um einen weiteren Vergleich für den Schubtragwiderstand nach den verschiedenen Normen zu erhalten, sind für das Mustergebäude, dargestellt in Abb. 3 die Erdbebeneinwirkungen (Zone 2, Bodenklasse D, BWK I) nach der Antwortspektrenmethode bestimmt worden. Die Geometrie des Gebäudes ist für den Vergleich bewusst sehr einfach (eindimensional) gewählt worden. Eine Aussteifung des Gebäudes ist nur in eine Richtung dargestellt. Torsionseffekte werden vernachlässigt. Das 3-geschossige Gebäude hat einen Grundriss von 20 x 5 m. Die Geschosshöhe beträgt 3.5 m. Die Deckenlasten (Eigengewicht, Auflast und Nutzlast) wurde mit 6.25 kN/m^2 angenommen.

Die erste Periode des Gebäudes im ungerissenen Zustand ist T_1 = 0.28 s. Hier geht es darum einen Vergleich zwischen den Normen für den Schubtragwiderstand des Mauerwerks zu erhalten, deshalb wurde für die drei verschiedenen Normen ein einheitlicher Duktilitätsbeiwert q = 1.5 in Rechnung gestellt. Eine Reduktion der mitwirkenden Wandbreite infolge der Deckenverdrehung wird für dieses Beispiel nicht vorgenommen. Die Schnittkräfte auf die aussenliegende Mauerwerkswand im untersten Stockwerk sind: M_{z1d} = 892 kNm, V_d = 196 kN, N_{xd} = 305 kN. Die zwei Mauerwerkswände haben eine Geometrie und Materialkennwerte von: h_w = 3.5 m, l_w = 5 m, $t_{nom} = t_{red}$ = 17.5 cm, f_{yd} / f_{xd} = 0.45, f_{xd} = 3.5 N/mm^2, v_{md} = 0.25 N/mm^2, f_{vk0} = 0.3 N/mm^2.

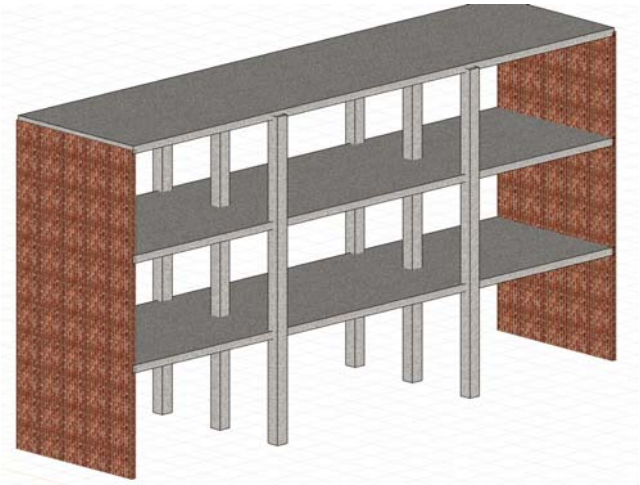


Abb. 3: Mustergebäude

Da der Schubwiderstand für mehrgeschossige Mauerwerkswände bei allen Normen von der Einwirkung abhängig ist, wird für die Berechnung des Widerstandes iteriert bis Einwirkung und Widerstand gleich sind. In Tabelle 1 sind die Schubwiderstände der Wand nach den Normen SIA 266, FEMA 356 und des Eurocodes zusammengestellt. Es ist ersichtlich, dass die drei Normen für unser Musterhaus nahezu die gleichen Ergebnisse liefern. Mit $N_{xd} / (l_1 * t_{nom} * f_{xd})$ von 0.2 und der Interpolation des Verhältnisses von l_1 / h_w = 0.7 in den Diagrammen von Abb. 2 kann dies bestätigt werden. Für andere Verhältnisse von l_1 / h_w und $N_{xd} / (l_1 * t_{nom} * f_{xd})$ können grössere Unterschiede resultieren. Beim Schubnachweis nach FEMA 356 wurde nicht die gesamte Wandlänge sondern wie oben beschrieben nur die überdrückte Länge der Wand in Rechnung gestellt. Andernfalls könnten die Schubwiderstände nach der FEMA massiv überschätzt werden.

3 VERFORMUNGSBASIERTE BEMESSUNG

Zur Durchführung einer verformungsbasierten Bemessung von Mauerwerk ist es notwendig, die nichtlinearen Eigenschaften des Mauerwerkverbundes zu berücksichtigen. Mit einer solchen nichtlinearen Berechnung ist es möglich eine realistische Bemessung einer Mauerwerksstruktur durchzuführen, welche die Duktilität von Mauerwerkswänden deutlich besser beschreibt als dies bei einer kraftbasierten Berechnung möglich ist. Für einfache Systeme kann das verformungsbasierte Push-Oververfahren angewendet werden.

3.1 Push-Oververfahren

Beim Push-Oververfahren wird der Verformungsbedarf aus der Erdbebeneinwirkung dem nichtlinearen Verformungsvermögen der Tragstruktur gegenüber-

gestellt. Das Verhalten der Mauerwerkswände wird als linear elastisch ideal plastisch idealisiert. Der Schubwiderstand der Wand kann nach SIA 266 berechnet werden. Im Unterschied zum kraftbasierten Verfahren (Kap. 2) ist beim verformungsbasierten Verfahren die Wandbeanspruchung nicht bekannt. Die Erdbebeneinwirkung wird gesteigert bis der Tragwiderstand der Wand erreicht ist. Konkret wird das Moment M_{z1d} über die Höhe des Momentennullpunktes h_{op} bestimmt, welche von der Erdbebeneinwirkung abhängig ist. Die Grössen in den Formeln (9) beziehen sich, bis auf h_{op} auf die Wand im Geschoss über dem Einspannhorizont. h_{op} ist der Momentennullpunkt der Wand betrachtet über die gesamte Gebäudehöhe.

$$h_{op} = \frac{M_{z2d}}{V_{Rd}}; \quad M_{z1d} = V_{Rd} \cdot (h_{op} - h_w)$$
$$l_1 = l_w - \frac{2M_{z1d}}{N_{xd}}; \quad V_{Rd} = k_v l_1 t_{nom} f_{yd} \tag{9}$$

Da das Moment M_{z2d} proportional zu V_{Rd} ist, wird h_{op} abhängig von der Verteilung der Erdbebenkräfte über die Höhe des Gebäudes, nicht aber vom absoluten Wert von V_{Rd}. Die Verteilung der Erdbebenkräfte wird nach dem Prinzip der SIA 261 angenommen. h_{op} kann somit vor der iterativen Berechnung des Schubwiderstandes bestimmt werden. Dieses Vorgehen inklusive des in Kap. 2 beschriebenen Erweiterten Nachweises wurde in einem Excel-Sheet implementiert.

Die Bruchschiefstellung einer unbewehrten Mauerwerkswand kann abhängig von der Normalkraft nach (Lang (2003)) wie folgt abgeschätzt werden:

$$\delta_u = \gamma_\alpha \cdot (0.8 - 0.25 \cdot \sigma_n) \tag{10}$$

σ_n ist die Normalspannung infolge Eigengewicht, Auflast und Nutzlast in N/mm^2. γ_α ist ein Sicherheitsfaktor.

Die Verformungen der Mauerwerkswand werden am Wandkopf berechnet. Diese Verformungen setzen sich aus elastischen und plastischen Verformungen zusammen. Es wird für den Bruchzustand angenommen, dass sich die Mauerwerkswand im ersten Stockwerk über dem Einspanhorizont plastisch verformt. Diese Verformung kann über die oben beschriebene Bruchschiefstellung δ_u berechnet werden.

$$\Delta_{pl} = \delta_u \cdot h_w \tag{11}$$

In den oberen Stockwerken wird angenommen, dass die Wand elastisch bleibt. Mit dem bestimmten Schubtragwiderstand V_{Rd} kann die elastische Verformung berechnet werden. Es wird angenommen, dass die Erdbebeneinwirkung dreiecksförmig über die Gebäudehöhe verteilt ist. Da die Mauerwerkswände meist

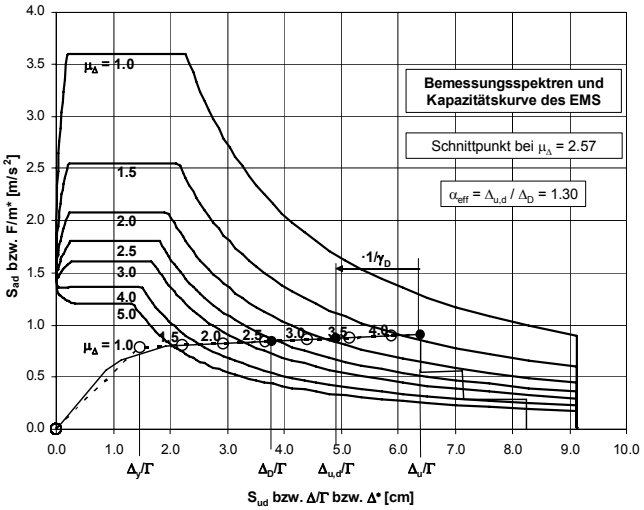


Abb. 4: Beispiel des grafischen Nachweises beim verformungsbasierten Verfahren im ADSR-Spektrum

ziemlich gedrungen sind, wird die Schubverformung der Wand berücksichtigt. Die Fliessverschiebung am Wandkopf setzt sich somit aus einer Biege- und einer Schubkomponente zusammen und kann ohne Berücksichtigung einer Rahmenwirkung wie folgt bestimmt werden:

$$\Delta_y = \Delta_{y,f} + \Delta_{y,s}$$
$$\Delta_y = \left(\frac{11}{60} \frac{H_{tot}^3}{EI_{ger}} + \frac{2}{3} \frac{H_{tot}}{\frac{5}{6} GA} \right) V_{Rd} \tag{12}$$

Die Totale Bruchverformung am Wandkopf kann vereinfachend wie folgt bestimmt werden.

$$\Delta_u = \left(1 - \frac{h_w}{H_{tot}}\right) \Delta_y + \Delta_{pl}; \quad \delta_y = \frac{\Delta_y}{H_{tot}}$$
$$\Delta_u = \left[1 + \frac{h_w}{H_{tot}} (\mu_{we} - 1)\right] \Delta_y; \quad \mu_{we} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{13}$$

Mit den berechneten Werten Δ_y, Δ_u und V_{Rd} wird die Kapazitätskurve der einzelnen Wand, und danach durch die Addition der Wandkurven diejenige des gesamten Gebäudes bestimmt. Mit der erhaltenen Kapazitätskurve des Gebäudes wird der Nachweis im ADSR-Spektrum geführt. Es wird der Schnittpunkt der Kapazitätskurve mit der Spektrumskurve bei übereinstimmender Verschiebeduktilität μ_Δ gesucht, Abb. 4. Dies ist ein iterativer Prozess. Für die Bestimmung des Erfüllungsfaktors wird der Verschiebebedarf der Wand Δ_D der Kapazität Δ_u gegenübergestellt. $\Delta_D = \Gamma \cdot S_{ud}$. Γ ist der Partizipationsfaktor, m^*, Δ^* sind Grössen bezogen auf den äquivalenten modalen Einmassenschwinger und S_{ud} die Verschiebung aus dem ADSR-Spektrum für den Schnittpunkt zwischen Kapazitäts- und Spektrumskurve.

Torsionseffekte und zufällige Massenexzentrizitäten können beim Push-Oververfahren wie in der Dokumentation D 0171 beschrieben berücksichtigt werden. Weitere Erläuterungen zur Methodik des Verfahrens sind in (D 0211 (2005)) und (Chopra (2005)) zu finden.

4 VERGLEICHSBERECHNUNG KRAFT- VERFORMUNGSBASIERTES VERFAHREN

Für das unter Kap.2 vorgestellte Mustergebäude wurden Vergleichsberechnungen mit drei verschiedenen Berechnungsmethoden durchgeführt. Es sind dies: das Ersatzkraftverfahren, das Antwortspektrenverfahren und das Push-Oververfahren, welches in Excel implementiert wurde.

Während eines Erdbebens ändert die Steifigkeit von Mauerwerksgebäuden. Eine Abnahme der Steifigkeit bis zum Fliessbeginn (initial Stiffness) infolge von Rissen ist von verschiedenen Faktoren abhängig. Dieses nichtlineare Verhalten wird in der Berechnung durch die Abminderung des E-Moduls approximiert. Für jede Berechnungsmethode wurden verschiedene Steifigkeiten in Betracht gezogen. Im Gegensatz zum verformungsbasierten Verfahren bei Stahlbeton, wird bei Mauerwerkswänden die gerissene Steifigkeit bis zum Fliessbeginn nicht direkt berechnet sondern abgeschätzt. Die hier angenommen gerissen Steifigkeiten sind 100%, 50%, 28% und 10% der ungerissenen Steifigkeit. Die 28% ergeben sich durch die Abschätzung mit einem Querschnittsprogramm. Die zugehörige bilineare Approximation des Kraft- Krümmungsverhaltens der Mauerwerkswand des Mustergebäudes, unter der vorhandenen Normalkraft von 305 kN, ist in Abb. 5 dargestellt. Schubverformungen werden dabei nicht berücksichtigt. Die aus der bilinearen Approximation resultierende Steifigkeit wird näherungsweise gleich wie im Stahlbeton durch den Faktor $\kappa_2 = 0.85$ dividiert (SIA Dokumentation D 0171 (2002)), da die Wand nicht über die ganze Höhe vollständig gerissen ist.

In Tabelle 3 sind für verschiedene Berechnungsmethoden und gerissene Steifigkeiten die resultierenden ersten Eigenperioden und die Erfüllungsfaktoren des Tragsicherheitsnachweises aufgeführt. Es ist zu beachten, dass für die Bestimmung der Eigenperioden in den Fällen mit dem Antwortspektrenverfahren und dem Push-Oververfahren die Schubverformungen berücksichtigt wurden. Die Schubsteifigkeit wurde infolge Reissens jedoch nicht abgemindert. Beim Ersatzkraftverfahren ist die Schubsteifigkeit der Wände als unendlich angenommen worden. Aus diesem Grunde sind die Eigenperioden berechnet mit dem Ersatzkraftverfahren leicht geringer, verglichen mit den beiden andern Verfahren. Für die Berechnung mit dem Ersatzkraftverfahren resultiert für dieses Gebäude unabhängig von der Steifigkeit immer der gleiche Erfüllungsfaktor α_{eff} von 0.31 und für das Antwortspektrenverfahren ein α_{eff} von 0.43. Dies erklärt sich damit, dass die Eigenperioden bei den auf Kräften basierenden Verfahren in allen vier Fällen auf dem Plateau des Beschleunigungsspektrums liegen, Abb. 6. Im Falle des Push-Oververfahrens sind die Unterschiede der berechneten Erfüllungsfaktoren stark abhängig von der Annahme der Steifigkeit. Für 100% Steifigkeit ergibt sich ein Erfüllungsfaktor von 1.46, für 50% ein Faktor von 0.78, für 28% ein Faktor 0.49 und für 10% Steifigkeit ein Faktor von 0.41. Aus dem Verschiebungsspektrum von Abb. 6 ist ersichtlich, dass für dieses Gebäude der Verschiebebedarf stark zunimmt, wenn die Steifigkeit des Gebäudes abnimmt und damit die Schwingzeit grösser wird. Es wird klar, dass der Erfüllungsfaktor für dieses Gebäude beim verformungsbasierten Verfahren stark von der Annahme der Steifigkeit abhängig ist. Nun stellt sich die Frage wie stark sich während eines Erdbebens die Steifigkeit im Mauerwerk reduziert. Die Reduktion der Steifigkeit einer Mauerwerkswand infolge Reissens ist von der Geometrie und von der Normalkraftbeanspruchung der Wand abhängig. Um die Grössenordung der Reduktion der Steifigkeit zu beurteilen, sind in Tabelle 2 die abgeminderten Steifigkeiten aus vier Versuchen zusammengestellt. Die ersten zwei Versuche sind an der Universität Dortmund (Ötes et al (2006)) und die beiden andern an der ETH in Zürich (Ganz et. al. (1984)) durchgeführt worden. Für die ersten beiden Versuche mit einer Einspannung am Wandkopf wird die Steifigkeit weniger stark reduziert als ohne Einspannung. Um die Reduktion der Steifigkeit zu ermitteln, wurde die im Versuch gemessene Steifigkeit der Steifigkeit aus der Modellrechnung (Wand oben eingespannt oder frei) gegenübergestellt. Für Wände mit einem höheren Normalkraftniveau resultieren etwas höhere Steifigkeiten. Dieser Trend ist jedoch nicht eindeutlich ersichtlich.

Nr	Geometrie l_w x h_w x t_w	Lagerung oben	N_{xd} / (f_{xd} x A_w)	EI_{ger} [%]
1	2.6x2.5x0.175	eingesp.	0.14	33
2	2.6x1.25x0.175	eingesp.	0.16	36
3	3.6x2.17x0.15	frei	0.16	16
4	3.6x2.17x0.15	frei	0.48	20

Tabelle 2: Abschätzung der Steifigkeitsreduktion aus Versuchen (initial Stiffness), A_w ist die Querschnittsfläche der Wand

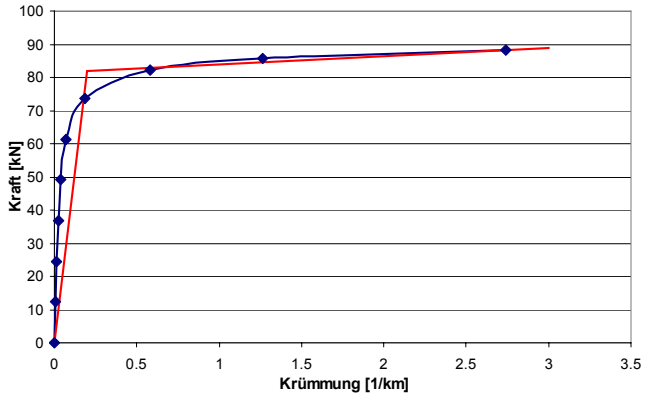


Abb. 5: Bilineare Approximation der Kraft- Krümmungsbeziehung bei einer Normalkraft von 305 kN für eine Wand des Mustergebäudes

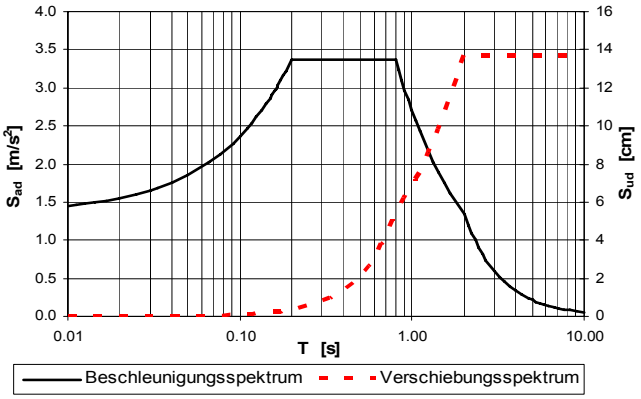


Abb. 6: Beschleunigungs- und Verschiebungsspektrum für Zone 2, BGK D, BWK I und q = 1.5

In der Literatur wird für die praktische Anwendung oft vorgeschlagen die Steifigkeit der Mauerwerkswände auf 50% zu reduzieren. Aus der Interpretation der Versuchsergebnisse und der bilinearen Approximation lässt sich ableiten, dass die Steifigkeit vermutlich stärker reduziert werden müsste. Die hier gemachte Aussage ist rein qualitativ, die untersuchten vier Versuche reichen nicht um eine quantitative Aussage zu machen. Forschungsbedarf ist in diesem Bereich vorhanden. Mit einer Abminderung der Steifigkeit auf 50% liegt man für die Bemessung mit den auf Kräften basierenden Verfahren auf der sicheren Seite, da mit einer überschätzten Steifigkeit die Erdbebeneinwirkung überschätzt werden, wenn man sich im abfallenden Ast des Beschleunigungsspektrums bewegt. Für die Berechnung mit den verformungsbasierten Verfahren liegt man mit einer Überschätzung der gerissenen Steifigkeit auf der unsicheren Seite, da der Verformungsbedarf des Gebäudes unterschätzt wird. Für die praktische Anwendung wird vorgeschlagen die Steifigkeit über eine bilineare Approximation der Kraft-Verformungskurve abzuschätzen.

Für das Mustergebäude resultiert mit dem Push-Oververfahren ein um ca. 60% höherer Erfüllungsfaktor als mit dem Ersatzkraftverfahren (Annahme 28% EI). Der Unterschied zwischen den beiden Verfahren liegt hauptsächlich darin, dass im Falle des Ersatzkraftverfahrens mit der gesamten Masse des Gebäudes und beim verformungsbasierten Verfahren nur mit der modalen Masse der ersten Eigenform gerechnet wird. Um die auf Kräften basierenden Methoden den auf Verformungen basierenden gegenüberzustellen, sollte das Push-Oververfahren mit dem Antwortspektrenverfahren verglichen werden. Der Unterschied zwischen diesen beiden Methoden liegt für das Mustergebäude bei 13% (Annahme 28% EI) zu Gunsten des Push-Oververfahrens. Dieses Ergebnis gilt für das Mustergebäude und darf nicht als allgemein gültig interpretiert werden.

Im gewählten Beispiel ist die Normakraft mit 20% der Bruchnormalkraft auf dem Bemessungsniveau bereits beträchtlich. Es muss für die praktische Anwendung in Betracht gezogen werden, dass in Fällen mit kleineren Normakräften die Steifigkeit infolge Reissens noch stärker abnehmen kann. Für Gebäude bei denen man sich bei der kraftbasierten Methode im abfallenden Ast des Beschleunigungsspektrums bewegt, kann der Erfüllungsfaktor des verformungsbasierten Verfahrens relativ zum auf Kräften basierenden Verfahren noch stärker abnehmen.

	100% EI		50% EI		28% EI		10% EI	
	T_1	α_{eff}	T_1	α_{eff}	T_1	α_{eff}	T_1	α_{eff}
Ersatzkraftverfahren	0.24	0.31	0.34	0.31	0.45	0.31	0.75	0.31
Antwortsspektrenverfahren	0.28	0.43	0.38	0.43	0.50	0.43	0.82	0.43
Pushover	0.27	1.46	0.37	0.78	0.48	0.49	0.79	0.41

Tabelle 3: Resultate Vergleichsrechnung Mustergebäude

5 ZUSAMMENFASSUNG & EMPFEHLUNGEN

Im ersten Teil des vorliegenden Beitrages wurde die Bestimmung des Schubwiderstandes von unbewehrtem Mauerwerk nach den Normen SIA 266, der FEMA 356 und dem Eurocode einander gegenübergestellt und eine Vergleichsrechnung für eine mehrstöckige Mauerwerkswand in einem Mustergebäude gemacht. Während die Bestimmung des Schubwiderstandes im Eurocode und in der FEMA auf Versuchen basiert, wird dem Nachweis der SIA die Überlagerung von Spannungsfelder zugrunde gelegt. Für Mauerwerkswände die mit wenig bis mittleren Normalkräften belastet sind resultieren für die drei Normen ähnliche Schubwiderstände. Für grosse Normalkräfte wird der Schubwiderstand in der FEMA stark überschätzt. Ausserdem wird für mehrgeschossige Bauten empfohlen den Schubwiderstand von Mauerwerk nach der FEMA mit der reduzierten Wandlänge l_1 (nach SIA 266) oder l_c (nach Eurocode) statt mit der Gesamtlänge l_w zu berechnen, da sonst der Schubtragwiderstand überschätzt werden kann.

Im zweiten Teil des Beitrages wurden die kraftbasierten Methoden mit der verformungsbasierten verglichen. Zu diesem Zweck ist das Mustergebäude nach den verschiedenen Verfahren für ein Erdbeben der Zone 2, Baugrundklasse D, und Bauwerksklasse I analysiert worden. Zur Berücksichtigung von Rissen im Erdbebenfall wurde die Steifigkeit vor Fliessbeginn in drei Schritten bis auf 10% der ungerissenen Steifigkeit abgemindert. Damit ändern die Eigenschwingzeiten des Gebäudes. Für die kraftbasierten Verfahren hat dies für das Mustergebäude keinen Einfluss auf den Erfüllungsfaktor, da die erste Eigenperiode jeweils im Plateau des Beschleunigungsspektrums liegt. Für das verformungsbasierte Verfahren resultieren für das Mustergebäude grosse Unterschiede, da mit zunehmender Eigenschwingzeit der Verformungsbedarf des Gebäudes ansteigt. Es wird vermutet, dass bei der praktischen Anwendung der Verfahren die Steifigkeiten im Allgemeinen eher überschätzt werden. Dies hat zur Folge, dass man für das kraftbasierte Verfahren grundsätzlich auf der sicheren, für das verformungsbasierte Verfahren jedoch auf der unsicheren Seite liegt. Mit einer bilinearen Approximation der Kraft- Krümmungskurve und Quervergleichen mit Versuchen, wurde versucht die effektive Steifigkeit der Mauerwerkwände abzuschätzen. Für das Mustergebäude wurde die gerissene Steifigkeit basierend auf der bilinearen Approximation auf 28% der ungerissenen Steifigkeit geschätzt. Beim Push-Oververfahren resultiert im Vergleich zum Ersatzkraftverfahren ein um ca. 60% höherer Erfüllungsfaktor des Gebäudes. Dies ist vor allem auf den Unterschied der in die Berechnung einfliessenden Massen zurückzuführen. Beim Push-Oververfahren wird mit der modalen und beim Ersatzkraftverfahren mit der gesamten Masse des Gebäudes gerechnet. Ein besserer Vergleich zwischen kraft- und verformungsbasiertem Verfahren ist die Gegenüberstellung von Antwortspektren- und Push-Overmethode. Es resultieret für dieses Gebäude für das Push-Oververfahren ein um 13% höher Erfüllungsfaktor. Diese Ergebnisse gelten für das gewählte Mustergebäude und dürfen nicht als allgemeingültig betrachtet werden.

6 LITERATUR

Bachmann H. (1985), Erdbebensicherheit von Bauwerken, Birkhäuser

Chopra A., (2005), Earthquake Dynamics of Structures, A Primer, EERI

Eurocode 6 (2006), Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Zürich

Eurocode 8 (2005), Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1. Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Zürich

FEMA 356 (2000), Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Kap. 7 Masonry Federal Emergency Management Agency Washington, D.C.

Ganz H., Thürlimann B. (1984)., Bericht IBK Nr. 7502-4: Versuche an Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Querkraft, Birkhäuserverlag Basel,

HTA Luzern, R. Zemp(2003 – 2005), Bericht I & II (unveröffentlicht): Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten.

Lang K., Bachmann H. (2002), Bericht IBK Nr. 274: Zur Erdbebensicherung von Mauerwerksbauten

Lestuzzi P., Mittaz X. (2006), Bericht EPFL: Mauerwerk: Schubbeanspruchung mit zentrischer Normalkraft

Merkbaltt 2018 (2004), Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben, Zürich

Ötes A., Löring S. (2006), Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung, Bautechnik 83, Heft 2

SIA 260 (2003), Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Zürich

SIA 261 (2003), Einwirkungen auf Tragwerke, Zürich

SIA 266 (2003), Mauerwerk, Zürich

SIA Dokumentation D 0171 (2002), Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden, Zürich

SIA Dokumentation D 0186 (2003), Mauerwerk Einführung in die Norm SIA 266, Zürich

SIA Dokumentation D 0196 (2004), Mauerwerk Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 266, Zürich

SIA Dokumentation D 0211 (2005) Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben Einführung in das Merkblatt 2018, Zürich

Zimmerli B., Schwartz J., Schwegler G. (1999), Mauerwerk Bemessung und Konstruktion, Birkhäuserverlag

Überprüfung des Kirchenschiffes der Kathedrale St. Florin in Vaduz bezüglich Erdbeben

Hansjörg Vogt und Arnold Keller
tragweite AG Vogt Ingenieure, Vaduz

1 BAUWERKSBESCHRIEB

Die Grundsteinlegung für die Pfarrkirche St. Florin in Vaduz fand am 17. August 1869 durch den Churer Weihbischof statt. Die im neugotischen Stil geplante Kirche wurde nach den Plänen des Wiener Dombaumeisters Freiherr Friedrich von Schmidt erbaut. Neben seiner Funktion als Dombaumeister am St. Stephansdom ab 1862 ist das Wiener Rathaus eines seiner Hauptwerke. Die Vaduzer Kirche entstand unter der Bauleitung von Schmidts Schüler, dem Architekten Ignaz Banko. Die Kirchweihe fand am 5. Oktober 1873 statt.

Abb. 1: Dombaumeister Freiherr Friedrich von Schmidt.

Im Jahre 1992 wurde die Kirche als Kulturdenkmal unter Schutz gestellt und im Jahre 1997 zur Kathedrale des neu gegründeten Erzbistums Liechtenstein erhoben.

Das hauptsächlich in Naturstein erbaute sakrale Gebäude steht auf einer Terrasse in leichter Hanglage. Westseitig befindet sich der Haupteingang mit dem quadratischen Turm, ostseitig der Chor mit den Anbauten für Kapelle, Sakristei und Fürstenloge.

Das Kirchenschiff wurde als 4-jochige Hallenanlage mit 3 praktisch gleich hohen Schiffen konzipiert. Das Mittelschiff wurde mit einem Sterngewölbe, die Seitenschiffe mit Kreuzgewölben überwölbt. Die Kappenform ist leicht gebust. Die Rippen lagern via Konsolen auf den Wänden bzw. Säulen. Die Wände von Chor und Schiff sind aussen durch abgestufte Strebepfeiler gestützt. Zu den Baumaterialien gehörten u. A. Sandstein für die Fialen, gelber und grauer Jurakalk für die Säulen, schwarzer Marmor für die Strebepfeiler und Backstein für die Kappen. Die Aussenwände wurden als Bruchsteinmauerwerk erstellt, wobei die Ecken und Strebepfeiler mit behauenen Quadersteinen eingefasst wurden.

Abb. 2: Aussenansicht

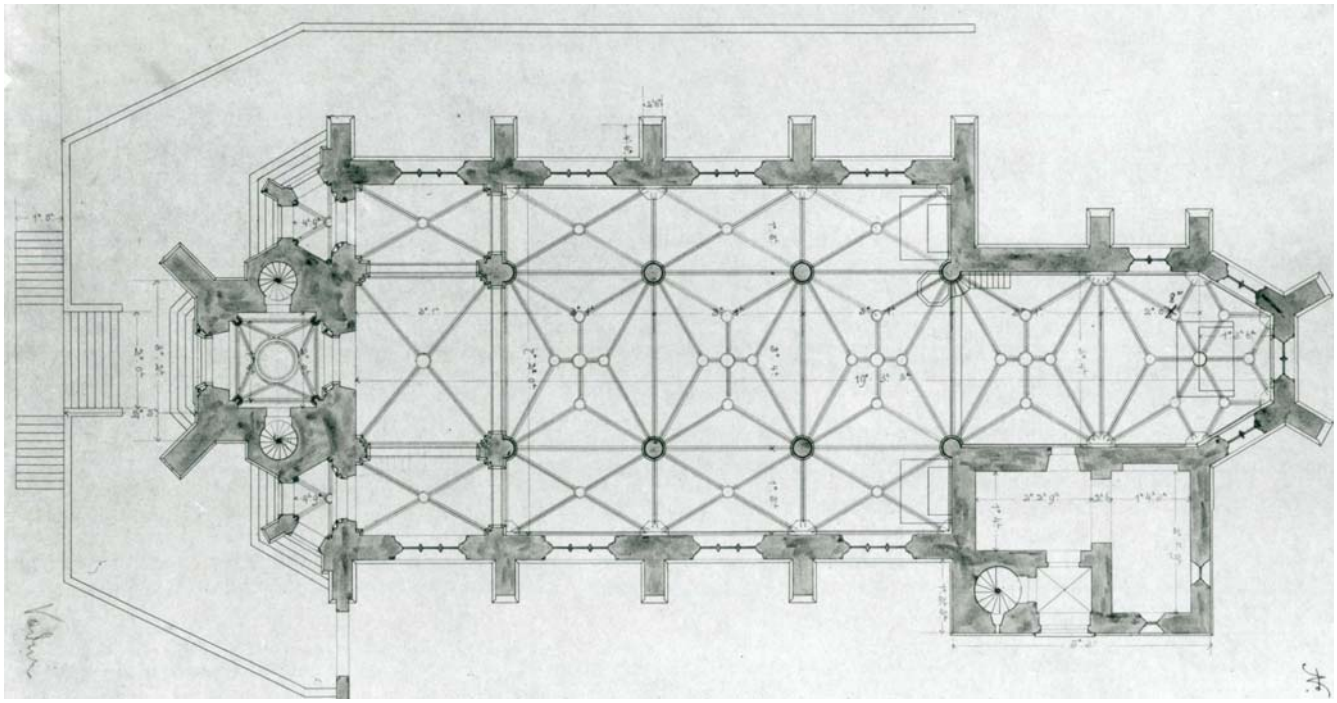


Abb. 3: Grundriss Originalplan

Abb. 4: Innenansicht.

2 ANLASS FÜR DIE UNTERSUCHUNGEN

Im Vorfeld einer geplanten Gesamtsanierung wurden verschiedene konstruktive und statische Abklärungen durchgeführt. So wurden Ursachen für Setzungstendenzen, systematische Rissbildungen und Turmschiefstellung genauer analysiert.

Unter anderem wurde durch die Eigentümerin, die Gemeinde Vaduz, auch eine Überprüfung der Erdbebensicherheit veranlasst. Nach ersten Überlegungen wurde das Hauptaugenmerk auf die Abklärung der Erdbebentauglichkeit des Aussteifungssystems des Kirchenschiffes gelegt.

Für die Untersuchungen standen die Originalpläne aus dem Wiener Stadtbauamtsarchiv zur Verfügung. Zerstörende Materialuntersuchungen konnten keine vorgenommen werden.

3 VORGEHEN

Die Untersuchungen sollten zur Eingrenzung des Aufwandes stufenweise mit einer graduellen Verfeinerung der Berechnungsmodelle erfolgen. So wurden zuerst Handrechnungen unter Anwendung des Ersatzkraftverfahrens (EKV) durchgeführt. Diese Betrachtung erfolgte in Hallenquerrichtung am 2-dimensionalen Modell. Anschliessend wurde am selben geometrischen Ausschnitt mit dem Antwortspektrenverfahren (ASV) gearbeitet. Bei diesen ersten beiden Stufen wurde v.a. die Stützwirkung der Strebepfeiler näher untersucht. In einer dritten Stufe wur-

de dieser Ansatz zu einem 3-dimensionalen Modell erweitert, um die Wirkung der massiven Giebelwände mitzuberücksichtigen.

Aus der Analyse der historischen Erdbeben im näheren Umkreis konnten keine Rückschlüsse auf die Erdbebentauglichkeit gezogen werden, da die Ereignisse, die in dieser Zeit stattgefunden haben, nur einen Bruchteil der Beschleunigung des Bemessungsbebens erzeugt haben.

Jahr	Magnitude	Epizentrum
1881	5	Gams / SG
1898	4.4	Sevelen / SG
1992	4.3	Buchs / SG

Tabelle 1: Stärkste Erdbeben im näheren Umkreis von Vaduz ab der Kirchweihe (1873).

4 1. STUFE: HANDRECHNUNG MIT ERSATZKRAFTVERFAHREN

4.1 Annahmen und Modellbildung

Als primärer Widerstandsmechanismus des Kirchenschiffes bei Wind- oder Erdbebeneinwirkung in Querrichtung wird die Veränderung der Stützlinie innerhalb der massiven Wandquerschnitte betrachtet. Abbildung 5 verdeutlicht diesen Sachverhalt schematisch.

Für die erste rechnerische Abschätzung wurde ein 6 m breiter Streifen (Säulenabstand) in Schiffquerrichtung betrachtet.

Die für die Gewährleistung der räumlichen Gewölbewirkung notwendigen Auflagerschübe wurden von Hand im 2-dimensionalen System approximativ abgeschätzt und ebenfalls in die Berechnung eingeführt. Es hat sich gezeigt, dass die Grössenordnung des Bogenschubes in Relation zu den Erdbebenträgheitskräften klein ist.

Für die Ermittlung der Erdbebenkräfte wurden folgende Annahmen gemäss SIA 261 getroffen:

- Erbebenzone Z2 mit a_{gd} = 1 m/sec^2
- Baugrundklasse C
- Bauwerksklasse II: γ_f = 1.2 (entspricht einer Wiederkehrperiode von 800 Jahren)
- Verhaltensbeiwert q = 1.5 für nicht-duktiles Verhalten

Die Erdbebenträgheitskräfte wurden anhand von geschätzten Massenverteilungen in den Mauerwerksquerschnitten berechnet. Die mit dem EKV ermittelten Erdbebenkräfte entsprachen etwas über 30% der gemäss SIA 261 anzusetzenden Windkräfte.

Eine weitere relevante Annahme betraf die Aufteilung der Erdbebenkräfte auf die Aussenwände (Erdbebenkräfte „gegen aussen“: Druckzone in Strebepfeiler; Erdbebenkräfte „gegen innen“: Druckzone in Wandquerschnitt). Es wurde vorausgesetzt, dass die Aufteilung der Erdbebenkräfte nicht zu gleichen Teilen erfolgt, sondern unter Berücksichtigung von zu erwartenden Rissbildungen.

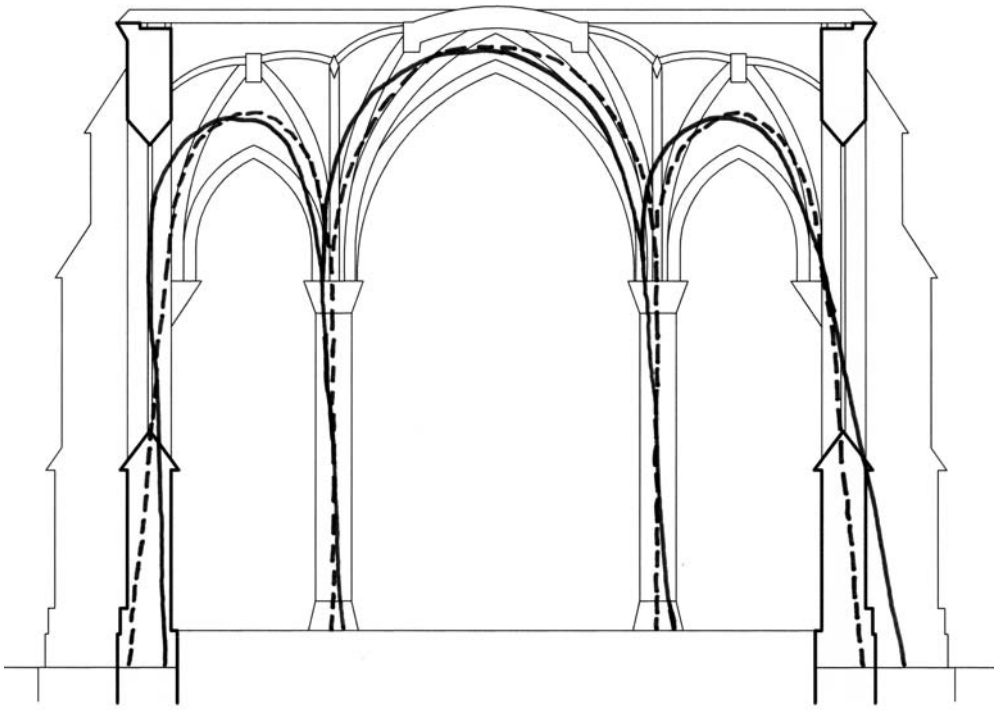


Abb. 5: Veränderung der Stützlinie. Gestrichelt: unter ständigen Lasten, ausgezogen: unter ständigen Lasten + Erdbeben „nach rechts“

4.2 Resultate

Massgebliches Kriterium für die Beurteilung der Tragsicherheit war der Stabilitätsnachweis am Wandfuss, dh. die Beurteilung der Exzentrizität der resultierenden Druckkraft im Bezug zur Querschnittsschwerachse. Der Nachweis des Materialversagens war wegen den eher geringen Druckspannungen nicht ausschlaggebend.

Der Erfüllungsfaktor α gemäss SIA Merkblatt 2018 wurde somit definiert als Quotient zwischen dem Mass der doppelten Kernweite und der effektiven Exzentrizität. Dieses Kriterium wurde auch für die folgenden Stufen 2 und 3 angesetzt, um diese untereinander vergleichbar zu machen.

Bei „Erdbeben gegen aussen“ lag die resultierende Druckkraft leicht ausserhalb des Strebepfeilers (sh. Abbildung). Bei „Erdbeben gegen innen“ lag die Resultierende noch ungünstiger, nämlich deutlich ausserhalb des Wandquerschnittes (nicht dargestellt). Der Erfüllungsfaktor wurde für diesen Fall mit α = 0.3 ermittelt.

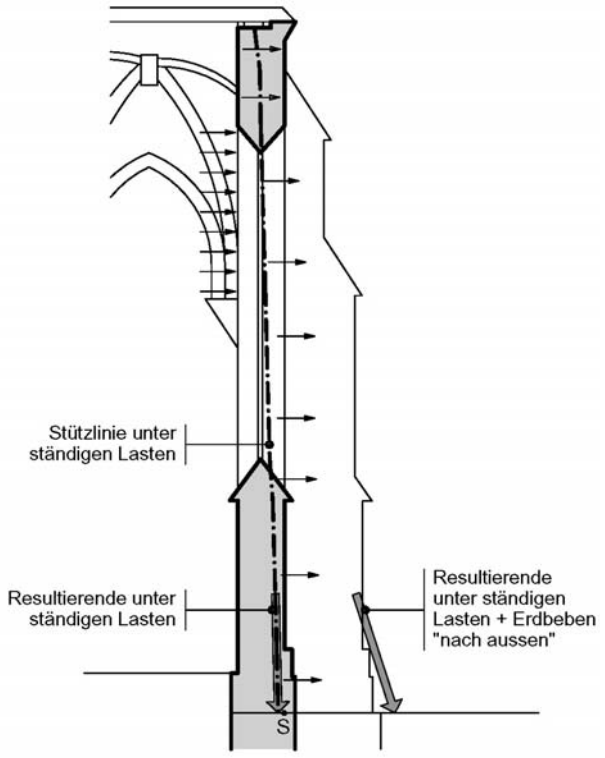


Abb. 6: Resultierende Druckkräfte am Wandfuss unter ständigen Lasten bzw. ständigen Lasten + Erdbeben „nach aussen“

4.3 Erkenntnisse

Bereits mit dem für diesen Anwendungszweck eher rudimentären Ansatz konnte eine recht hohe Tragsicherheit im Erdbebenfall ausgewiesen werden. Es war zu erwarten, dass mit genaueren Berechnungsmethoden deutlich günstigere Aussagen getroffen werden können.

Die Abschätzung der Verhältnismässigkeit von allfälligen Ertüchtigungsmassnahmen ergab wegen der geringen durchschnittlichen Personenbelegung tiefe Werte von ca. 10‘000.- bis 20‘000.- CHF. Wobei zu erwähnen ist, dass die Bedeutung eines Bauwerkes als Kulturdenkmal bei dieser Art der Betrachtung nicht miteinbezogen wird.

Deshalb – und weil allfällige Verstärkungsmassnahmen problematische Eingriffe bedeutet hätten - wurden weitergehende Abklärungen in Angriff genommen.

5 2. STUFE: ANTWORTSPEKTRENVERFAHREN AN EINEM AUSSCHNITT IN QUERRICHTUNG

5.1 Annahmen und Modellbildung

Für die Anwendung des ASV musste ein digitales Datenmodell erstellt werden. Für die erste Berechnungsstufe mit dem ASV wurde am selben Ausschnitt wie mit dem EKV gearbeitet. Als dreidimensionale Statik- und Dynamiksoftware wurde „TOWER“ (MWV Bauinformatik AG, Baden) verwendet.

Die Geometrie konnte grösstenteils den Originalbauplänen entnommen werden. Die Gewölbeform wurde mittels Laserscanning durch einen Vermessungsingenieur (Ingenieurbüro Frommelt AG, Vaduz) am Objekt aufgenommen und als Dreiecksvermaschung mit einer Vermaschungsgrösse von 20 – 30 cm in die FEM-Software importiert. Die Rippen wurden ebenfalls mittels räumlichen DXF-files als Polygonzug übergeben. Aufgrund der vorhandenen Symmetrien konnte die relativ aufwändige Nachbearbeitung in den Übergangsbereichen auf einen Viertel eines Abschnittes begrenzt werden.

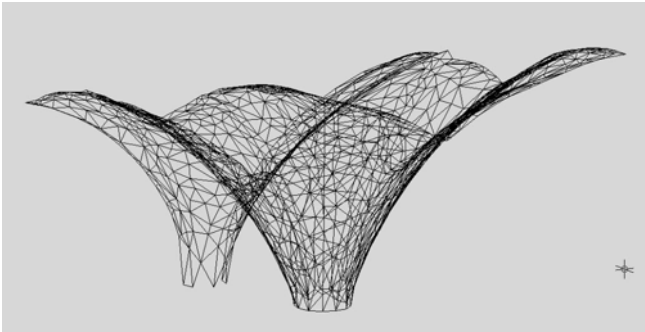


Abb. 7: Ausschnitt Dreiecksvermaschung Gewölbe

Die Berechnung erfolgte linear-elastisch. Der Problematik, dass Mauerwerk nur eine geringfügige Zugfestigkeit besitzt, musste somit auf mehreren Ebenen begegnet werden:

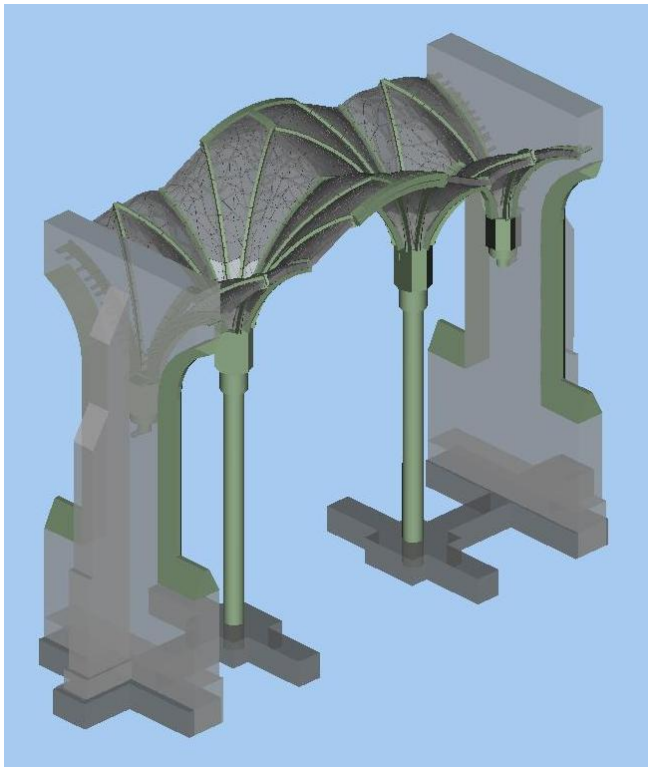


Abb. 8: FE-Modell

– Der E-Modul des Wandmauerwerkes wurde aufgrund der Rissbildung im Erdbebenfall vereinfachend pauschal auf 50% reduziert, um realistische Eigenfrequenzen zu erhalten. Eine Eichung der rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen am realen Gebäude konnte nicht vorgenommen werden.
– Wo sinnvoll wurden Schnittkraftumlagerungen vorgenommen.
– Die Schnittkraftermittlung musste unter Umrechnung der (fiktiven) Zugkräfte erfolgen.

5.2 Resultate

Erstes interessantes Resultat der FE-Berechnung war, dass die resultierenden Kräfte unter ständigen Lasten am Fuss der Stützen und Strebepfeiler nur um wenige Zentimeter von der Schwerachse entfernt zu liegen kommen, was vom grossen Wissen und Können der Erbauer zeugt.

Die modale Analyse hat folgende Ergebnisse gezeigt. Die erste Eigenform mit einer Schwingzeit von ca. 0.5 s zeigte eine gleichmässige seitliche Bewegung des gesamten Querschnittes mit kragarmähnlichen Verformungen der Strebepfeiler. Weitere zwei massgebliche Eigenmodes mit deutlich tieferen Schwingzeiten um 0.1 s wiesen Bewegungsformen aus, bei denen die Strebepfeiler auf Gewölbehöhe kleinere Verformungen zeigten als weiter unten. Die

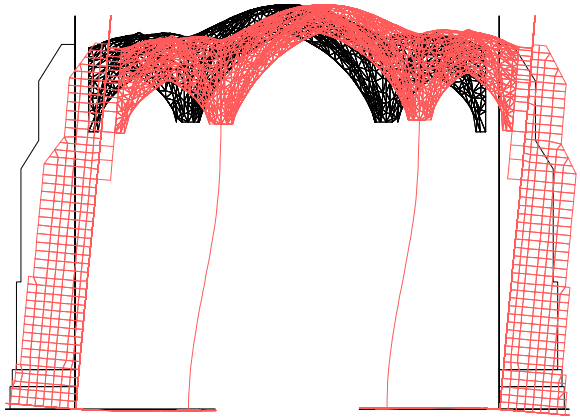


Abb. 9: Verschiebungen der ersten Eigenform

weiteren Eigenformen erzeugten nur noch einen untergeordneten Anteil an der Bauwerksantwort.

Als resultierende Horizontalkraft wurde ein Anteil von 20% der Masse ermittelt (gegenüber 23% beim EKV). Noch deutlicher waren die Auswirkungen auf die Ausmitte der resultierenden Druckkraft am Wandfuss: der Erfüllungsfaktor wurde mit α = 0.55 bestimmt.

Diese Ergebnisse sind in die Abbildung 5 eingeflossen. Diese Darstellung gibt die errechneten Verhältnisse am Fuss der Strebepfeiler korrekt wieder; weiter oben, v.a. im Gewölbe wurde ein angenommener 2-dimensionaler Kraftverlauf dargestellt.

Die maximale Auslenkung auf Höhe des Gewölbes wurde mit den getroffenen Annahmen (elastisch, reduzierte E-Moduli infolge Rissbildung) rechnerisch mit knapp 20 mm ermittelt.

5.3 Erkenntnisse

Gegenüber dem Ersatzkraftverfahren konnte eine deutliche Reduzierung der rechnerischen Schnittkräfte realisiert werden. Diese erwartungsgemässe Feststellung ist v.a. in folgenden Punkten begründet:

– Die Massen und Massenverteilung wurden im detaillierteren Modell exakter ermittelt.
– Die Beteiligung jeder Eigenform wird mit der Beschleunigung entsprechend der jeweiligen Frequenz berechnet.
– Gegenüber dem Ersatzkraftverfahren, bei dem jeder Strebepfeiler für sich als ein im Baugrund eingespannter Kragarm betrachtet wurde, wurde bei der FE-Modellierung die lastverteilende Wirkung des Gewölbes berücksichtigt und der Übergangsbereich zwischen Gewölbe und Aussenwand realistischer betrachtet.

Bemerkung: Der Einfluss der Nachgiebigkeit des Baugrundes, der beim ASV mitberücksichtigt wurde,

hat sich nicht massgeblich auf das Resultat ausgewirkt.

6 3. STUFE: ANTWORTSPEKTRENVERFAHREN AM GESAMTEN KIRCHENSCHIFF

6.1 Annahmen und Modellbildung

Der Schritt von der Modellierung eines einzelnen Abschnittes zur Modellierung des gesamten Kirchenschiffes war naheliegend und mit vergleichsweise geringerem Aufwand möglich. Aufgrund der eher kurzen Hallenlänge im Vergleich zur Hallenbreite konnte mit einem deutlichen, positiven Einfluss der massigen Stirnwände (turmseitige Giebelwand und Chorwand) gerechnet werden. Unklar war die Aktivierung der lastverteilenden Wirkung der Gewölbe (sh. dazu Kapitel 7).

Da die Gewölbekonstruktion im vorangegangenen Schritt bereits modelliert worden waren, konnte man aufgrund der Symmetrien relativ einfach zu einem Gesamtmodell gelangen.

Wegen des sehr grossen Strukturmodells ist man mit der Rechenzeit an die Grenzen gestossen, die nur wegen des effektiven Lösungsalgorithmus der Software noch im tragbaren Rahmen lagen.

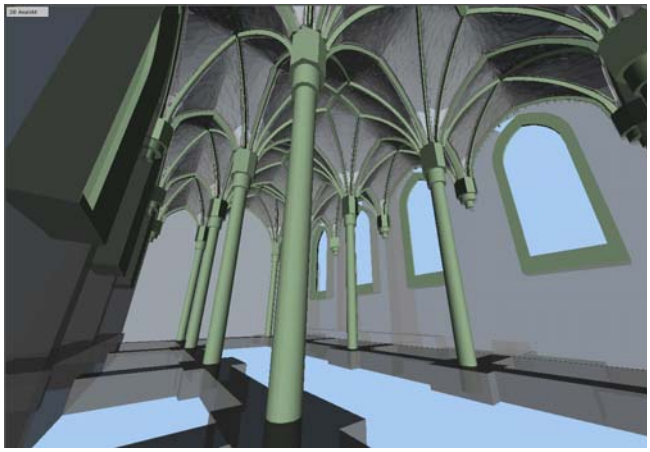


Abb. 10: Innenansicht des FE-Modells

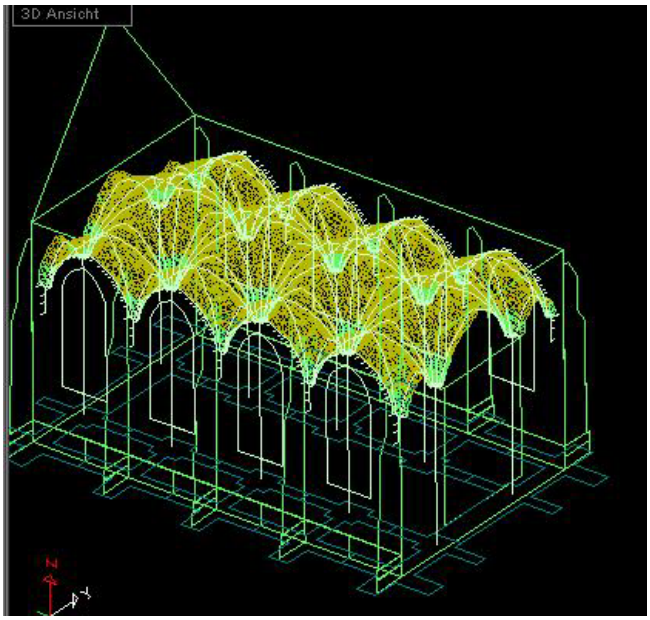


Abb. 11: Gewölbemodellierung

6.2 Resultate

Als massgebliche Schwingungsform (Schwingzeit um 0.3 s) für die Beanspruchung der Strebepfeiler zeigte sich wiederum eine Bewegung quer zum Kirchenschiff, wobei die Auslenkung der einzelnen Strebepfeiler infolge der aussteifenden Wirkung der Gewölbe deutlich geringer ausfiel und der Hauptanteil der Erdbebenkräfte auf die Stirnwänden abgetragen wurde. Die maximale horizontale Auslenkung unter Erdbebeneinwirkung betrug weniger als 10 mm.

Die Erdbebenkräfte lagen in derselben Grössenordnung wie bei der vorangegangenen Berechnung. Die Ausmitte der resultierenden Druckkraft am Fuss der Strebepfeiler wurde dagegen deutlich reduziert. Im elastischen Modell wurden kleinere Zonen mit geringeren Zugspannungen am Wandfuss errechnet. Der resultierende Erfüllungsfaktor wurde mit $\alpha > 0.9$ bestimmt.

Die Erdbebenbelastung in Gebäudelängsrichtung zeigte wegen der langen und steifen Aussenwände keine massgeblichen Auswirkungen.

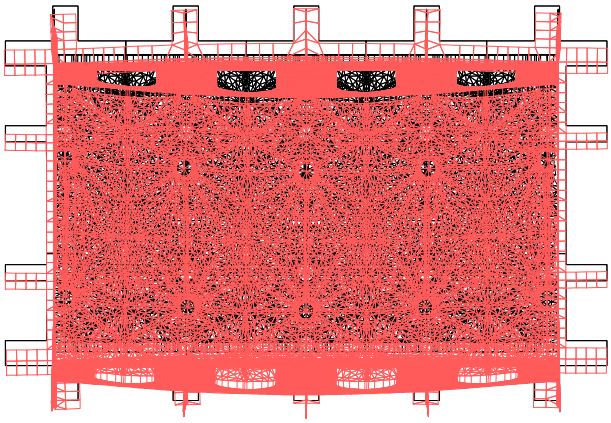


Abb. 12: Erste Eigenform: Schwingung in Querrichtung

6.3 Erkenntnisse

Wie erwartet zeigte sich, dass die rechnerische Erfassung der Beteiligung der Stirnwände einen deutlichen, positiven Einfluss auf den Erdbebenwiderstand hat. Mithilfe der Berechnung am Gesamtmodell konnte eine Reduktion der Beanspruchung der Strebepfeiler nachgewiesen werden.

7 ZUR TRAGWIRKUNG DER GEWÖLBE-KONSTRUKTION

Der lastverteilenden und aussteifenden Wirkung der Gewölbekonstruktion kam in den Berechnungen der Stufe 2 und 3 eine entscheidende Bedeutung zu. Insbesondere am Gesamtmodell war die Funktion der Gewölbe wie bereits erwähnt deutlich erkennbar.

Die Überprüfung der Beanspruchung der Gewölbe im Erdbebenlastfall wurde einerseits am verwendeten, elastischen FE-Modell und andererseits unter Konsultation anderer Untersuchungen in der einschlägigen Literatur durchgeführt:

In der Literatur wird die aussteifende und lastverteilende Wirkung der Gewölbe teils generell in Frage gestellt (z.B. in Devaux (2008)). Andernorts finden sich Aussagen zur Schubsteifigkeit von Gewölben bzw. zur Eignung von Gewölben für die Lastverteilung (z.B. in Hauer (1996) oder in Cattari et al. (2008)). Insbesondere Hauer liefert interessante Hinweise aufgrund von Untersuchungen zur räumlichen Lastabtragung durch gemauerte Kreuzgewölbe unter Windeinwirkung. Gemäss seinen Ausführungen leitet sich die horizontale Schubsteifigkeit von Kreuzgewölben hauptsächlich von folgendem Mechanismus ab: durch die horizontale Verschiebung der Auflager wird der Abstand der Fusspunkte in der Diagonalen verkürzt bzw. verlängert. Auf die Auflager der verkürzten Diagonale wirkt dann eine höhere Eigengewichtsbelastung. Demzufolge erhöhen sich an diesen Auflagern auch die jeweiligen Horizontalkräfte. In der querstehenden Diagonalenrichtung vermindern sich die Vertikal- und Horizontalkräfte entsprechend.

Im eigenen Modell zeigten sich im Gewölbe Zugspannungen in einer moderaten Grössenordnung und Ausdehnung. Es ist mit Rissbildungen und Lastumlagerungen zu rechnen. Die 3-dimensionale räumliche Struktur von doppelt gekrümmten Gewölben (im Gegensatz z.B. zur einfach gekrümmten Fläche einer Tonnenschale) scheint eine gute aussteifende Wirkung entwickeln zu können. Diese Tragwirkung hat sich im vorliegenden Fall aus drei Gründen besonders effektiv gezeigt:

- Wegen des günstigen Verhältnisses Hallenbreite zu Hallenlänge ergibt sich ein kompakter Grundriss.
- Durch die praktisch höhengleiche Ausführung der 3 Schiffe ergibt sich eine grosse, zusammenhängend überwölbte Fläche (im Gegensatz z.B. zu Hochschiffkirchen).
- Die Wölbform mit der recht grossen Stichhöhe des vorliegenden Objektes trägt das ihrige bei.

Trotz dieser günstigen Aussagen, musste auf folgende Gefahren hingewiesen werden:

- Lokales Versagen des Sterngewölbes im sehr flachen Scheitelbereich des Mittelschiffes.
- Erhöhte Gefahr von Rissbildungen im Erdbebenfall im ersten und letzten Joch nahe der Giebelwände wegen den dort grösseren Schubbeanspruchungen.

8 ZUSAMMENFASSUNG

Es konnte gezeigt werden, dass das Kirchenschiff der Kathedrale St. Florin in Vaduz eine hohe Erdbebensicherheit besitzt. Mittels eines dreistufigen Nachweises konnten die Aussagen laufend verfeinert und verbessert werden: Stufe 1: α = 0.3, Stufe 2: α = 0.55, Stufe 3: α > 0.9. Der Gewölbekonstruktion kommt als lastverteilendes Element eine entscheidende Bedeutung zu.

Als weitere wesentliche Feststellung konnte dargelegt werden, dass Investitionen in Ingenieurarbeit zu einer Erhöhung der nachweisbaren Erdbebensicherheit führen können.

9 LITERATUR

Buchmann, W., Das statische Prinzip der historischen Stein- und Ziegelbauweise, Linzer Planungsinstitut, Linz

Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Expertenbericht: Erdbeben und Kulturgüter (2004); Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern

Cattari, S., Resemini, S. & Lagomarsino, S. (2008), Modelling of vaults as equivalent diaphragms in 3D seismic analysis of masonry buildings, Proceedings of the sixth interna-

tional conference on structural analysis of historic construction, 2-4 Juli, Bath, Grossbritannien

Devaux, M. (2008), Seismic vulnerability of cultural heritage buildings in Switzerland, These No. 4167, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne

Hauer, M. (1996), Untersuchung der räumlichen Windlastabtragung durch gemauerte Kreuzgewölbe im Langhaus von Basiliken, Dissertation, Universität Karlsruhe, Karlsruhe

Herrmann, C. (2007), Die Kunstdenkmäler des Fürstentums Liechtenstein, Band II, Gesellschaft für Schweizerische Kunstgeschichte GSK, Bern

Kuhlmann, W., Butenweg, C. & Meskouris, K. (2003), Baudynamische Untersuchung des Aachener Doms unter Erdbebenlast, Bautechnik 80, Heft 10, Ernst & Sohn, Berlin

Warth, O. (1903), Die Konstruktionen in Stein, J.M. Gebhardt's Verlag, Leipzig

Erfahrungen bei der Erdbeben-Überprüfung und -Ertüchtigung von Mauerwerksbauten im Iran

Jost A. Studer[1], Thomas Wenk[2] und Thomas M. Weber[1]
[1]Studer Engineering, Zürich
[2]Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH, Zürich

1 EINFÜHRUNG

Im Rahmen des "Bam Earthquake Emergency Reconstruction Project" nach dem verheerenden Bam Erdbeben 2003 stellte die Weltbank dem Staat Iran einen grösseren Kredit zur Rehabilitierung der Infrastruktur zur Verfügung (Naeim et al., 2005). Darunter auch einen Kredit für eine Pilotstudie zur Verbesserung der Erdbebensicherheit von 10 Infrastrukturkomplexen in der Provinz Kerman. Es handelt sich um Spitäler, Telekommunikationsbauten, Fernsehen-, Radio-, administrative Bauten der Gas- und Wasserversorgung sowie Feuerwehr- und Polizeibauten. Die einzelnen Bauten in den Komplexen sind bezüglich Erdbebensicherheit zu beurteilen. Sie werden in drei Gruppen eingeteilt: keine Ertüchtigung ist notwendig, eine Ertüchtigung ist möglich sowie Abriss und Neubau. Ausgewählte Bauten sind zu ertüchtigen und die Ausführung ist zu überwachen.

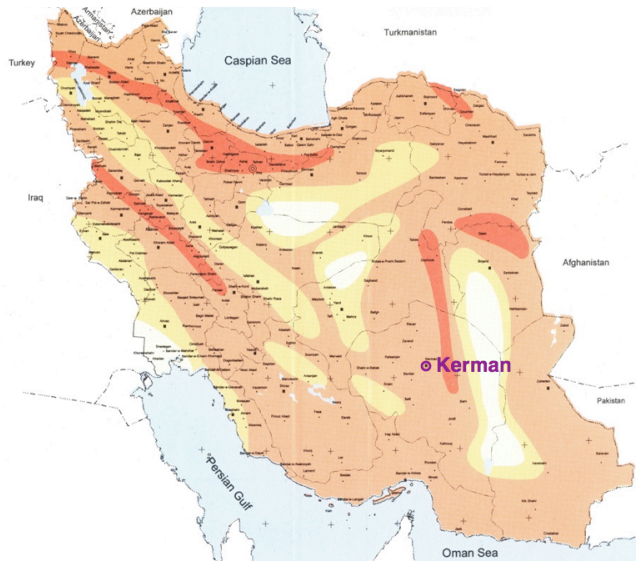


Abb. 1: Erdbebenzonenkarte von Iran mit Bemessungswerten der horizontalen Bodenbeschleunigung von 0,20 g (weisse Zone), 0,25 g (gelbe Zone), 0,30 g (orange Zone) und 0,35 g (rote Zone) (Standard No. 2008, 2007).

2 ERDBEBENGEFÄHRDUNG

Der Iran gehört zu den Ländern mit der höchsten Erdbebengefährdung in der Welt. Die Erdbebenzonenkarte der iranischen Erdbebennorm für Gebäude (Standard No. 2008, 2007) teilt das Land in vier Zonen mit Bemessungswerten der horizontalen Bodenbeschleunigung von 0,20 g, 0,25 g, 0,30 g und 0,35 g ein. Die Provinzhauptstadt Kerman liegt in der zweithöchsten Zone mit einer Beschleunigung von 0,30 g (orange Zone in Abb. 1). Unter Berücksichtigung des Bedeutungsfaktors von 1,4 für Lifeline-Gebäude ergibt sich eine maximale horizontale Spektralbeschleunigung von 11,5 m/s^2 für die in Kerman typischen sandigen Böden und für elastisches Tragwerksverhalten.

3 TYPISCHE BAUSTRUKTUREN

Die Komplexe bestehen aus mehreren Bauten unterschiedlicher Bautypen, wie mehrheitlich aus Mauerwerksbauten, Stahlrahmen mit Verband und Mauerwerksausfachung. Ein Telekommunikationsgebäude ist ein armierter Betonrahmenbau mit einzelnen Schubwänden und eine Polizeistation ist ein Plattenbau sowjetischen Typs.
Spitalbauten, die wir hier betrachten, sind weitgehend ein- bis zweistöckige Mauerwerksbauten. Die Mauerwerksbauten, auch bei wichtigen Objekten, unterscheiden sich in Layout, in Qualität der Baumaterialien wie auch in der handwerklichen Ausführung wesentlich von dem, was wir in der Schweiz gewohnt sind. Namentlich sind einzelne Spitalkomplexe eine Anhäufung von einzelnen Bauten, die um einen Erstbau im Laufe der Zeit, je nach Bedürfnissen, an die vorhergehenden Gebäude angebaut sind. So entstand ein Gewirr von Korridoren, Räumen und Freiflächen in einem ein- bis zweistöckigem Gebäudekomplex. Die Bauten sind zum Teil ohne seismische Fugen mit unterschiedlichen Raumhöhen aneinandergebaut oder auch Wände einfach an bestehende Bau-

substanz gestossen. Ein typisches Beispiel zeigt das Shafa-Spital in Kerman (Abb. 2).
Wir haben es im Allgemeinen mit einer sehr schlechten Bausubstanz zu tun. Das fällt nicht sofort auf, da die Aussenmauern mit einem gut unterhaltenen Blendmauerwerk abgedeckt sind und innen die Mauern verputzt und gestrichen sind. Der Zustand der Bauten erscheint optisch einwandfrei, wie z.B. die Orthopädie-Abteilung des Bahonar-Spitals in Kerman (Abb. 3). Die Untersuchung zeigte, dass der oberflächlich homogen wirkende Bau aus 5 Einzelbauten unterschiedlicher Raumhöhen und Bauperioden besteht (Abb. 4).

Abb. 2. Grundriss des Hauptbaus des Shafa-Spitals in Kerman. Der gesamte Komplex besteht aus einer Anhäufung aneinandergestossener Bauten unterschiedlicher Baujahre und Raumhöhen.

4 ZUSTANDSERFASSUNG

Der wahre Zustand des Mauerwerks und die Stabilität eines Baues muss durch umfangreiche Sondierungen ermittelt werden. Mittels Bohrungen wird die Dicke von Mauern und Decken sowie durch Entfernung von Putz und Blendmauerwerk die Verbindungen der Mauerwerkswände mit dem Dach und mit der Fundation untersucht (Abb. 5 und Abb. 6). Dabei stellte sich heraus, dass bei den untersuchten Spitälern ausschliessliche gemauerte Gewölbedecken (in Farsi: Taghe-Zarbi) ausgeführt wurden, wie in Abb. 7 schematisch dargestellt. Solche Decken zeigen bei einem Erdbebenereignis ein sehr schlechtes Verhalten, und ein Einsturz ist wahrscheinlich. Die Mauerwerkswände besitzen meist sehr einfache Fundationen aus kalkstabilisiertem Lehmboden mit einer Untermauer aus adoben Mauersteinen (Abb. 6). Zum Teil sind überhaupt keine Fundamente vorhanden und das Mauerwerk steht direkt auf dem gewachsenen Untergrund. Einzelfundamente sind nicht miteinander verbunden, z.B. die Fundamente der Stützen des Bahonar-Spitals Kerman in Abb. 3.

Abb. 3: Aussenansicht der Orthopädie-Abteilung des Bahonar-Spitals in Kerman

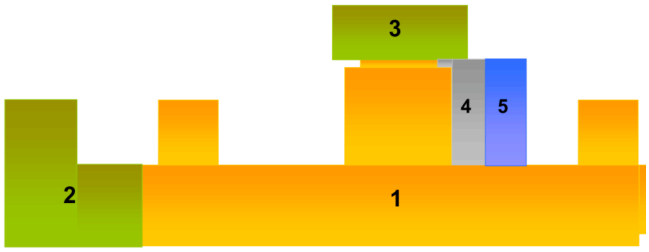


Abb. 4: Grundriss der Orthopädie-Abteilung des Bahonar-Spitals in Kerman, bestehend aus den fünf Bauten 1 bis 5 mit unterschiedlichen Raumhöhen, z.T. auch innerhalb des einzelnen Baus.

Im Allgemeinen sind keine Baupläne vorhanden, wie auch die Lage der einzelnen Bauten im Komplex auf Plänen nicht dokumentiert ist. Bei älteren Bauten ist das auch in der Schweiz zum Teil der Fall. Erstaunlich war aber, dass für die Erweiterung der Chirurgie-Abteilung des Bahonar-Spitals, die erst vor 2 Jahren fertig gestellt wurde, weder Pläne noch irgendeine Baudokumentation vorhanden waren. Dabei waren die Baumassnahmen von einem Ingenieurbüro geleitet worden.

Abb. 5: Orthopädie-Abteilung des Bahonar-Spitals in Kerman: Wand-Deckenanschluss, Gewölbedecke mit nicht verzahnter Trennwand.

Abb. 6: Orthopädie-Abteilung des Bahonar-Spitals in Kerman: Wandgründung ohne betoniertem Fundation, Gründung besteht aus kalkstabilisiertem Boden und einer Untermauer aus adobem Mauerwerk.

Es galt deshalb in einem ersten Schritt, die Fixpunkte (Ecken, Aussentüren, grössere Fester, Geschosshöhen, Dachkanten etc.) einzelner Bauten zu vermessen und planmässig festzulegen und dann durch Zeichner in diesem Fixpunktgerüst die Innenwände und Wandstärken zu ermitteln. Damit entstanden Architekturpläne, die als Basis für die Festlegung der Orte von Sondierungen dienten.

Mittels der Resultate der Sondierungen konnten dann die Ingenieurpläne, die die Tragkonstruktion beinhalten, erstellt werden. Es zeigte sich, dass diese Arbeit aufwendiger als vorgesehen war und mehrfach wiederholt werden musste, um die genauen Verhältnisse abzubilden.

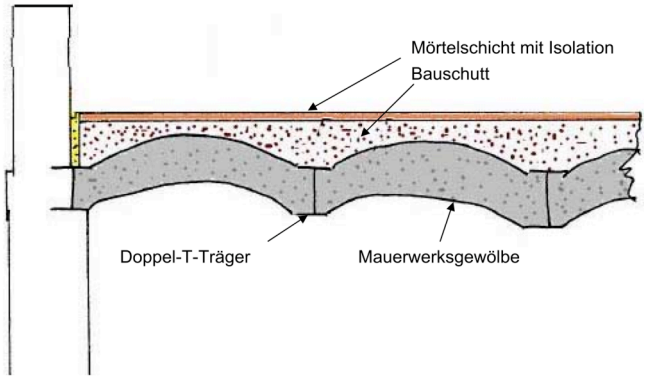


Abb. 7: Schematischer Aufbau einer Gewölbedecke (in Farsi: Taghe-Zarbi).

Mauerwerksuntersuchungen zur Bestimmung der Festigkeit und Steifigkeit wurden in situ durchgeführt, wie in Abb. 8 und 9 für Verbundmessungen dargestellt. Ziegel- und Mörtelfestigkeit wurden separat bestimmt. Die Materialkennwerte streuen zum Teil erheblich und ergeben im Allgemeinen niedrige Festigkeitswerte.

5 NORMATIVE GRUNDLAGEN

Der Iran hat seit über 20 Jahren Erdbebennormen für neue Gebäude. Heute gültig ist die kürzlich revidierte dritte Ausgabe der Erdbebennorm (Standard No. 2008, 2007). Während für Tragwerke aus Stahl oder Stahlbeton ähnliche Bestimmungen für Berechnung und Bemessung gelten wie in anderen modernen Erdbebennormen, beschränken sich die Vorschriften für Mauerwerksbauten auf die Einhaltung konstruktiver und konzeptioneller Regeln. Rechnerische Nachweise werden für Mauerwerksbauten keine verlangt. Erlaubt sind Gebäude aus Mauerwerk mit höchstens zwei Geschossen mit einer Geschosshöhe von höchstens je 4 m. Neben Regularitätskriterien im Grundriss und im Aufriss gelten Mindestwerte für die Wandflächen relativ zur Gebäudefläche und Maximalwerte für die Grösse von Wandöffnungen. Unter Anderem sind Ringbalken aus Stahlbeton auf Niveau der Geschossdecken und des Daches vorgeschrieben und bei zweigeschossigen Bauten sind Stahlbetonstützen mit minimalen Querschnittsabmessungen von 0,2 m x 0,2 m an den Rändern der Mauerwerkswände sowie mindestens alle 5 m vorzusehen.

Für die Überprüfung bestehender Bauten existieren keine Erdbebennormen. Kürzlich sind zu der Problematik der bestehenden Bauten zwei ausführliche Berichte erschienen, die als “Guidelines” bezeichnet werden. Die Guideline No. 360 (2007) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* ist praktisch eine Übersetzung des FEMA-Berichts *Prestandard and Commentary for the Seis-*

mic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356, 2000) mit Ausnahme des 7. Kapitels über Mauerwerk, das durch ein eigenständiges iranisches Kapitel ersetzt worden ist. Während in der Guideline No. 360 (2007) das Mauerwerkskapitel noch basierend auf dem Bemessungskonzept der zulässigen Spannungen verfasst ist, wurde in der Guideline No. 376 (2007) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Unreinforced Masonry Buildings* auf die heute üblichen Grenzzustandsbetrachtungen umgestellt. Hinzugekommen sind ferner Checklisten mit qualitativen Kriterien für die Überprüfung von bestehenden Mauerwerksbauten.

Abb. 8: Orthopädie-Abteilung des Bahonar-Spitals in Kerman: Festigkeitsversuch an Mauerwerkswand.

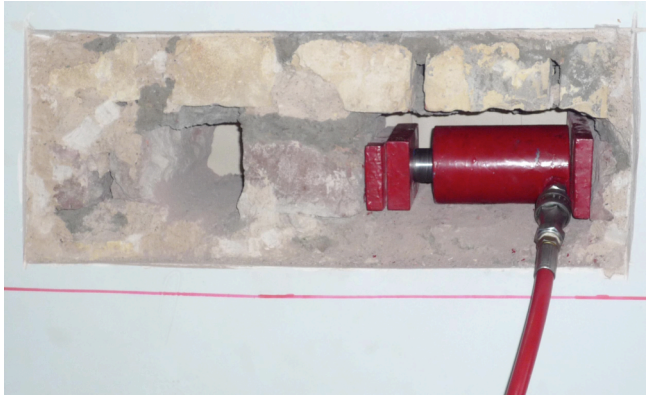


Abb. 9: Detailansicht des Festigkeitsversuchs in der Mauerwerkswand von Abb. 8.

6 TRAGWERKSANALYSE

Während bei Stahl- und Stahlbetonrahmenbauten das Tragwerk oft mittels moderner Finite-Elemente-Programme, z.B. ETABS und SAP2000, analysiert wird, ist dies bei Mauerwerksbauten nicht immer sinnvoll. Zu unklar sind die Verhältnisse für ein zutreffendes Tragwerksmodell. Grösstenteils fehlt eine Verzahnung der Mauern untereinander und mit dem Dach. Meistens fehlt sowohl eine Diaphragma-Wirkung der Geschossdecken und als auch eine eigentliche Fundation. Materialkennwerte streuen stark und haben vorwiegend sehr niedrige Werte. In europäischen Verhältnisse würden solche Bauten bereits aufgrund dieses Zustandes ersetzt. Iranische Bauherren und Ingenieure versuchen solche Bauten zu sanieren.

Als pragmatische Lösung für die Erdbebenüberprüfung wurden die bereits vorhandenen Checklisten mit qualitativen Kriterien für bestehende Mauerwerksbauten aus der Guideline No. 376 (2007) verwendet und durch fünf einfache quantitative Kriterien ergänzt. Diese wurden aus dem sich teilweise widersprechenden iranischen Regelwerk aus unterschiedlichen Normen und Richtlinien speziell für die Überprüfung von Gebäuden aus Mauerwerk im Rahmen des Bam-Projekts zusammengestellt.

Im Einzelnen handelt es sich um die folgenden fünf Kriterien:

– Wandflächenanteil
  Die gesamte Querschnittsfläche aller Wände zusammen muss bei einstöckigen Gebäude mindestens 4% der Gebäudegrundfläche betragen. Bei zweistöckigen Gebäuden gilt 6% fürs Erdgeschoss und 4% fürs Obergeschoss.
– Wandschlankheit
  Das Kriterium der Wandschlankheit erfordert ein Verhältnis von Wanddicke zu Wandhöhe von mindestens 1/10 bei seitlich nicht gehaltenen Wänden bzw. 1/15 bei seitlich gehaltenen Wänden. Die Wandhöhe muss ≤ 4 m und die Wandlänge ≤ 5 m oder ≤ 30-fache der Wanddicke sein.
– Querbeanspruchung
  Die Biegebeanspruchung unter einer quer zur Wand wirkenden horizontalen Beschleunigung wird nachgewiesen.
– Schubbeanspruchung
  Beim Kriterium der Schubbeanspruchung handelt es sich um ein vereinfachtes Ersatzkraftverfahren, bei der jede Wand für sich allein betrachtet wird. Der Schubwiderstand der Wand wird aus Versuchen am Bauwerk bestimmt (Abb. 9).
– Stockwerkschiefstellung
  Die Kontrolle der Stockwerkschiefstellung ist ein einfaches Kriterium der Gebrauchstauglichkeit, das insbesondere zur Sicherstellung der Funktionstüchtigkeit von Lifeline-Gebäuden nach einem Erdbeben wichtig ist. Unter der Wirkung der gegenüber dem Tragsicherheitsnachweis auf die Hälfte reduzierten Erdbebeneinwirkung darf eine Stockwerkschiefstellung von 0,1% nicht überschritten werden.

Diese fünf quantitativen Kriterien werden für jede Mauerwerkswand eines Gebäudes separat nachgewiesen. Die Berechnungen erfolgen mittels Tabellenkalkulation und als Ergebnis wird je ein Erfüllungsfaktor analog dem Vorgehen gemäss Merkblatt SIA 2018 (2004) bestimmt. Je nach Grössenordnung der erhaltenen Erfüllungsfaktoren werden entweder zusätzliche verfeinerte Berechnungen erforderlich oder es kann direkt die Massnahmenempfehlung bezüglich der Notwendigkeit einer Erdbebenertüchtigung formuliert werden.

Mit dieser Methodik bestehend aus Checklisten und den fünf erwähnten Kriterien kann die Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten sowohl rechnerisch als auch konstruktiv und konzeptionell mit vertretbarem Aufwand überprüft werden. In der Regel werden so keine aufwändigen Finite-Elemente-Berechnungen erforderlich.

7 ERTÜCHTIGUNG

Ob solche Bauwerke wie oben beschrieben überhaupt mit vertretbarem Aufwand ertüchtigt werden können, hängt weitgehend vom Layout und den Resultaten der Bauwerksinspektion ab. Eine kostengünstige Alternative ist zum Beispiel das Herabsetzen des Baues in eine tiefere Bedeutungskategorie, z.B. die Umnutzung von bisherigen Operationsräumen zu neu Lagerräumen. Dazu sind meist nur wenige bauliche Massnahmen notwendig. Bei einer eigentlichen Ertüchtigung ist primär auf eine Verbesserung der Integrität des Daches bzw. der Decken und der Verbindung zwischen Dach, Wänden und Fundation zu achten. Komplexe Bauten, wie z.B. der Hauptbau des Shafa-Spitals in Kerman, sollten in einzelne unabhängig schwingende Gebäudeteile aufgeteilt werden.

Eine weit verbreitete Ertüchtigungsmethode im Iran ist die Aussteifung von Gewölbedecken durch Verbände (Abb. 10 und 11). Der Vorteil dieser Methode ist, dass das Deckengewicht nur unwesentlich verändert wird. Aus Sicht der Autoren erzeugt ein solcher Verband meist eine zu geringe Versteifung der Decke. Ferner ist aus konstruktiver Sicht ungünstig, dass alle Schweissarbeiten über Kopf bei beschränkten Platzverhältnissen auszuführen sind, so dass die Qualität der Schweissverbindungen in der Regel leidet. Eine effizientere Lösung ist der Ersatz des Bauschuttes in der Decke (siehe Abb. 7) durch eine bewehrte Betonschicht.

Die Mauerwerkswände können durch Aufkleben von Geweben oder Lamellen ertüchtigt werden. Einzelne Mauerwerkswände können durch Stahlbetonwände ersetzt werden.

8 DANKSAGUNG

Die Autoren danken der Weltbank für die Finanzierung des Projektes. Weiterer Dank gilt Jürg Hammer (DRM Switzerland AG) sowie Javad Najafi und seinem Team (RADYAB, Tehran) für die Zusammenarbeit im Projekt.

Abb. 10: Verstärkung einer Gewölbedecke durch Einschweissen eines Stahl-Verbandes.

Abb. 11: Verstärkung einer Gewölbedecke durch Einschweissen eines Stahl-Verbandes, Detailansicht der Schweissverbindungen.

9 LITERATUR

FEMA 356 (2000), Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C.

Guideline No. 360 (2007), Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Iranian building codes and standards, Ministry of Housing and Urban Development (in Farsi).

Guideline No. 376 (2007), Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Unreinforced Masonry Buildings, Iranian building codes and standards, Ministry of Housing and Urban Development (in Farsi).

Naeim F. et al. (2005), 2003 Bam, Iran, Earthquake Reconnaissance Report, Earthquake Spectra, Special Issue I, Vol. 21, Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Oakland, CA.

SIA 2018 (2004), Überprüfung von Gebäuden bezüglich Erdbeben, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich.

Standard No. 2008 (2007), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Iranian building codes and standards, Ministry of Housing and Urban Development, 3rd edition.

ISBN 978-3-03732-021-1